

CAPÍTULO I
INTRODUCCIÓN.

1 INTRODUCCIÓN.

1.1 PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.

1.1.1 Planteamiento del problema.

Los puentes son estructuras que desempeñan un papel vital en el desarrollo económico, la conectividad regional, la eficiencia del transporte y la seguridad, convirtiéndolos en elementos fundamentales de la infraestructura moderna, los puentes conformados por una Superestructura tipo Viga-Losa de Hormigón Preesforzado se han convertido en la opción más viable para luces medianas (menores a 50 metros dependiendo de la tecnología, la técnica empleada y materiales usados para su construcción), debido a que tienen grandes ventajas como ser, versatilidad, eficiencia, bajo costo de construcción y mantenimiento relativamente sencillo. Debido a las ventajas citadas, al mejoramiento de las propiedades mecánicas de los materiales que componen este tipo de superestructuras, a la evolución de las metodologías constructivas utilizadas en la construcción de los mismos y al desarrollo constante de normas que buscan mejorar la seguridad de este tipo de estructuras, se hace necesario mantener una línea de investigación que estudie la evolución continua de esos aspectos.

En el diseño de superestructuras de puentes Viga-Losa de Hormigón Preesforzado intervienen una gran cantidad de variables (algunas de ellas son: La luz de diseño y separación entre vigas). Una de las variables que más influye sobre el análisis de una superestructura viene hacer la luz del tramo de la misma, esta toma gran importancia ya que la principal sollicitación que tienen que soportar los Puentes con esta tipología es la flexión longitudinal, la cual sufre un gran incremento cuando se aumenta la luz del tramo. Si bien la separación entre vigas se podría considerar una variable dependiente de la luz de diseño, ya que a mayores luces se hace necesario disminuir la separación entre vigas para que las sollicitaciones que absorben las mismas no sean excesivas, lo que provocaría un aumento de vigas en la Superestructura, se decidió tomar la separación entre vigas como una variable independiente ya que se desea conocer la variación de las sollicitaciones para distintas configuraciones de separaciones y número de vigas que componen la Superestructura de un Puente Tipo Viga-Losa.

De manera muy resumida podemos decir que las superestructuras de los puentes tipo Losa-Viga tienen el siguiente comportamiento estructural:

La carga viva producida por los vehículos es resistida por el tablero del puente y transmitida hacia las vigas, las cuales son encargadas de resistir las solicitaciones producidas por el peso del tablero y la carga viva en toda la longitud de la superestructura, en el análisis se tiene que tomar en cuenta la gran variabilidad longitudinal y transversal de la posición de la carga viva, es aquí donde nace la importancia de comparar las diferentes configuraciones de superestructuras para conocer la respuesta estructural de estas a la hora de modificar ciertas variables, como ser la longitud del puente y separación entre vigas.

El no conocer la mayoría de las soluciones de diseño que puede haber para una superestructura de puente para un tramo de longitud, conlleva a no tener una solución óptima sobre las características de la superestructura a usar, esto genera problemas como ser un sobredimensionamiento o su contrario sub-dimensionar los elementos que componen la superestructura y en el peor de los casos elegir una tipología de Puente inadecuada para una luz de tramo.

Otro problema que conlleva el análisis de superestructuras es la metodología constructiva empleada y como está influye en el diseño de superestructuras, durante los últimos años en diferentes partes del mundo se ha industrializado el uso de elementos prefabricados para la construcción de puentes, esto ha permitido tener ventajas al optimizar tiempos de ejecución y tener un mayor control de los elementos estructurales empleados, sin embargo los límites de carga, maquinaria existente para el izaje de los elementos y peso admisible para el transporte carretero limitan las dimensiones de los elementos prefabricados, debido a estas limitaciones es que se han empleado técnicas constructivas que buscan segmentar las vigas obteniendo elementos más manejables los cuales no necesitan de grandes medios de montaje.

1.1.2 Formulación.

¿Cómo inciden la luz de diseño y la separación entre vigas en el análisis de la viabilidad de las superestructuras tipo Viga-Losa para puentes vehiculares construidos con Hormigón Preesforzado y Armaduras Postesas?

1.1.3 Sistematización del problema.

¿Cómo es la variación de las fuerzas internas para superestructuras de Puentes tipo Viga-Losa donde se tenga distintas configuraciones de luces de tramo, separación y número de vigas?

¿Cómo se debe optimizar desde el punto de vista estructural una superestructura de un Puente tipo Viga-Losa?

¿Cómo se debe optimizar la sección de una Viga Preesforzada Postensada?

¿Cómo influye la construcción por segmentos en el análisis y diseño de los componentes de una Superestructura de Puente tipo Viga-Losa?

1.2 OBJETIVOS.

1.2.1 General.

- Realizar un análisis técnico-económico de superestructuras tipo Viga-Losa para puentes vehiculares de hormigón Preesforzado con Armaduras Postesas, con el propósito de evaluar su viabilidad aplicando la normativa AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 10 th Edition (2024).

Se busca comprender cómo variables críticas como la luz de diseño (comprendida entre los 25 a 40 metros) y separación entre vigas (correspondientes a configuraciones de 6,5 y 4 vigas con separaciones entre vigas correspondientes entre los 2.10 y 3.00 metros), afectan la respuesta estructural de las Superestructuras de Puentes tipo Viga-Losa.

1.2.2 Especifico.

- Analizar las configuraciones para distintas separaciones de vigas y número de vigas para una sección de puente tipo.
- Desarrollar criterios para evaluar la viabilidad de cada tipo de superestructura.
- Realizar modelos de las superestructuras mediante el software CSI-BRIDGE, para conocer las solicitaciones a las cuales estarán sometidos los elementos y la respuesta estructural de los mismos.

- En base a las solicitudes diseñar los diferentes componentes que forman la superestructura de un puente.
- Analizar la metodología constructiva empleada y como está influye en el diseño de los componentes de la Superestructura de un Puente a lo largo de su construcción y puesta en servicio.
- Elaborar los cálculos métricos, planos de detalle y precios unitarios para los modelos de las superestructuras óptimas para los tramos de longitud planteados, para su respectivo análisis económico.

1.3 JUSTIFICACIÓN.

1.3.1 Académica.

El análisis técnico-económico de superestructuras tipo Viga-Losa para puentes de Hormigón Preesforzado con Armaduras Postesas supone la implementación de gran parte de los conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera de Ingeniería Civil, como también una revisión bibliografía sobre aspectos importantes como análisis, diseño y la metodología constructiva de Puentes tipo Viga-Losa.

La evolución en el cálculo de estructuras de Puentes comenzó con la aplicación de distintos métodos de cálculo algunos de los más utilizados fueron:

- Método de la Losa Ortótropa.
- Método del Emparrillado Plano.
- Método de la Lamina Plegada.
- Método de los Elementos Finitos.

De estos cuatro métodos el que prevaleció fue el método de los elementos finitos, el cual es que actualmente se implementa en la mayoría de los programadas dedicados al cálculo y diseño estructural de distintos tipos de estructuras.

En este trabajo como una herramienta para la solución de la problemática planteada, se usará el método de los elementos finitos (con ayuda del software CSI-BRIDGE) para el análisis y cálculo de las configuraciones de las Superestructuras planteadas.

1.3.2 Técnica.

El diseño óptimo de una superestructura de un puente ejerce una gran influencia sobre el costo total del proyecto de un Puente, ya que la carga permanente de la superestructura puede ser significativa y por ende la magnitud de las cargas gravitacionales que son transmitidas a la infraestructura.

Entendiéndose por óptimo un diseño donde se vele por la seguridad y confort de los usuarios que harán uso de las superestructuras diseñadas tomando en cuenta las siguientes variables; luz de diseño, separación entre vigas.

1.3.3 Social.

Los puentes desempeñan un papel vital en el desarrollo económico, la conectividad regional, la eficiencia del transporte y la seguridad, convirtiéndolos en elementos fundamentales de la infraestructura moderna, los puentes tipo Viga-Losa se han convertido en la opción más viable para luces medianas y largas.

La implementación de las superestructuras que resulten de este análisis supondrá un beneficio a la sociedad desde el punto de vista de la seguridad, ya que se contara con estructuras seguras las cuales podrán ser implementadas de manera referencial para el uso de la sociedad.

1.4 ALCANCE Y LIMITACIONES DEL PROYECTO.

1.4.1 Alcance.

Este proyecto tiene como alcance:

- Pretende abordar la problemática de determinar la viabilidad de distintas superestructuras de puentes tipo Viga-Losa, para analizar esta problemática se desarrollarán distintas simulaciones para determinar el diseño de superestructuras en las cuales se analizará las variables independientes y dependientes de acuerdo a la tabla 1.1

Tabla 1.1

Variables Independientes y Dependientes que se Analizarán

VARIABLES INDEPENDIENTES		VARIABLES DEPENDIENTES
	Propiedades Geométricas de las Vigas.	Dimensiones de la Viga. Eje centroidal. Área. Momento de Inercia.
<ul style="list-style-type: none">• Luz de Calculo.• Separación entre Vigas.	Propiedades Resistentes de las Vigas.	Resistencia a Compresión de la Viga Resistencia durante la Transferencia Esfuerzos en las fibras para un $T=0$ Esfuerzos en las fibras para un $T=\infty$ Resistencia Nominal al Momento. Resistencia Nominal al Cortante. Resistencia Nominal a la Torsión.
	Tendones	Cantidad de Tendones

La cantidad de casos de análisis estará en función de las variables independientes en la tabla 1.2 se muestra la descripción de los casos.

Tabla 1.2*Cantidad de Casos que se Analizarán*

LUZ (m)	TIPO DE GEOMETRIA DE LA VIGA		SEPARACION ENTRE VIGAS EN LA SUPERESTRUCTURA (m)						N° DE CASOS
			2,10	2,10	2,40	2,40	2,70	3,00	
25,00	AASHTO, BPR		2,10	2,10	2,40	2,40	2,70	3,00	6
27,50	AASHTO, BPR		2,10	2,10	2,40	2,40	2,70	3,00	6
30,00	AASHTO	BULB-TEE	2,10	2,10	2,40	2,40	2,70	3,00	6
32,50	AASHTO	BULB-TEE	2,10	2,10	2,40	2,40	2,70	3,00	6
35,00	AASHTO	BULB-TEE	2,10	2,10	2,40	2,40	2,70	3,00	6
37,50	AASHTO	BULB-TEE	2,10	2,10	2,40	2,40	2,70	3,00	6
40,00	AASHTO	BULB-TEE	2,10	2,10	2,40	2,40	2,70	3,00	6
TOTAL, DE CASOS DE ANALISIS PRELIMINARES									42

Nota: Se repite la separación de 2.10 y 2.40 debido a que la superestructura contiene 6 y 5 vigas separadas 2.10 metro, como también 5 y 4 vigas separadas 2.40 metros.

De acuerdo a la sección transversal planteada se determinó de manera preliminar analizar la separación de acuerdo a la tabla 1.3.

Tabla 1.3*Cantidad de Vigas Según la Separación entre Vigas*

Detalle Superestructura	6 vigas S=2,10 m
	5 vigas S=2,10 m
	5 vigas S=2,40 m
	4 vigas S=2,40 m
	4 vigas S=2,70 m
	4 vigas S=3,00 m

Nota: La cantidad de vigas mostradas corresponde para una superestructura conformada por 2 carriles vehiculares y 2 aceras con un ancho total de 12.26 metros.

Como constantes en este trabajo se toma los valores mostrados en la tabla 1.4

Tabla 1.4*Constantes para el Análisis*

CONSTANTES	
Resistencia a compresión del Hormigón de la Losa (f_c)	25 (MPa)
Espesor de la losa	200 (mm)
Resistencia del Acero de Preesfuerzo	1860 (MPa)
Esfuerzo Limite de Fluencia del acero de Preesfuerzo (f_y)	1674 (MPa)
Esfuerzo máximo Permisible en el gato.	1506,6 (MPa)
Cantidad de Torones por Anclaje	12 unidades

- Se emplearán herramientas de análisis estructural, como software de modelado y simulaciones computacionales, para evaluar el comportamiento de las superestructuras bajo diversas condiciones de carga y configuraciones según la separación, longitud de tramo y numero de vigas.
- Una vez que se hayan determinado las solicitaciones a las que estarán sometidas las distintas superestructuras planteadas con las variables asignadas se procederá a realizar el diseño de los distintos componentes (Vigas, losa y diafragmas) de las superestructuras.
- Diseñado los distintos componentes se procederá a realizar el análisis y comparación entre las variables independientes y dependientes.
- Se realizará los cálculos métricos y planos de detalles para los diseños óptimos para cada tramo de longitud.

1.4.2 Limitaciones.

- Las variables independientes que se analizarán serán, la luz del puente y separación entre vigas.
- La longitud de luz de cálculo de las superestructuras se encuentra entre los límites de los rangos en donde es recomendable la elección de un puente de vigas preesforzadas (25 metros a 40 metros), se hará variar este análisis cada 2,50 metros.
- El número de carriles considerados será de dos carriles, con separación de vigas entre ejes de 2.10m, 2.40 m, 2.70 m y 3.00 metros.
- El análisis solo se hará para superestructuras rectas, no se analizará la curvatura ni esvía que puede llegar a existir en una Superestructura.

- Solo se analizarán anclajes de 12 torones, con torones de diámetro igual a media pulgada.
- No se analizará la variabilidad del número de torones que puede ocupar un anclaje, es decir que se aprovechara la máxima fuerza de preesfuerzo que se puede aplicar para el total del número de torones que puede haber en un anclaje de 12 torones.
- La disposición de los tendones en centro luz se las hará de manera de asegurar tener una máxima excentricidad, la separación entre tendones será la recomendada por la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 10th Edition (2024) la cual dice que tiene que ser igual al diámetro del tendón, los torones se colocaran en el plano vertical no se analizara la colocación de más de un tendón en el ala inferior de la viga, por el motivo de que se quiere evitar un pandeo lateral de la viga durante el momento de transferencia.
- La colocación de todos los anclajes se realizará en las zonas de anclaje en un plano completamente vertical, no se analizará la disposición de anclajes en otro lugar, para permitir la disminución de la altura de las Vigas.
- El tipo de viga a utilizar serán las vigas con geometrías que contienen alas superiores e inferiores parecidas a las de las vigas tipo AASTHO, BPR y BULT-TEE, excluyendo de este análisis las vigas con geometrías cajón u otras secciones.
- Se analizará solo la metodología constructiva de segmentos y como está influye en el diseño estructural de los distintos elementos de la Superestructura, solo se analizarán juntas secas con llaves de corte entre los segmentos, excluyendo de este análisis las juntas húmedas.
- La vida útil de las superestructuras estará estimada en 75 años.
- La humedad relativa será tomada como 70%.
- Las superestructuras serán de puentes isostáticos de un solo tramo no contemplando las superestructuras de puentes continuos hiperestáticos o isostáticos del tipo Gerber.
- El análisis se concentrará en la superestructura, excluyendo consideraciones detalladas de cimentación y subestructuras de los puentes.
- No se analizará la influencia de un posible sismo y como este influye en el diseño de una superestructura.

1.4.3 Hipótesis.

Al aumentar la luz de diseño, se incrementan las solicitaciones en las superestructuras, principalmente en las vigas. La configuración del número de vigas y la separación entre ellas influye directamente en la capacidad de distribuir y absorber dichas solicitaciones. Por lo tanto, para distintas combinaciones de número y separación de vigas, existen configuraciones óptimas que permitan maximizar la eficiencia estructural y económica de la Superestructura de un Puente Tipo Viga-Losa.

CAPITULO II
MARCO TEÓRICO.

2 MARCO TEÓRICO.

2.1 BREVE HISTORIA DE LOS PUENTES PREESFORZADOS.

Freyssinet, además de contribuir al desarrollo del hormigón armado, fue el iniciador del Hormigón Preesforzado. Este se puede considerar como un nuevo material; su diferencia con el Hormigón Armado es que en éste la armadura es pasiva, es decir, entra en carga cuando las acciones exteriores actúan sobre la estructura. En el preesforzado, en cambio la armadura es activa, se tensa previamente a la acción de las cargas que va a recibir la estructura (peso propio, carga muerta y carga viva), comprimiendo el hormigón de forma que los esfuerzos de tracción en el hormigón sean inexistentes o que los mismos tengan valores muy bajos. La estructura se pone en tensión previamente a la actuación de las cargas que van a gravitar sobre ella, y de ahí su nombre de Hormigón Preesforzado o Pretensado.

2.1.1 Breves Antecedentes de los Puentes Preesforzados en Bolivia.

La siguiente información es un resumen del artículo escrito por el ingeniero Alfonso Subieta Otalora, para la revista Hormigón y el Acero N°146 de la Asociación Técnica Española del Pretensado la cual lleva por título Puentes de Hormigón Pretensado construidos en Bolivia y fue publicada en 1983.

El primer antecedente de la utilización de Hormigón Preesforzado en la construcción de puentes en Bolivia, fue realizado por la institución que en ese momento llevaba por nombre, Servicio Nacional de Caminos (SNC) hoy actualmente Administradora Boliviana de Carreteras (ABC). En el año 1965, por administración directa de la institución anteriormente nombrada, se lleva a cabo la fabricación de varias vigas de 80 centímetros de altura y 19 metros de longitud para formar un tramo adicional a un puente metálico tipo Warren.

Simultáneamente con la construcción del tramo de 19 metros antes mencionado, se inició con la construcción del puente sobre el río Yapacaní, de 700 metros de longitud, formado por 18 tramos simples. Por otra parte, se construyeron 48 estructuras (2800 metros en total), entre las que destacan los puentes Chimoré y Chapare, con 296 y 312 metros de longitud.

Las estructuras mencionadas hasta ese momento son tramos simples no mayores a los 40 metros, de sección transversal compuesta de Vigas Postensadas, prefabricadas y losa de Hormigón Armado.

Desde 1968 hasta 1983, el Servicio Nacional de Caminos proyectó y construyó por administración directa en la mayor parte de los casos y por contrato en otras, aproximadamente 4.000 metros de puentes de hormigón preesforzado. Se destacan por el tipo de estructura, varios puentes continuos de tres tramos tipo Gerber, con tramo central de 45 metros. El tramo suspendido de 25 metros es la única parte preesforzada.

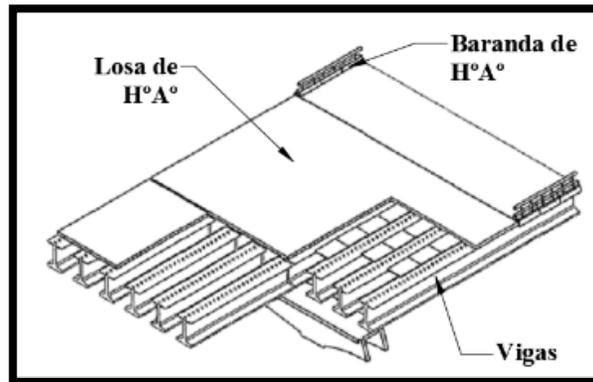
Construcción segmentada tramo por tramo. – Como antecedentes de esta metodología constructiva tenemos que se aplicó por primera vez en la construcción de un viaducto de 30 metros de luz, sobre la Autopista La Paz-El Alto y varias pasarelas de 28 metros de luz máxima fueron construidas. El viaducto, de sección cajón, se prefabricó en segmentos de dos metros de largo y diez toneladas de peso. Estos segmentos se transportaron en volquetes y se colocaron con grúa sobre una obra provisional formada por vigas metálicas. El montaje del viaducto duró dos días, con mínima interrupción del tránsito en la Autopista. Otras ventajas obtenidas son: reducción del tiempo de construcción, menores costos con relación a las pasarelas de hormigón armado o acero, mínima cantidad de encofrados, cimbras reutilizables, altos rendimientos de mano de obra, productividad y control de calidad excedentes.

2.2 PUENTE TIPO VIGA-LOSA.

Está constituido por una estructura viga, en el sentido más general, que se apoya en dos estribos extremos y una serie de pilares intermedios como lo muestra la figura 2.1. Desde el punto de vista resistente podríamos decir que son puentes tipo Viga, los que utilizan la flexión generalizada (flexión, cortantes, torsión, etc.) como mecanismo fundamental para transmitir las cargas.

Figura 2-1

Imagen Descriptiva de una Superestructura Tipo Viga-Losa



La resolución de la superestructura de un puente tipo Viga-Losa tiene como fin el de resolver dos problemas básicos, el problema resistente y el problema constructivo.

Problema Resistente. – En los puentes tipo Viga-Losa rectos bi-apoyados, el esfuerzo predominante bajo la actuación del peso propio, carga muerta y carga viva, es la flexión longitudinal. Esta flexión puede ser resistida de dos maneras:

- Distribuyendo uniformemente la rigidez longitudinal a lo ancho del tablero, lo que nos proporciona los puentes tipo Losa.
- Concentrándolas en determinadas líneas paralelas al eje longitudinal del Puente, con lo que tenemos el puente conformado por vigas.

Problema Constructivo. – En la morfología del puente de Vigas existe además una voluntad constructiva. Cada una de las vigas que constituye la superestructura puede realizarse de manera independiente y montarla sobre las pilas, con lo que el peso del elemento a manejar es mucho menor que el de la superestructura total. Una vez colocadas las vigas se construye la losa superior apoyándose sobre ellas. De esta manera se consigue dos metas importantes de todo puente: manejar elementos de poco peso, lo que determina medios de montaje poco importantes y liberarnos del apoyo en el terreno durante la construcción.

2.2.1 Morfología y Dimensionamiento.

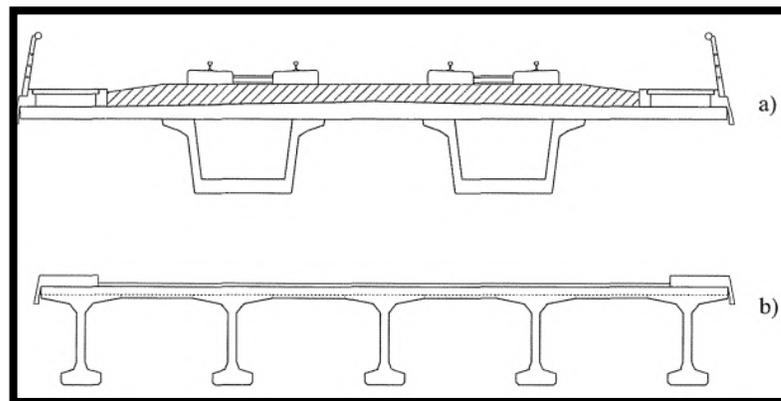
En la sección transversal de una superestructura de vigas, en su forma, están vertidas casi todas las dimensiones resistentes y constructivas del mismo. Es el elemento generatriz de la superestructura y por lo tanto de suma importancia de cara a su diseño.

Las acciones más importantes que tienden a configurarla son las directas verticales: peso propio, carga muerta y carga viva del tráfico vehicular. El peso propio y la carga muerta actúan permanentemente sobre la superestructura y los esfuerzos que producen crecen rápidamente con la luz de la superestructura.

La distribución de las vigas en la superestructura depende del tipo de carga viva, por ejemplo, si se tratase de diseñar un puente para un ferrocarril, las vigas que soportan el tablero deberán colocarse de manera que la transmisión de la acción del ferrocarril a las vigas se realice con el menor recorrido horizontal posible a través del tablero. En el caso de los puentes carreteros o urbanos en los cuales los puentes se diseñan para resistir una carga vehicular móvil, la cual puede cambiar de trayectoria a lo largo del recorrido longitudinal y transversal, la distribución de las vigas debe ser lo más uniforme posible.

Figura 2-2

Sección Tipo de la Superestructura de un Puente



a) Superestructura para un Puente para un Ferrocarril.

b) Superestructura Tipo de un Puente para vehículos Normales

Un aspecto importante que también se debe considerar es la relación que existe entre la carga permanente y la sobrecarga, esta relación determina la cuantía de la oscilación de los momentos flectores principales que actúan sobre las vigas.

Si los momentos flectores que actúan sobre las vigas de una superestructura son muy variables se deberá utilizar secciones con gran radio de giro, es decir con grandes cabezas superior e inferior y almas delgadas, para asegurar que tenemos un estado de compresión compuesta permanente.

El criterio de separar las vigas más o menos viene ligado al tamaño de las vigas en sí, al espesor de la losa superior y a la disposición o no de vigas riostras transversales. Es evidente que cuantas menos vigas principales pongamos mayor deberá ser su tamaño ya que la cantidad de flexión longitudinal que cada una debe resistir será mayor. También deberá aumentar el espesor de la losa superior pues su flexión crecerá por dos conceptos:

- La actuación del peso propio y la carga viva flectando entre las vigas longitudinales.
- El aumento de las flexiones debidas al reparto transversal de carga. Cuando se dispone de vigas riostras transversales, la losa, por su menor rigidez, queda liberada de las flexiones de reparto trasversal y son las riostras las que verifican esa función.

2.2.2 Relación entre Algunas de las Variables más Significativas en el Diseño de las Superestructuras de Vigas Prefabricadas Preesforzadas.

Las variables significativas en el dimensionamiento son las siguientes:

- Luz de la Superestructura (L). – Es la variable mas importante ya que determina la cuantía de la flexión del tablero.
- Relación Altura/Luz (h/L).- Ya sea debido al peso propio, la carga muerta y la carga viva, cada una de las vigas de la superestructura están solicitadas predominantemente a flexión, lo que hace que su canto varíe proporcionalmente a la luz. Su valor oscila entre $L/30 < h < L/10$. Sin embargo, esto depende de muchas variables como la separación entre vigas. Es claro que cuanto mayor sea el valor de la separación entre vigas, menor será el número de vigas en la superestructura y por tanto mayor cantidad de peso propio, carga muerta y carga viva recibirá cada viga.

El área de la cabeza inferior influye también en la esbeltez de la superestructura. Si manteniendo la misma separación entre vigas deseamos aumentar la esbeltez, deberemos aumentar el área de la cabeza inferior para que esta sea capaz de almacenar la gran cantidad de compresiones introducidas por el preesfuerzo necesarias para hacer frente a los fuertes esfuerzos de tracción producidas por el peso propio y carga viga de la estructura.

- Separación entre vigas (S) y espesor de losa (e') .- Existe una tendencia frecuente a separar cada vez más las vigas. La razón que encontramos para ello es la economía que se consigue en la construcción al realizar pocas unidades de vigas, ya que entonces se reduce el número de operaciones de hormigonado, armado, transporte y colocación, lo cual supone como ya hemos dicho la existencia de medios de colocación más potentes.

El espesor de la losa e' depende de la separación entre las vigas longitudinales ya que el trabajo a flexión transversal crece con la separación entre vigas S . Su valor quedara influido por la existencia o no de suficientes vigas riostras transversales intermedias, ya que cuando estas existan la losa superior reduce su papel a puentear la luz entre vigas longitudinales, mientras que en el otro caso deben cargar además con el trabajo del reparto. El valor del espesor de la losa e' debe ser tal que se permita la fácil colocación de armaduras y la conservación de recubrimientos.

- Espesor del alma de las vigas (e).- El espesor del alma de las vigas prefabricadas no viene casi nunca determinada por condiciones resistentes sino por problemas constructivos. El pequeño espesor que plantea el problema resistente sino por problemas constructivos. El pequeño espesor que plantea el problema resistente queda claramente aumentando por las necesidades de hormigonado, de colocación de armaduras pasiva y activa.

2.3 FILOSOFIA DE SEGURIDAD EN LOS PUENTES.

Una revisión de las filosofías usadas en una variedad de especificaciones da como resultado tres posibilidades de diseño, diseño por esfuerzos admisibles (ASD), diseño por factores de carga (LFD), y diseño basado en la confiabilidad, una aplicación particular es

el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). Estas filosofías son discutidas debajo.

2.3.1 Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD).

Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD) los primeros procedimientos de diseño fueron desarrollados con el enfoque principal en las estructuras metálicas. Las estructuras de acero tienen un comportamiento lineal hasta un punto de fluencia que está debajo de la resistencia última del material. La seguridad en el diseño se obtiene dando límites de esfuerzo a los esfuerzos producidos por los efectos de carga, estos deben ser una fracción del esfuerzo de fluencia f_y ; por ejemplo, un medio. Este valor sería equivalente a un factor de seguridad $F = 2$, es decir:

$$FS = \frac{R}{Q} = \frac{f_y}{0.5f_y} = 2$$

Donde:

FS = Factor de seguridad.

R = Resistencia.

Q = Efecto de carga.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

Debido a que las especificaciones ponen límites a los esfuerzos, esto llegó a ser conocido como Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD). Otro punto que debe ser enfatizado en el método ASD es que este método no reconoce que las cargas tienen diferentes niveles de incertidumbre. La carga viva, muerta y de viento son tratados igualmente en ASD. En la inequación, el factor de seguridad es aplicado al lado de la resistencia y el lado de la carga no está factorizado. En el método ASD la seguridad está determinado por:

$$\frac{R}{FS} \geq Q$$

Para el método ASD las cargas de diseño son valores fijos y son seleccionados de un código de diseño, no se considera el grado de variación en la predicción de los diferentes tipos de carga. Finalmente, el factor de seguridad escogido es basado en la experiencia y

el criterio, por tanto, las medidas cuantitativas de riesgo no pueden ser determinados por la ASD. Solo la tendencia es conocida.

2.3.2 Diseño por Factores de Carga (LFD).

Diseño por Factores de Carga (LFD) realizo un esfuerzo preliminar al reconocer que la carga viva, en particular, era más variable que el peso muerto. Este pensamiento es contenido en el concepto de usar un multiplicador diferente en la carga muerta y en la carga viva; Un criterio de diseño puede ser expresado como:

$$1.25M_D + 1.75M_{L+I} \leq \phi M_U$$

Donde:

M_D = Momento producido por el peso propio.

M_{L+I} = Momento producido por la carga muerta e impacto.

M_U = Momento Resistente.

ϕ = Factor de reducción de resistencia.

La resistencia se basa, ya sea en lograr la pérdida de estabilidad de un componente o lograr una fuerza inelástica transversal. En algunos casos, la resistencia es disminuida por un "factor de reducción de resistencia", lo cual se basa en la posibilidad que un componente puede ser más pequeño de lo normal, el material puede tener menor resistencia, o el método de cálculo puede ser más o menos preciso.

2.3.3 Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

La sollicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

Donde:

η_i = Modificador de carga.

γ_i = Factor de carga.

Q_i = Sollicitación.

La combinación de carga que evalúa el método LRFD son:

- Estados Límites de Resistencia.
- Estados Límites de Servicio.
- Estados Límites de Fatiga.
- Estados Límites Correspondientes a Eventos Extremos.

El diseño por factores de Carga y Resistencia requiere satisfacer la siguiente ecuación:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Debido a que dicha ecuación toma en cuenta factores de carga y factores de resistencia el método de diseño es llamado “Diseño por Factores de Carga y Resistencia, LRFD”. Un criterio de diseño para el estado límite de resistencia I, puede ser expresado como:

$$\eta(\gamma_p M_{DC} + \gamma_p M_{DW} + \gamma_i M_{LL+IM}) \leq \phi M_U$$
$$\eta(1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75M_{LL+IM}) \leq \phi M_U$$

Donde:

M_{DC} = Momento producido por el peso propio de los componentes estructurales.

M_{DW} = Momento producido por la superficie de rodamiento.

M_{LL+IM} = Momento producido por la carga viva vehicular.

El coeficiente de modificación de carga se determina según:

$$\eta = \eta_D * \eta_R * \eta_I \geq 0.95$$

Donde:

η = Factor de modificación de carga.

η_D = Factor relacionado con la ductilidad.

η_R = Factor relacionado con la redundancia.

η_I = Factor relacionado con la importancia operativa.

R_n = Resistencia Nominal.

$R_r =$ Resistencia mayorada $= \phi R_n$.

Ductilidad. – El comportamiento de las estructuras y de los elementos que conforman, ante solicitaciones que sobrepasan el límite elástico, pueden tener un comportamiento dúctil que se caracteriza por deformaciones inelásticas previas a una pérdida de capacidad de cargas, o comportamiento frágil que implica a una pérdida de capacidad de carga sin previa alerta.

Tabla 2.1

Factor de Ductilidad

Factor η_D	Estado Limite	Tipo de elemento
≥ 1.05	Resistencia	Elementos y conexiones no dúctiles
$= 1.00$	Resistencia	Diseños y detalles convencionales.
≥ 0.95	Resistencia	Elementos y conexiones con ductilidad mayor a la requerida
	Servicio	
	Fatiga	
$= 1.00$	Eventos Extremos	

Fuente: A.1.3.3 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD 2024)

Redundancia. -En las estructuras donde la falla no sea anticipada, el diseño debe realizarse mediante la consideración de falla crítica y el sistema estructural como sistema no redundante. De manera contraria, en las estructuras donde la falla sea anticipada, el diseño de los elementos será mediante el criterio de falla no crítica y todo el sistema, como sistema redundante.

Tabla 2.2

Factor de Redundancia

Factor η_R	Estado Limite	Tipo de elemento
≥ 1.05	Resistencia	Elementos no redundantes.
$= 1.00$	Resistencia	Para niveles normales de redundancia.
≥ 0.95	Resistencia	Para niveles excepcionales de redundancia.
	Servicio	
	Fatiga	
$= 1.00$	Eventos Extremos	

Fuente: A.1.3.4 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD 2024)

Importancia. – Este factor considera la funcionalidad de la estructura y la sensación de seguridad ocupacional.

Tabla 2.3

Factor de Importancia

Factor η_I	Estado Limite	Tipo de elemento
≥ 1.05	Resistencia	Elementos de gran importancia.
$= 1.00$	Resistencia	Puentes típicos.
≥ 0.95	Resistencia	Para relativamente de menor importancia.
$= 1.00$	Servicio Fatiga Eventos Extremos	

Fuente: A.1.3.5 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD 2024)

2.3.4 Combinaciones y Factores de carga Norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 10th Edition (2024).

2.3.4.1 Factores de Carga.

El factor de carga considera la probabilidad de ocurrencia simultanea de diferentes tipos de cargas, la variabilidad de las cargas, así como la inexactitud de los análisis, también se relaciona con aspectos estadísticos de la resistencia de los materiales.

Figura 2-3

Combinación de Cargas y Factores de Carga para Todos los Estados

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ	Use One of These at a Time			
											BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{ro}	γ_{se}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{ro}	γ_{se}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.00	—	1.00	0.50/1.20	γ_{ro}	γ_{se}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{ro}	γ_{se}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	1.00	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	1.00	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{ro}	γ_{se}	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	γ_{LL}	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{ro}	γ_{se}	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	1.00	—	1.00	1.00/1.20	—	1.00	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Fuente: Tabla 3.4.1-1 (Especificaciones AASHTO LRFD 2024)

Figura 2-4

Factores de Carga, para Cargas Permanentes

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments		1.25	0.90
DC: Strength IV only		1.50	0.90
DD: Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.40	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (2010) Method	1.25	0.35
DW: Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• AEP for anchored walls		1.35	N/A
EL: Locked-in Construction Stresses		1.00	1.00
EV: Vertical Earth Pressure			
• Overall and Compound Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• MSE wall internal stability soil reinforcement loads			
o Stiffness Method			
▪ Reinforcement and connection rupture		1.35	N/A
▪ Soil failure – geosynthetics (Service I)		1.20	N/A
o Coherent Gravity Method		1.35	N/A
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures			
o Metal Box Culverts, Structural Plate Culverts with Deep Corrugations, and Fiberglass Culverts		1.50	0.90
o Thermoplastic Culverts		1.30	0.90
o All others		1.95	0.90
• Internal and Compound Stability for Soil Failure in Soil Nail Walls		1.00	N/A
ES: Earth Surcharge		1.50	0.75

Fuente: Tabla 3.4.1-2 (Especificaciones AASHTO LRFD 2024).

Figura 2-5

Factores de carga, para cargas permanentes debido a deformaciones sobreimpuestas

Bridge Component	PS	CR, SH
Superstructures—Segmental Concrete Substructures supporting Segmental Superstructures (see 3.12.4, 3.12.5)	1.0	See γ_P for DC, Table 3.4.1-2
Concrete Superstructures—nonsegmental	1.0	1.0
Substructures supporting non-segmental Superstructures		
• using I_g	0.5	0.5
• using $I_{effective}$	1.0	1.0
Steel Substructures	1.0	1.0

Fuente: Tabla 3.4.1-3 (Especificaciones AASHTO LRFD 2024).

Figura 2-6

Factores de carga para cargas vivas para la combinación de cargas de servicio III

Component	γ_{LL}
Prestressed concrete components designed using the refined estimates of time-dependent losses as specified in Article 5.9.5.4 in conjunction with taking advantage of the elastic gain	1.0
All other prestressed concrete components	0.8

Fuente: Tabla 3.4.1-4 (Especificaciones AASHTO LRFD 2024).

Figura 2-7

Factores de carga para cargas permanentes debido a movimientos de la cimentación

Foundation Movement and Movement Estimation Method	SE
Immediate Settlement	
• Hough method	1.00
• Schmertmann method	1.40
• Local owner approved method	*
Consolidation settlement	1.00
Lateral Movement	
• Soil-structure interaction method (P-y or Strain Wedge)	1.00
• Local owner approved method	*
*To be determined by the owner based on local geologic conditions.	

Fuente: Tabla 3.4.1-5 (Especificaciones AASHTO LRFD 2024).

2.3.5 Cargas en Superestructuras de Puentes Norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 10th Edition (2024).

La normativa AASHTO LRFD 2024 en el diseño de puentes clasifica a las cargas en dos categorías:

- Cargas Permanentes.
- Cargas Transitorias.

2.3.5.1 Cargas Permanentes.

Se denomina así a todas las cargas que están presentes durante toda la vida útil del puente, estas están presentes sin variar, la denominación de las mismas es:

CR = Efecto debido al creep.

DD = Fricción negativa (downdrag).

DC = Peso Propio de los elementos estructurales y componentes no estructurales.

DW = Peso Propio de la carga de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

EH = Empuje horizontal del suelo.

EL = Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo.

ES = Sobrecarga del suelo.

EV = Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

PS = Fuerzas secundarias de Postensado.

SH = Contracción.

2.3.5.1.1 Peso Propio y Cargas Muertas (DC).

El peso propio considera todos los elementos que sean indispensables para la estructura y la carga muerta, incluye sobre todo a la capa de rodamiento. Tanto como el peso propio y las cargas muertas estarán estimadas en base a sus dimensiones y considerando los valores medidos de los correspondientes pesos específicos.

Figura 2-8

Densidades de Algunos Materiales

Material		Peso específico (Kg/m ³)
Aleaciones de aluminio		2800
Superficies de rodamiento bituminosas		2250
Hierro fundido		7200
Escoria		960
Arena, limo o arcilla compactados		1925
Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f'c \leq 35$ MPa	2320
	Densidad normal con $35 < f'c \leq 105$ MPa	$2240 + 2.29 f'c$
Arena, limo o grava sueltos		1600
Arcilla blanda		1600
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2250
Acero		7850
Sillería		2725
Madera	Dura	960
	Blanda	800
Agua	Dulce	1000
	Salada	1025
Elemento		Masa por unidad de longitud (Kg/mm)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		0.3

Fuente: Tabla A.3.5.1-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD 2024).

2.3.5.2 Cargas Transitorias.

De entre todas las cargas transitorias que se desarrollan en un puente, la carga viva vehicular es la más frecuente. Aunque el automóvil es la carga viva vehicular más utilizado en casi todos los puentes, el camión es el que causa los efectos más críticos. Específicamente los esfuerzos que generan los vehículos son insignificantes en comparación con los esfuerzos del camión.

A continuación, se menciona las cargas transitorias que se pueden originar en un puente:

BL= Explosiones.

BR= Fuerza de frenado de los vehículos.

CE= Fuerza centrífuga de los vehículos.

CR= Fluencia lenta.

CT= Fuerza de colisión de un vehículo.

CV= Fuerza de colisión de una embarcación.

EQ= Sismo.

FR= Fricción.

IC= Carga de hielo.

IM= Incremento por carga vehicular dinámica (Impacto).

IL= Carga vehicular.

LS= Sobrecarga de la carga viva.

PL= Carga Peatonal.

SE= Asentamiento.

SH= Contracción.

TG= Gradiente de temperatura.

TU= Temperatura uniforme.

WA= Carga hidráulica y presión del flujo del agua.

WL = Viento sobre la carga vehicular.

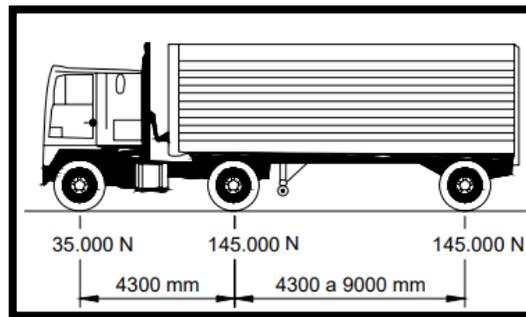
WS = Viento sobre la estructura.

2.3.5.2.1 Cargas Viva Vehicular (IL).

La carga ideal que fue encontrada fue adoptada por la AASHTO y llamada HL 93 o "Highway load 93" para una mejor representación de "vehículos excluidos", camiones con configuraciones de carga mayores a las permitidas. La media y la desviación estándar del tráfico de camiones fue determinada y usada en la calibración de los factores de carga para el modelo de carga ideal HL93. El modelo de carga se denomina "ideal" porque no es su intención representar ningún tipo de camión en particular.

Figura 2-9

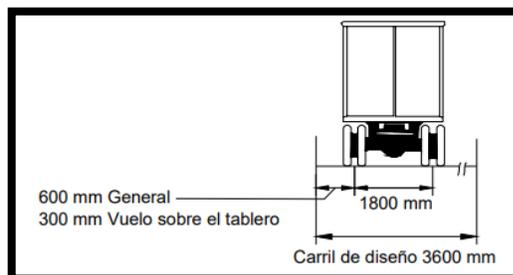
Camión Estándar HL-93



Fuente: [A. 3.6.1.2.2] (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD 2024).

Figura 2-10

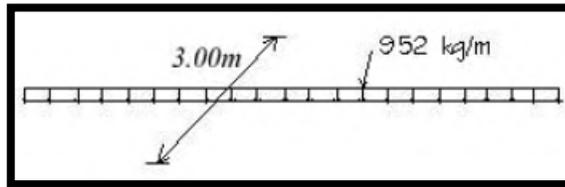
Tándem HL-93



Fuente: [A. 3.6.1.2.3] (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD 2024).

Figura 2-11

Carga de Carril de Diseño



Fuente: [A. 3.6.1.2.4](Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD 2024).

Tanto los carriles de diseño como el ancho cargado de 3 m en cada carril se deberán ubicar de manera que produzcan solicitaciones extremas. El camión o tándem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de:

- Para el diseño del vuelo del tablero – 0.3 m a partir de la cara del cordón o baranda.
- Para el diseño de todos los demás componentes – 0.6 m a partir del borde del carril de diseño.

A menos que se especifique lo contrario, las longitudes de los carriles de diseño o de las partes de los carriles de diseño que contribuyen a la solicitación extrema bajo consideración se deberán cargar con la carga del carril de diseño.

2.3.5.2.2 Cargas de Fatiga.

La carga de carril de fatiga será un camión de diseño, pero con una separación constante de 9 m entre los ejes de 14.52 Tn. La resistencia de varios componentes del puente, son sensibles a las repeticiones de esfuerzo o fatiga. Cuando la carga es cíclica, el nivel de esfuerzos que produce la fractura del material está por debajo de la resistencia nominal de fluencia. La resistencia a la fatiga está relacionada con el rango de esfuerzos producidos por la carga viva y el número de ciclos de esfuerzos bajo condiciones de servicio. Como la mayoría de los camiones que circulan a través del puente no son los de diseño, sería muy conservador usar todo el modelo de carga viva. Esto significa que solo se considerara el camión de diseño sin la carga lineal de diseño. Para las cargas por fatiga la especificación AASTHO LRFD 2024 considera usar el camión de diseño con una

separación constante de 9 m entre los ejes de 14.52 Tn un factor de carga de 0.75 y el incremento por carga dinámica del 15 por ciento. El número de los rangos de esfuerzos cíclicos está basado sobre los aforos de tráfico. El promedio diario del tráfico del camión en único carril puede ser considerado como:

$$ADTT_{SL} = (ADTT)_p$$

Donde:

$ADTT$ = Numero de camiones por día en una dirección, promediado sobre el periodo de diseño.

$(ADTT)_p$ = Numero de camiones por día en un solo carril promediado durante la vida útil de diseño.

p = Fracción de tráfico asumido por línea de tráfico, valor especificado en la tabla 2.4:

Tabla 2.4

Fracción de Tráfico de Camiones en un Único Carril p

Número de carriles disponibles para camiones	p
1	1.00
2	0.85
3 o mas	0.80

Fuente: Tabla A.3.6.1.4.2-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD 2024).

En ausencia de datos específicos sobre el tráfico de camiones en la ubicación considerada, para los puentes normales se pueden aplicar los valores de la Tabla (2.5).

Tabla 2.5

Fracción de Tráfico de Camiones en un Único Carril

Tipo de Carretera	Fracción de camiones en el trafico
Rural interestatal.	0.20
Urbano interestatal.	0.15
Otras rurales.	0.15
Otras urbanas.	0.10

Fuente: Tabla C.3.6.1.4.2-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD 2024).

2.3.5.2.3 Cargas Peatonales.

Especificaciones AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 10th Edition (2024).

[A. 3.6.1.6] Se deberá aplicar una carga peatonal de $3.6 \times 10^{-3} MPa$ ($365 kg/m^2$) en todas las aceras de más de 0.6 m de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño. Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deberán diseñar para una sobrecarga de $4.1 \times 10^{-3} MPa$ ($415 kg/m^2$). Si las aceras, puentes peatonales o puentes para ciclistas también han de ser utilizados por vehículos de mantenimiento u otros vehículos, estas cargas se deberán considerar en el diseño.

2.3.5.2.4 Reducción por número de vías cargadas.

Para puentes de más de dos vías, se debe reducir los efectos de la carga viva ante la menor probabilidad de que durante toda la vida útil del puente, es tan remota la posibilidad de que todos los carriles estén afectados por los camiones más pesados en un mismo instante de tiempo, que quizá nunca llegue a suscitarse el acontecimiento.

Especificaciones AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 10th Edition (2024).

[A. 3.6.1.1.2] Los requisitos de este artículo no se aplicarán al estado límite de fatiga para el cual se utiliza un camión de diseño, independientemente del número de carriles de diseño.

Tabla 2.6

Factor de Presencia Múltiple (*m*).

Número de carriles cargados.	Factor de presencia múltiple (<i>m</i>).
1	1.20
2	1.00
3	0.85
Para más de 3	0.65

Fuente: Tabla A.3.6.1.1.2-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD 2024).

2.3.5.2.5 Impacto por carga dinámica (*IM*).

Los efectos dinámicos provocados por los vehículos en movimiento se pueden atribuir a dos orígenes:

- El efecto de martilleo, que es la respuesta dinámica del conjunto de la rueda frente a las discontinuidades de la superficie de rodamiento, tales como las juntas del tablero, fisuras, baches y deslaminaciones.
- La respuesta dinámica del puente en su totalidad frente a los vehículos que lo atraviesan, la cual se puede deber a ondulaciones del pavimento de la carretera, tales como las provocadas por el asentamiento del relleno, o a la excitación resonante como resultado de la similitud de frecuencias de vibración del puente y el vehículo.

Especificaciones AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 10th Edition (2024).

[A.3.6.2.1] Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la Tabla (2.7), incremento por carga dinámica. El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $(1 + IM/100)$. El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga de carril de diseño.

Tabla 2.7

Incremento por Carga Dinámica

Componente	IM
Juntas del tablero-Todos los Estados Limites	75%
Todos los demás componentes:	
• Estado Limite de Fatiga y Fractura.	15%
• Todos los demás Estados Limites.	33%

Fuente: Tabla A.3.6.2.1-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD 2024).

2.3.5.2.6 Fuerzas Centrifugas.

Se define como la fuerza de inercia que se manifiesta en todo cuerpo hacia fuera cuando se la obliga a describir una trayectoria curva. Es igual y contraria a la centrípeta (inercia es la resistencia que oponen los cuerpos a cambiar su estado o la dirección de su movimiento). Cuando un puente está ubicado en una curva, o es de planta en curva se debe considerar una fuerza radial horizontal la fuerza centrífuga que puede provocar momentos torsores importantes en la superestructura y esfuerzos cortantes a nivel de los apoyos y coronamientos de la infraestructura.

Especificaciones AASHTO LRFD 2024.

[A. 3.6.3] Con el fin de calcular la fuerza radial o el efecto de vuelco sobre la carga de la rueda, las fuerzas centrífugas se deberán tomar como el producto entre los pesos por el eje del camión o tándem de diseño y el siguiente factor C :

$$C = f * \frac{v^2}{gR}$$

Donde:

v = Velocidad de diseño de la carretera (m/s).

f =1 para el estado de fatiga y 4/3 para otras combinaciones.

g = Aceleración de la gravedad 9.087 (m/s^2).

R = Radio de curvatura del carril de circulación (m).

Las fuerzas centrífugas se aplican horizontalmente a una distancia de 1.80 m sobre la calzada. Se deben aplicar además los factores de presencia múltiple. Se desprecia la carga de carril (sobrecarga distribuida).

2.3.5.2.7 Fuerza de Frenado.

Para la consideración de la magnitud de esta fuerza se considera que es muy probable que los conductores de los vehículos apliquen los frenos de forma simultánea después de observar algún evento, ya que es muy poco probable que todas las líneas de tráfico estén cargadas con el camión de diseño. El centro de acción de esta fuerza se encuentra a 1.8 m sobre la capa de rodadura.

Especificaciones AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 10th Edition (2024).

[A. 3.6.4] La fuerza de frenado según la AASHTO LRFD, se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño, o
- 5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril o 5 por ciento del tándem de diseño más la carga del carril.

Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1.8 m sobre la superficie de la calzada.

Nota: Se debe tener en cuenta que el carril de diseño no está incluido en ninguna de las opciones, además que nuevamente se aplica el factor de presencia múltiple presentada en la Tabla (2.6).

2.3.5.2.8 Carga sobre las Barandas y los Bordillos.

Estos prevén en los bordes de las aceras o directamente de las calzadas para proteger a los peatones o a los vehículos. En algunos casos se prevén parapetos vehiculares entre la calzada y la acera y al borde de la acera postes y pasamanos peatonales.

- **Fuerzas sobre las Barandas.**

[A. 13.7.2] Las fuerzas se toman de la figura 2-12. Se aplica el estado límite de evento extremo para el diseño. No es necesario aplicar las cargas transversales y longitudinales simultáneamente con las cargas verticales.

TL-1 Nivel de Ensayo Uno Usado en zonas donde las velocidades permitidas son bajas y para las calles locales de muy bajo volumen y baja velocidad.

TL-2 Nivel de Ensayo Dos Usado en zonas de trabajo y la mayor parte de las calles locales y colectoras en las cuales las condiciones del emplazamiento son favorables; también donde se prevé un pequeño número de vehículos pesados y las velocidades permitidas son reducidas.

TL-3 Nivel de Ensayo Tres Usado para un amplio rango de carreteras principales de alta velocidad donde la presencia de vehículos pesados es muy reducida y las condiciones del emplazamiento son favorables.

TL-4 Nivel de Ensayo Cuatro Usado para la mayoría de las aplicaciones en carreteras de alta velocidad, autovías, autopistas y carreteras interestatales en las cuales el tráfico incluye camiones y vehículos pesados.

TL-5 Nivel de Ensayo Cinco Usado para las mismas aplicaciones que el TL-4 y también cuando el tráfico medio diario contiene una proporción significativa de grandes camiones

o cuando las condiciones desfavorables del emplazamiento justifican un mayor nivel de resistencia de las barandas.

TL-6 Nivel de Ensayo Seis Usado cuando se anticipa la presencia de camiones tipo tanque o cisterna u otros vehículos similares de centro de gravedad elevado, particularmente cuando este tráfico se combina con condiciones desfavorables del sitio de emplazamiento.

[A. 13.2] A menos que en la presente se establezca lo contrario, se deberán aplicar el estado límite correspondiente a evento extremo y las combinaciones de cargas de la figura 2-2 correspondientes. Las fuerzas de diseño para las barandas y los criterios geométricos a utilizar al desarrollar probetas de ensayo para el programa de ensayos de choque se deberían tomar como se especifica en la figura 2-12. No es necesario aplicar las cargas transversales y longitudinales indicadas en la figura 2-12 simultáneamente con las cargas verticales.

La altura efectiva de la fuerza de vuelco de un vehículo se toma de la siguiente manera:

$$H_e = G - \frac{WB}{2F_T}$$

Donde:

G = Altura del centro de gravedad del vehículo por encima de la superestructura del puente, tal como se especifica en la Figura 2-12.

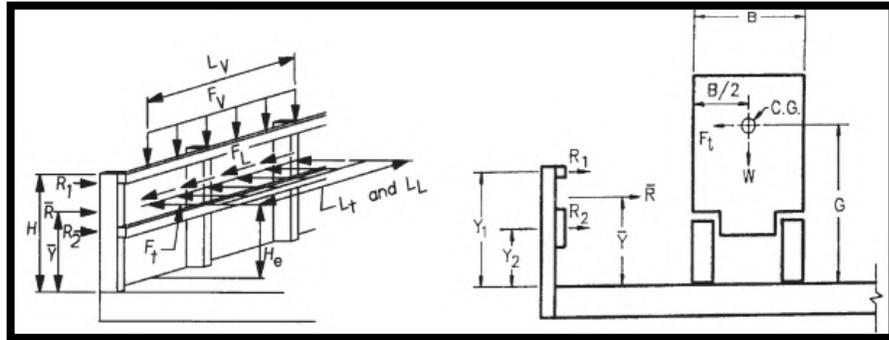
W = Peso del vehículo correspondiente al nivel de ensayo requerido, tal como se especifica en la figura 2-12 (N).

R = Separación entre los bordes exteriores de las ruedas de un eje, tal como se especifica en la Figura 2-11 (mm).

F_T = Fuerza transversal correspondiente al nivel de ensayo requerido, tal como se especifica en la figura 2-12.

Figura 2-12

Fuerza de Diseño en una Baranda Metálica, Ubicación en Altura y Longitud de Distribución Horizontal



Fuente: A13.2-1 Especificaciones AASHTO LRFD, 2024.

Figura 2-13

Fuerzas de Diseño para las Barreras de Tráfico Vehicular

Fuerzas de diseño y simbologías	Niveles de ensayo para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
F_T Transversal (Tn)	6.12	12.25	22.50	22.50	56.25	79.38
F_L Longitudinal (Tn)	2.04	4.08	8.16	8.16	18.60	26.31
F_V Vertical (Tn)	2.04	2.04	2.04	8.16	36.29	36.29
L_T y L_L (m)	1.22	1.22	1.22	1.07	2.44	2.44
L_V (m)	5.50	5.50	5.50	5.50	12.20	12.20
H_e (min.) (m)	0.46	5.10	6.10	0.81	1.07	1.42
Mínima altura del riel H (m)	0.69	0.69	0.69	0.81	1.07	2.29

Fuente: Tabla A 13.2-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2024).

- **Fuerzas sobre los bordillos.**

Los bordillos se diseñarán para resistir una fuerza lateral no menor que 7.50 kN/m, aplicada en el tope del sardinel o a una elevación de 0.25 m sobre el tablero.

2.4 CONSTRUCCION DE PUENTES TIPO VIGA-LOSA.

La manera en cómo se construye una estructura está en la esencia de cualquier tipología estructural básica. Y lo mismo podríamos decir de las estructuras realizadas con elementos lineales. Una barra de madera o de hierro se organiza en forma de celosía para salvar grandes luces. El arte de la construcción es éste, la manera en que las partes se organizan para constituir un todo que los sobrepasa. En la forma trapecial de la dovela de piedra y

en el nudo, en que se juntan y organizan los diversos elementos lineales que constituyen la estructura en celosía, radica el éxito de la organización. El análisis del itinerario de los esfuerzos entre los diversos elementos que constituyen la estructura ha sido el objetivo de muchos años de estudio, de prueba y error en los constructores antiguos.

Y en esto radica la esencia de las formas construidas, como hacer lo grande con elementos pequeños, manejables y fáciles de transportar y montar.

Un puente de vigas prefabricadas es una configuración perfecta, las vigas se montan sobre sus pilares sirviendo a su vez de apoyo a la losa que constituye el tablero. Como en un arco de piedra, las partes que lo constituyen, las vigas elementales, van configurando el puente final desarrollando un mismo tipo de trabajo resistente a lo largo de todo el proceso de construcción. Y lo mismo podríamos decir de un dintel construido por avance en voladizo, que por otro lado tantas deudas tienen con el arco de piedra pues en ambos la dovela es la célula básica, comprimidas, en un caso por el preesforzado y en el otro por la forma arco.

Estos dos sistemas han constituido la base fundamental de la construcción en hormigón en las últimas décadas pues ambas cumplían tres condiciones básicas:

- Destacan elementos de peso controlable y manejable, la viga elemental o la dovela.
- La estructura va resistiendo conforme se construye, estableciéndose durante el proceso de construcción mecanismos resistentes similares a cómo va a funcionar el puente en servicio, lo cual es fundamental para que el dimensionamiento de la estructura no venga condicionado por fases provisionales.
- El peso de los elementos básicos, su forma de puesta en obra y los medios necesarios para su construcción están relacionados equilibradamente.

2.4.1 Puentes Prefabricados de Hormigón con Vigas.

La utilización de elementos lineales prefabricados para la construcción de puentes es uno de los métodos más generales de ordenar el proceso de construcción de un puente, y esto ha ocurrido a lo largo de todos los tiempos. Las vigas de hormigón preesforzado se incorporan más tardíamente, pero una vez que se ajustó la distribución del material para obtener el máximo rendimiento resistente con el mínimo peso y se desarrollaron

adecuadamente los procedimientos de montaje, grúas, vigas de lanzamiento, etc. La familia de los así llamados, puentes de vigas prefabricadas de hormigón preesforzado, constituyó la manera más universal de construir puentes de luces moderadas, raramente pasan de 50 m. Cada viga se monta directamente entre dos pilas y colocándolas paralelamente a una cierta distancia; van constituyendo el soporte de una losa de hormigón que constituye el tablero el puente.

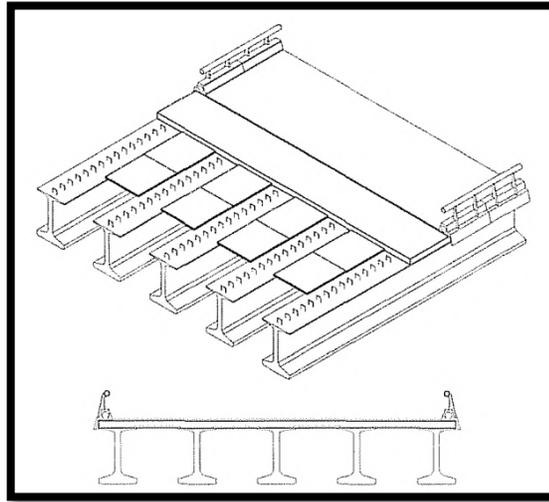
2.4.1.1 Sección Transversal.

El paso del tiempo y la potencia de los medios de montaje ha influido grandemente en la sección transversal de los puentes de vigas prefabricadas, Inicialmente se desarrolló el tablero de vigas doble "T", con vigas separadas entre sí del orden de 3 a 4 m y luces que raramente pasaban de 40 m. de longitud. El peso de estas vigas puede alcanzar las 70 u 80 Toneladas para las vigas más largas, Esta tipología constituye una solución excelente, barata y eficaz, con una perfecta adecuación, entre la capacidad resistente parcial de cada uno de los elementos que la constituyen, a cada una de las fases de construcción por donde pasa y a la que tiene que realizar durante su etapa en servicio.

En la figura 2-14 representamos el procedimiento más habitual de fabricación del tablero cuando se utiliza vigas doble T. En este caso lo más fácil es disponer las vigas uniformemente distribuidas desde el borde, de manera que no sea necesario volar la losa superior. La utilización de un encofrado de madera u hormigón (losas de hormigón prefabricado), a colocarse entre las vigas es el procedimiento más habitual. Estas prelosas pueden hacerse también resistentes, de manera que constituyan la cabeza de tracción de la losa que se formara conjuntamente con el hormigón in situ. Es poco frecuente esta última disposición en la que hay que cuidar expresamente la retracción diferencial de los dos hormigones y su implicación en la adherencia.

Figura 2-14

Disposición de Vigas en un Tablero de Hormigón Armado



2.4.1.2 Morfología Longitudinal.

La estructural longitudinal utilizada por los puentes de vigas prefabricadas, empezó siendo la de tableros bi-apoyados, sobre pilas, situación más frecuente y de plena vigencia hoy en día, y se ha pasado a la utilización de casi cualquier morfología longitudinal de puente. Tableros bi-apoyados, continuos, apuntalados, atirantados, constituyen las diversas morfologías posibles hoy en día, cuyo único problema fundamental a resolver es la unión longitudinal entre elementos prefabricados.

2.4.1.2.1 Tablero bi-apoyados.

Es la disposición más usual. Las vigas se apoyan sobre los pilares por medio de apoyos de neopreno y sobre (entre) ellas se hormigona el tablero.

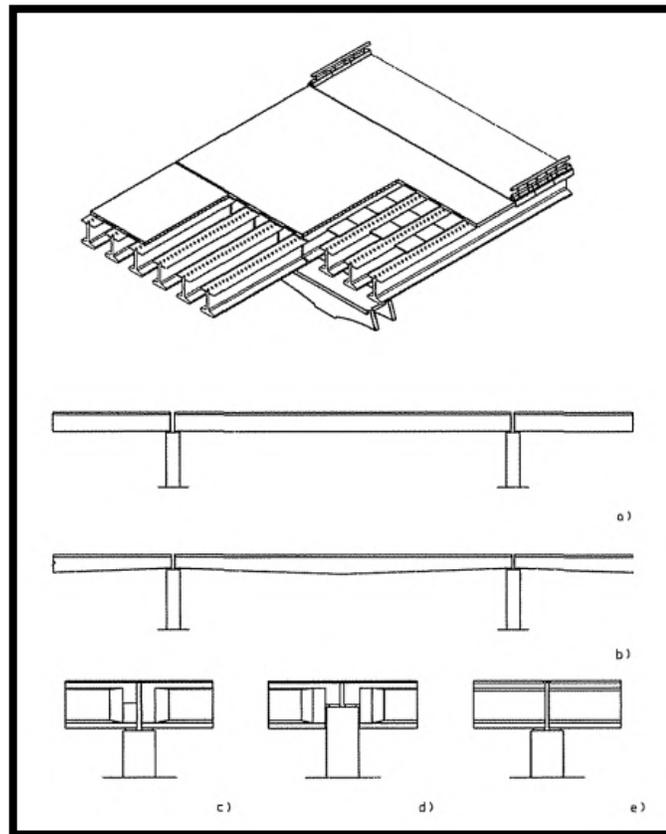
La capa de rodadura necesitara una junta de dilatación encima de las pilas que permita los movimientos longitudinales del tablero por fluencia y retracción.

Se puede disponer de uniones a media madera. Su misión es ocultar la viga cabezal, situada sobre las pilas, dentro del espesor del tablero. Esta unión encarece las vigas por la armadura complementaria que es necesario disponer para resolver los esfuerzos locales que allí se produce. Figura 2.15b, la distribución longitudinal de la inercia de las vigas puede ser constante o variable Figura 2.15a y b.

El tablero bi-apoyado produce excesivo número de juntas transversales en el puente lo que ha introducido a eliminarlas, manteniendo la estructura esencialmente bi-apoyada a efectos resistentes. Los tableros semi-continuos establecen la semicontinuidad entre los vanos, exclusivamente a nivel de la losa superior. Las vigas quedan separadas y apoyadas sobre las pilas. Esta unión tiene como misión eliminar las juntas de dilatación del pavimento, proporcionando una rodadura mucho más confortable, figura 2.15e.

Figura 2-15

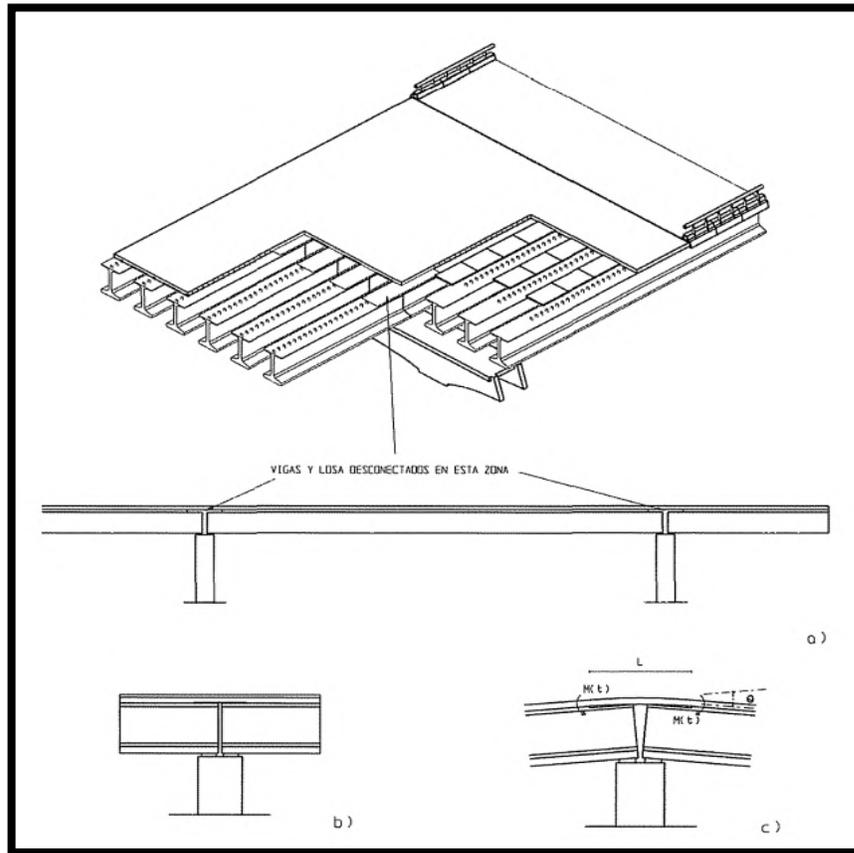
Disposición de las Vigas en los Apoyos



La losa se desconecta de las vigas en una determinada longitud. Para ello se elimina la armadura de cercos y se interpone un material inerte que impida la adherencia entre el hormigón de la viga y de la losa. Debe tener un determinado espesor para impedir el contacto entre los dos hormigones Figura 2.15c. De esta manera se consigue proporcionar a la unión una determinada flexibilidad que le permite hacer frente con seguridad a los siguientes esfuerzos:

Figura 2-16

Disposición de las Juntas



a) Los correspondientes a las deformaciones impuestas por la fluencia y la retracción del hormigón que producirían giros en los apoyos en función del tiempo.

Estos giros producen unos esfuerzos, $M(t)$, tanto menores cuanto mayor es la longitud L de la losa desconectada de las vigas.

b) Los correspondientes a los giros de las vigas como consecuencia de la acción de la sobrecarga sobre los vanos. Estos esfuerzos son instantáneos y son tanto más pequeños cuanto mayor es la longitud desconectada L .

c) Los correspondientes al peso propio de la losa, a la carga muerta y a la aplicación de la sobrecarga actuando sobre la longitud desconectada L . Estos valores serán tanto mayores conforma aumenta la luz L .

2.4.1.2.2 Tablero Continuos.

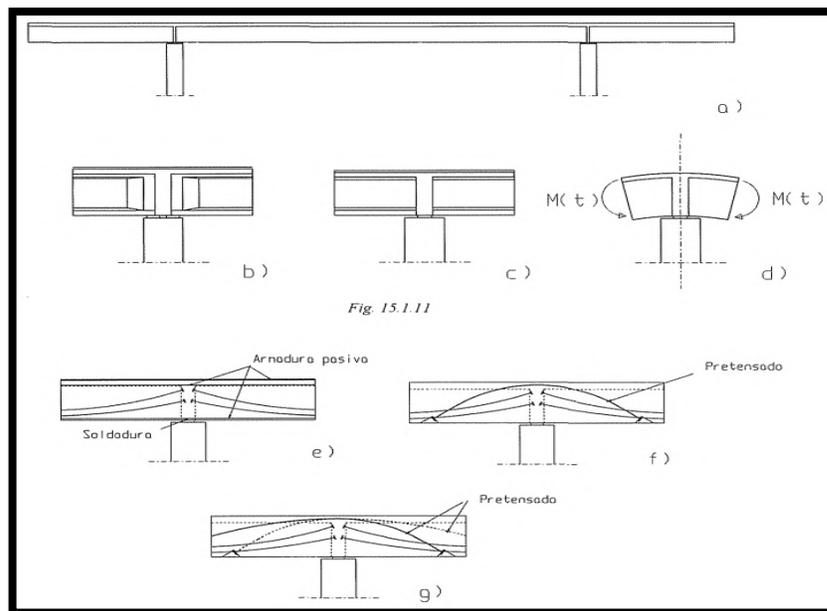
La continuidad entre los elementos prefabricados puede realizarse en varias zonas. Sobre las pilas, disposición muy utilizada por su facilidad de ejecución, pero con eficacia muy restringida y a cuartos de luz, que permite realizar con vigas prefabricada de luces muy importantes.

- **Tableros con continuidad encima de la pila.**

Si en los tableros semi-continuos, la continuidad estructural se realiza exclusivamente a través de la losa, la cual proporciona un pequeño momento de empotramiento en el tablero, que prácticamente no cambia, en las vigas prefabricadas principales, los esfuerzos que estas tendrían si su vinculación fuese simplemente apoyada. En los tableros continuos se establece la continuidad estructural tanto en la viga como en la losa, de manera que para las acciones de carga muerta y sobrecarga el puente se comporta de la misma manera que un puente continuo. No ocurre lo mismo para el peso propio, que funciona como tableros simplemente apoyados. Figura 2.17

Figura 2-17

Tipo de Continuidad entre Vigas en los Apoyos



En el apoyo aparecerán unos esfuerzos $M(t)$, correspondientes a las deformaciones de fluencia y retracción del hormigón. Su signo podrá ser negativo o positivo según sea el

estado tensional que exista en las vigas para la hipótesis de carga permanente. Si el puente es muy esbelto y el estado de tensiones en la cabeza inferior es superior al de la cabeza superior las vigas tenderán a levantarse del centro y aparecerán momentos positivos en la unión. En caso contrario serán negativos.

A estos esfuerzos en el empotramiento, que modifican a lo largo del tiempo los correspondientes a la carga permanente en el instante $t=0$, deben añadirse los de sobrecarga.

El armado de la continuidad entre vanos contiguos puede realizarse de diferente manera. Por simple disposición de armadura pasiva tanto en la losa superior como en el talón inferior de las vigas. Figura 2.15a.

Esta disposición de la continuidad es muy cómoda de realizar y por tanto está bastante empleada. Únicamente es necesario tener en cuenta la fisuración de esta losa, lo cual proporciona cantidades de armadura pasiva mucho más fuertes que los exigidos por resistencia. En este caso, puede ser interesante realizar un cálculo en el cual se tenga en cuenta la no linealidad de la ley de momentos-curvatura de la sección de apoyo, la cual va a redundar en un incremento de momento en el centro de las vigas, que están pretensadas, reduciéndose la sollicitación y por tanto la armadura superior, sobre la pila, dentro de condiciones de fisuración aceptables.

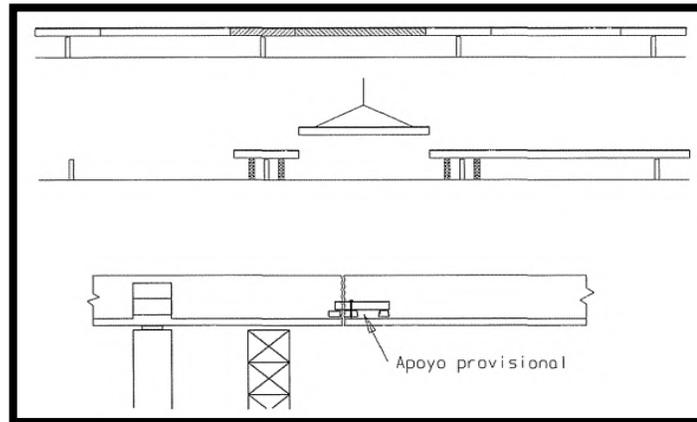
La unión entre vigas prefabricadas puede realizarse también por medio de pretensado. Este se puede establecer por medio de cables "sombbrero", o cables cortos dispuestos para este cosido o por prolongación de cables de las vigas dispuestas precisamente para este fin. Estas uniones, que mantienen pretensado todo el tablero, presentan, sin embargo, problemas de construcción por lo que no son demasiado utilizadas. Figura 2.15 b y c.

- **Tableros con continuidad a cuartos de luz.**

El tablero se subdivide en dos tipos de vigas longitudinales, la primera, situada sobre la pila y la segunda constituyendo el tramo intermedio entre vigas de pilas, Figura 2.18. El punto de unión suele estar a $L/4$, lo que determina que las dos vigas tengan una longitud igual a $L/2$.

Figura 2-18

Unión de Tableros en L/4



Para la construcción se necesita la colocación de castilletes provisionales que mantienen la estabilidad del conjunto durante las fases de montaje. La unión entre las dos vigas puede adoptar distintas disposiciones, pero todas ellas de empotramiento perfecto, pues una unión articulada haría inestable al puente. En la unión existe un esfuerzo cortante de transmisión de una a otra viga y un momento flector, de ambos signos, con una amplitud considerable, debido a la actuación de sobrecargas variables en uno y otro vano.

El esfuerzo cortante debe ser resistido por una unión dentada. Como las juntas no se realizan conjugadas, en las cuales una cara es el encofrado de la cara de la viga continua, se debe disponer una pequeña separación en el dentado para realizar un relleno de mortero de cemento.

Los momentos flectores de la unión suelen ser muy pequeños, no nulos, durante el proceso constructivo, pero son significativos en la etapa de servicio.

Los momentos flectores negativos se resuelven fácilmente por armadura pasiva colocada en la cara superior de la viga, en el tablero. Se puede realizar también, si se desea, la unión con postensado, aunque esta última operación no suele ser necesaria. Para la cara inferior se pueden establecer tres disposiciones.

Postensado longitudinal que cose la junta, Figura 2.19a. Este postensado tiene que cumplir dos misiones. La primera hacer frente a los momentos flectores positivos que se producen en la unión y la segunda, complementar al pretensado inferior hasta resistir todos los

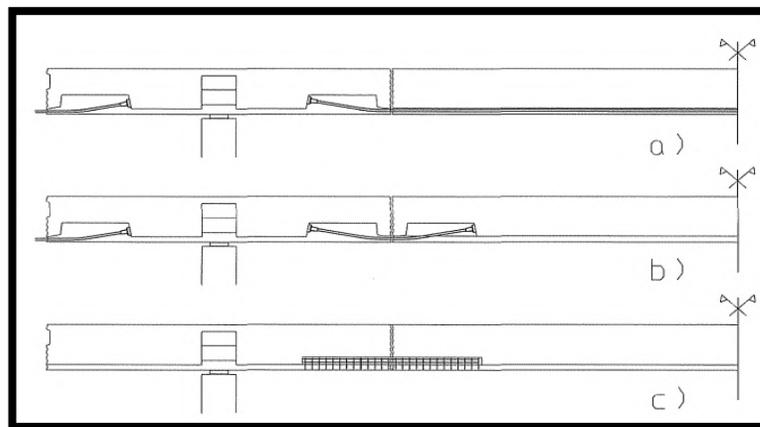
esfuerzos que producen a lo largo de toda la viga. El pretensado de parque debe ser diseñado para resistir, por lo menos, las hipótesis de peso propio.

El segundo procedimiento, Figura 2.19b consiste en disponer un pretensado longitudinal corto que cumple la misma misión del pretensado anterior, es decir, resistir los momentos flectores positivos de la unión. El pretensado que trae la viga central debe ser capaz de resistir todas las acciones de peso propio, carga muerta, sobrecarga y demás efectos de las deformaciones impuestas, lo cual establece unas flechas hacia arriba muy fuertes que problematizan el montaje y que es necesario tener en cuenta durante el montaje, incluso fabricando las vigas con flechas hacia abajo.

El tercer procedimiento, Figura 2.19c, consiste en resistir los momentos flectores positivos de la unión con armadura pasiva, operación ésta que es la más cómoda de construir y la más económica, aunque tiene los inconvenientes de las flechas que acabamos de citar.

Figura 2-19

Distintas configuraciones de Unión de Tableros a L/4



En estas uniones conviene tener en cuenta un problema importante. No pueden existir tracciones en la zona de anclajes de los cables de pretensado, pues una fisuración transversal de la sección haría que las tensiones de adherencia entre los alambres y el hormigón rompiese las tiras de hormigón que dejan entre sí las fisuras y produciría el deslizamiento de los alambres. La zona de anclaje de los torones de pretensado debe tener por lo menos 1 metro sin fisurar en cualquier hipótesis de cálculo. Este hecho debe ser analizado con cuidado en los tres tipos de uniones. Para resolverlo existe un procedimiento

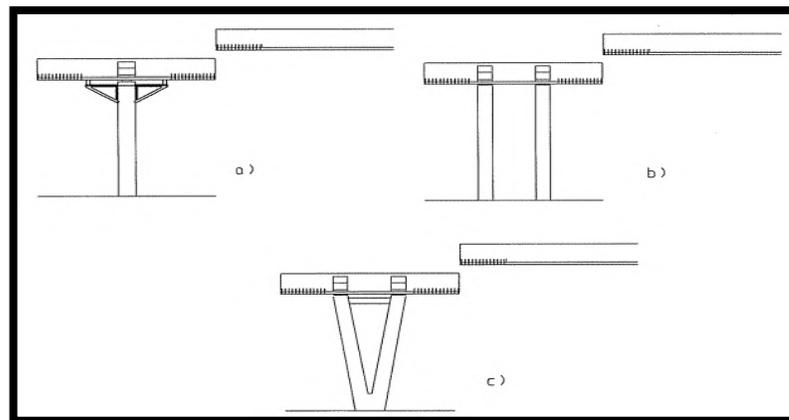
muy simple que consiste en comprimir por pretensado de parque muy fuertemente los bordes de la viga, aunque ello traiga aparejado un problema complementario como es el de crear momentos flectores con tracciones en cara superior debido a un exceso de pretensado inferior, el cual debe ser armado convenientemente.

Si se adopta el tipo de unión de disponer exclusivo de armadura pasiva, el puente se convierte, en obra, en una estructura de hormigón armado. Las vigas centrales y las situadas sobre pilas, vienen pretensadas de parque y el resto de la armadura necesaria, tanto para la zona de pilas como para la unión, se realiza con armadura pasiva. En este tipo de uniones de hormigón armadura, hay que tener cuidado con la resistencia a cortante de la junta, pues la falta de compresiones axiles obliga a coser la junta con armadura pasiva. Este tipo de montaje presenta un problema significativo en la presencia del apuntalamiento provisional necesario para mantener la estabilidad del sistema durante la construcción. y este problema puede revestir dimensiones muy importantes si se trata de puentes de gran altura.

En estos casos se puede enfrentar de varias maneras. En primer lugar, estableciendo un apoyo provisional por medio de pescantes provisionales que salen de la pila, Figura 2.20a, o disponiendo una doble pila, paralela, Figura 2.20b, o en "Y", Figura 2.20c teniendo en cuenta, en esta última, la fuerte flexión que aparece en la palie inferior de la pila.

Figura 2-20

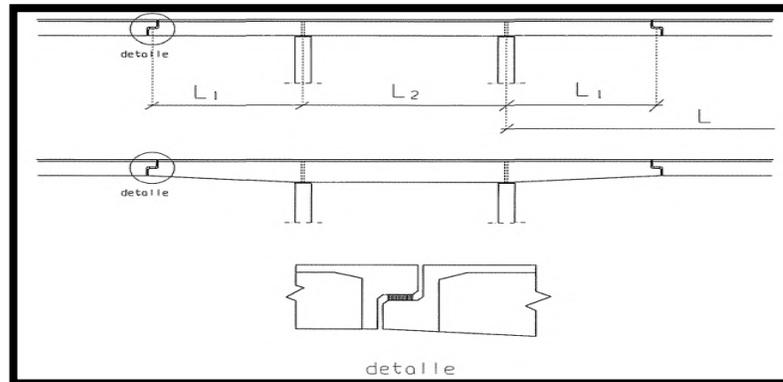
Distintas Disposiciones de Pilas con el Tablero



Una variante de la solución de la Figura 2.20b, la constituye la clásica viga Gerber, Figura 2.21, en la cual el nudo queda apoyado a media madera. El único cuidado que hay que tener en estas soluciones es mantener una adecuada relación entre L , L_1 y L_2 para evitar vuelcos cuando se colocan las pilas de un solo lado del tramo de apoyo.

Figura 2-21

Disposición de una Viga Tipo Gerber con dos apoyos



2.4.1.2.3 Metodología Constructiva y Morfología Longitudinal de Puentes Tipo Viga Losa-Preesforzados en Bolivia.

En Bolivia los Puentes tipo Viga se han convertido en la solución más utilizada para tramos medios si se tratan de puentes isostáticos de un solo tramo y para soluciones más largas se han empleado los puentes continuos de sección cajón construidos mediante volados sucesivos.

Según su morfología longitudinal se emplearon los siguientes tipos de puentes:

- Puente Ustarez, es un puente tipo Gerber de tres tramos isostático en el cual el tramo central está constituido por 3 vigas postensadas.
- Puentes Continuos por Carga viva, en este tipo de puentes se logra la continuidad de la losa superior, prescindiendo de juntas.
- Puente Isostáticos, son la solución más empleada debido a la facilidad constructiva que presenta el realizar vigas Postensadas e izarlas sobre las pilas, también se emplea la solución de segmentar las vigas, posicionarlas y postensarlas en su ubicación definitiva.

Figura 2-22

Fotografía del Puente Ustarez



Figura 2-23

Esquema de la Superestructura del Puente Ustarez

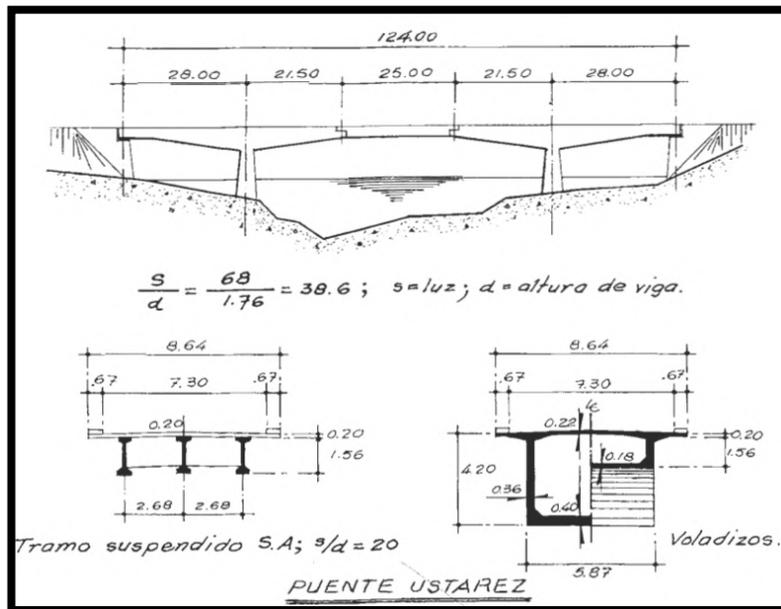


Figura 2-24

Fotografía de un Puente Continuo por Carga Viva Carretera Chuquisaca-Santa Cruz



2.5 HORMIGÓN PREESFORZADO.

El Preesfuerzo consiste en aplicar una fuerza de compresión a un miembro de hormigón con la finalidad de contrarrestar los esfuerzos de tracción producidos a partir de las cargas aplicadas.

Realizar el diseño de Elementos de Hormigón Preesforzado comprende 3 etapas las cuales son las siguientes:

- Optimización y cálculo de las propiedades geométricas de la sección transversal, tanto para el momento de transferencia de la fuerza de Preesfuerzo como para el final de la vida útil de la estructura.
- Estimación de la Fuerza de Preesfuerzo inicial y final.
- Definición de la Geometría y cantidad de los Tendones de Postensado o Pretensado.

El preesfuerzo por lo general es aplicado mediante la tracción de torones o barras de alta resistencia que reaccionan y comprimen el miembro de hormigón, la transferencia de la fuerza de preesfuerzo a los elementos de hormigón se realizan mediante dos mecanismos;

- La transferencia por adherencia (correspondiente a un sistema Pretensado)
- La transferencia por anclajes (correspondiente a un sistema Postensado), más adelante se realizará una descripción más detallada de estos dos mecanismos.

En este proceso de aplicación de esfuerzos dependiendo del sistema de transferencia que se utilizara, se generan pérdidas, las cuales deben ser estimadas con la finalidad de fijar la magnitud de la fuerza de Preesfuerzo efectiva a utilizarse en el proyecto, así como, controlar las magnitudes de esfuerzo a tracción en el acero, compresión y tracción en el hormigón durante el momento de transferencia y al final de la vida útil de la estructura.

2.5.1 Cargas Equivalentes.

El efecto del cambio en la trayectoria vertical de un tendón de preesforzado es producir una fuerza transversal vertical en el miembro de hormigón. Esa fuerza, junto con las fuerzas de preesforzado que obran en los extremos del miembro a través de los anclajes de los tendones, pueden considerarse como un sistema de fuerzas externas al estudiar el efecto del preesforzado.

En la Figura 2-25(a), por ejemplo, un tendón que aplica la fuerza P en el centroide de la sección del Hormigón en los extremos de una viga, y que tiene una pendiente uniforme formando un ángulo θ entre los extremos y la mitad del claro, introduce la fuerza transversal $2P\text{sen}(\theta)$ en el punto de cambio de alineamiento del tendón a la mitad del claro. En los anclajes, la componente vertical de la fuerza de Preesforzado es $P\text{sen}(\theta)$ y la componente horizontal es $P\text{cos}(\theta)$. La componente horizontal es casi igual a la fuerza P para los ángulos usualmente pequeños de la pendiente. Se ve que el diagrama de momentos para la viga de la Figura 2-25(a), tiene la misma forma que para cualquier claro simple con carga del centro.

La viga de la Figura 2-25(b), que tiene un tendón curvo, está sujeta a la acción de una carga transversal distribuida desde el tendón, así como a las fuerzas P de cada extremo. La distribución exacta de la carga depende del alineamiento del tendón. Por ejemplo, un tendón de perfil parabólico produciría una carga transversal distribuida uniformemente. En este caso el diagrama de momentos tendrá forma parabólica, como el de una viga de un solo claro con carga uniformemente distribuida.

Si se usa un tendón recto con excentricidad constante e , como en la Figura 2-25(c), no actúan fuerzas transversales en el hormigón. Pero el mismo este sujeto a un momento $M = Pe$ en cada extremo, así como a la acción de la fuerza axial P , y le corresponde un diagrama de momento constante.

También tiene que tomarse en cuenta el momento que obra en el extremo al considerar la viga de la Figura 2-25(d), en el cual se emplea un tendón parabólico que no pasa por el centroide del hormigón en los extremos del claro. En este caso se produce una carga transversal uniformemente distribuida y fuerzas extremas de anclaje, al igual que en la Figura 2.25(b), pero adicionalmente tienen que considerarse los momentos en los extremos, $M = P\text{ecos}(\theta)$.

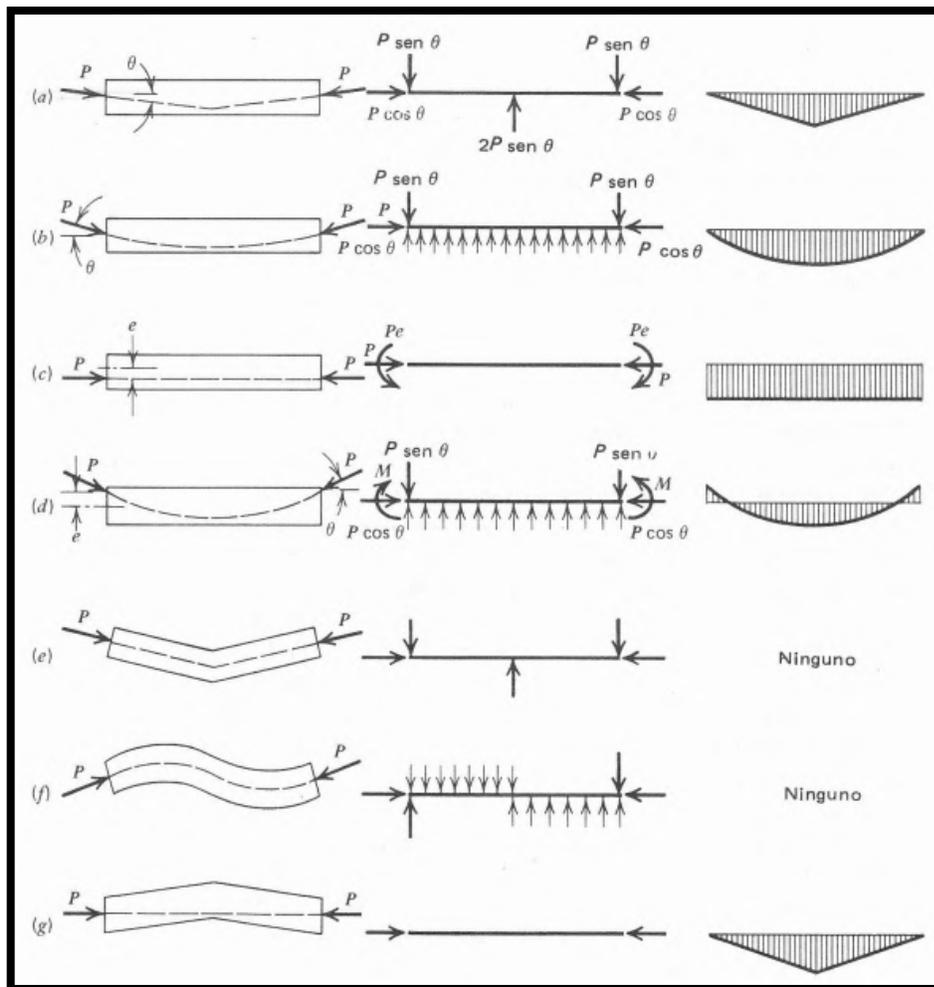
Es útil el concepto de carga transversal equivalente, pero debe aplicarse con cuidado. En todos los casos que se han considerado hasta ahora, el eje longitudinal era recto. Consecuentemente, el empuje del hormigón era horizontal y cualquier cambio de alineamiento del tendón produciría una fuerza desbalanceada que actúa sobre el Hormigón en esa sección. Si el eje de la viga es curvo, como en las Figuras 2-25(e) y 2-25(f), y si

coinciden los centroides del tendón y el Hormigón en todas las secciones, entonces la fuerza lateral producida por el acero en cualquier sección es balanceada por una fuerza resultante que actúa en la dirección opuesta, producida por el empuje del hormigón adyacente, y no resulta ningún momento flexionante.

Por otra parte, si el tendón es recto, pero el eje centroidal del Hormigón tiene algún otro alineamiento, como en la Figura 2-25(g), entonces la fuerza lateral producida por el empuje del Hormigón, no es balanceada por las fuerzas laterales procedentes del acero, y se produce momento flexionante como se ilustra:

Figura 2-25

Cargas y Momentos Equivalentes producidos por Tendones Preesforzados



Fuente: Arthur Nilson Diseño de Estructuras de Hormigón Preesforzado

2.5.2 Técnicas de Preesfuerzo.

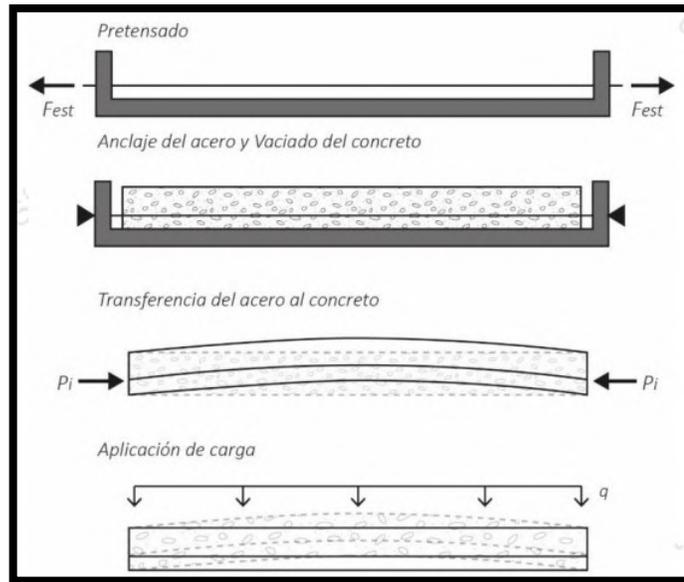
Los métodos más comunes de preesfuerzo son el denominado Pretensado, el Postensado y una combinación de ellos.

2.5.2.1 Elementos Pretensados.

El Pretensado se logra cuando la armadura se tensa antes del vaciado, una vez que el Hormigón haya alcanzado cierta resistencia a compresión, se libera dicha tensión y el acero trata de volver a su estado original, transmitiendo esfuerzos de compresión al Hormigón mediante la adherencia.

Figura 2-26

Técnica de Pretensado



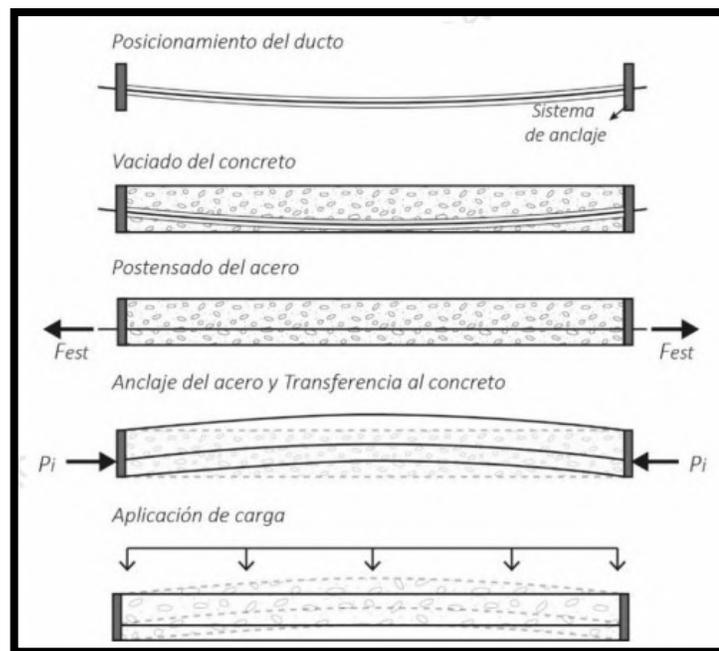
2.5.2.2 Elementos Postensados.

En el Postensado, el acero se tensa después de que el hormigón ha fraguado. Para ello, antes de vaciar, se colocan ductos donde se ubicará el acero sin tensionar. Una vez que el hormigón ha fraguado se tensiona el acero y se une mecánicamente a sistemas de anclaje en los extremos del elemento para que se mantenga tensionados, de manera que se transmite la compresión al hormigón por los extremos y no por adherencia (como es el caso del Pretensado), luego, se inyecta en los ductos una lechada que puede ser a base de productos adherentes o no adherentes para proteger y fijar el tendón dentro del ducto.

Sin embargo, en algunos casos se puede considerar adherencia en el Postensado, por ejemplo, esto se da cuando el ducto encargado de albergar los torones es metálico y cuenta con terminaciones que le permiten adherirse al hormigón.

Figura 2-27

Técnica de Postensado



2.5.3 Variación de la Fuerza de Preesfuerzo.

La magnitud de la fuerza de preesfuerzo en un miembro de hormigón no es constante, sino que toma diferentes valores dependiendo de la posición de los tendones y durante la vida útil de la estructura. Algunos de los cambios son instantáneos o casi instantáneos, otros dependen del tiempo.

En el momento de transferencia de la fuerza de preesforzado del gato (P_j) a los accesorios de anclaje que sujetan el tendón, hay una reducción inmediata en la fuerza. Inevitablemente existe un deslizamiento pequeño a asentarse las cuñas o grilletes en el tendón de acero, y el acortamiento resultante del tendón se caracteriza por una pérdida de esfuerzo y de deformación por tensión. Hay una pérdida instantánea de esfuerzo por el acortamiento elástico del hormigón, al pasar a este la fuerza de preesforzado. Esto ocurre siempre en el pretensado, pero ocurre en el postensado solamente si hay dos o más tendones, y si estos se tensan en secuencia.

Otra fuente de pérdida inmediata de fuerza de Preesforzado, que ocurre solo en los miembros postensados, es la fricción entre el acero y el conducto por el que pasa este, al ser estirado el tendón. La fuerza de tensión que obra en el gato, siempre será mayor que la que obra en el extremo lejano, en el que está anclado el tendón.

En algunos casos, se aplica la acción de gato a los tendones desde ambos extremos con el objeto de minimizar las pérdidas por fricción.

Como consecuencia de todas las pérdidas instantáneas, incluyendo las debidas al deslizamiento en el anclaje, el acortamiento elástico y la fricción, la fuerza aplicada por el gato, P_j se reduce a un valor menor, P_i , que se define como la fuerza inicial de preesforzado.

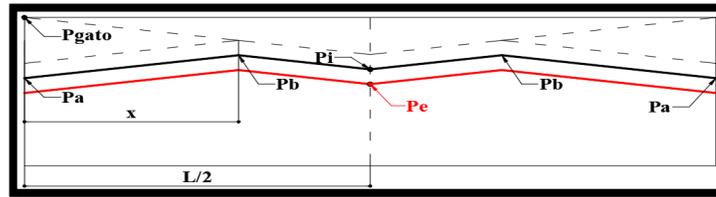
Con el paso del tiempo, se reduce a un más el esfuerzo en el acero. Los cambios que ocasionan esta reducción ocurren más bien con rapidez al principio, pero el régimen de cambio del esfuerzo pronto decrece. Se aproxima a un nivel de esfuerzo casi constante, pero solo después de muchos meses, o hasta varios años.

Las causas principales de la pérdida dependiente del tiempo son la contracción del hormigón y el escurrimiento plástico del mismo bajo el esfuerzo sostenido de compresión. Ambos producen acortamiento elástico del miembro, el cual se traduce a su vez en una reducción del esfuerzo y la deformación del acero. Adicionalmente, el acero experimenta un relajamiento gradual de esfuerzo al mantenerse bajo una deformación casi constante. El resultado de todos los efectos dependientes del tiempo, incluyendo la contracción del hormigón y su escurrimiento plástico, así como el relajamiento del acero, es que la fuerza inicial de preesfuerzo se reduce gradualmente a lo que se conoce como la fuerza efectiva de preesfuerzo P_e .

En la figura 2-28 se muestra la variación de la fuerza de preesfuerzo inicial y final cuando se realiza un postensado desde los dos extremos de la viga.

Figura 2-28

Variación de la Fuerza de Preesfuerzo



2.6 MATERIALES.

El uso de acero de muy alta resistencia para el preesfuerzo es necesario por razones físicas básicas. Las propiedades mecánicas de este acero tal como lo revelan las curvas de esfuerzo-deformación, son algo diferentes de aquellas del acero convencional usado para el refuerzo del hormigón.

Las varillas de refuerzo comunes usadas en estructuras no preesforzadas, también desempeñan un papel muy importante, se usan como refuerzo en el alma, refuerzo longitudinal, suplementario, y para otros fines.

El hormigón empleado en miembros Preesforzados debe ser de resistencias más altas que el de estructuras no preesforzadas. Las diferencias en el módulo de elasticidad, capacidad de deformación y resistencia deberán tomarse en cuenta en el diseño.

2.6.1 Tipos de Aceros Preesforzado.

En la práctica se utilizan varios tipos de acero de preesfuerzo, cuya clasificación principal es la siguiente:

- Alambres.
- Torones.
- Barras o varillas.

2.6.1.1 Alambres.

Los alambres redondos que se usan en la construcción de hormigón Preesforzado Postensado y ocasionalmente en obras pretensadas, se fabrican en forma tal de que cumplan con los requisitos de las especificaciones ASTM A421, "Alambres sin Revestimiento, Relevados de Esfuerzo, para Hormigón Preesforzado".

2.6.1.2 Torones (Cable trenzado).

El cable trenzado se fabrica de acuerdo con la Especificación ASTM A416, "Cable trenzado, Sin Revestimiento, de Siete Alambres, Relevado de Esfuerzos, Para Hormigón Preesforzado" Es fabricado con siete alambres firmemente torcidos.

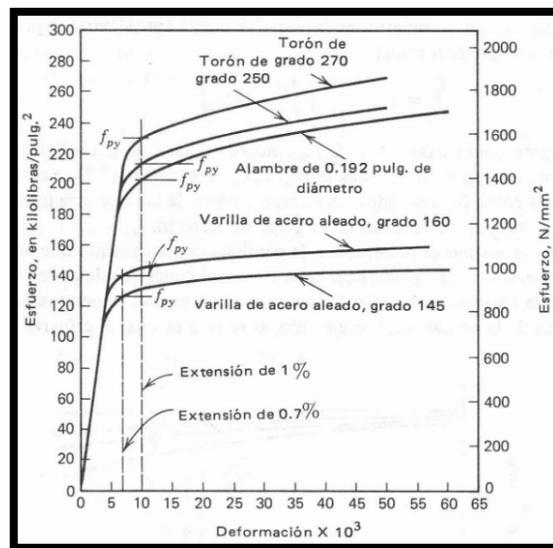
Existen los torones alivianados (relajación normal) (AASHTOM203 o ASTMA416) y los torones de baja relajación (AASHTOM275 o ASTMA722) siendo estos últimos los más usados. El diámetro de los torones va desde 1/4 a 0.6 pulgadas, GRADOS 250 o 270, lo cual equivale a resistencias de 250 *ksi* (1724 *MPa*) y 270 *ksi* (1860 *MPa*).

2.6.1.3 Barras o Varillas.

Son de sección maciza, no necesariamente de forma circular, y producidos solamente en forma rectilínea, por lo que no se fabrica en grandes longitudes debido a problemas de transporte. Las propiedades más importantes de los distintos tipos de aceros utilizados para el preesfuerzo se muestran en la figura 2-29.

Figura 2-29

Grafica Esfuerzo vs Deformación de distintos Tipos de Acero de Preesfuerzo



2.6.1.4 Cables.

Se generan a partir de grupos de torones y/o alambres enrollados helicoidalmente alrededor de un núcleo central o alma que actúa como soporte. Dicho núcleo puede ser un alambre o cordón. Son sometidos a un tratamiento térmico aliviador de tensiones para

ultimar sus propiedades mecánicas después de su confección y se fabrican en grandes cantidades longitudinales, sin embargo, son menos frecuentes que los torones. Se utilizan cuando se requieren grandes fuerzas de pretensado y un número reducido de anclajes.

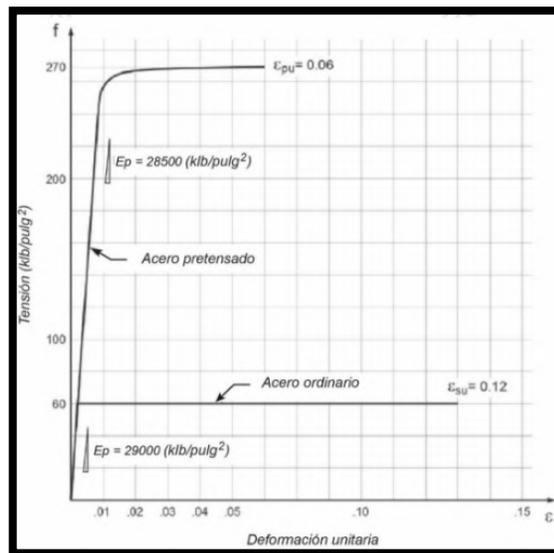
2.6.2 Acero de refuerzo no Preesforzado.

El acero de refuerzo convencional, no para el preesfuerzo, tiene varias aplicaciones importantes en la construcción de Hormigón Preesforzado. El refuerzo suplementario convencional se usa comúnmente en la región de altos esfuerzos locales de compresión en los anclajes de vigas postensadas. Tanto para los miembros pretensados como para los postensados es usual proveerlos de varillas de acero longitudinal para controlar las grietas de contracción y temperatura. Las alas que sobresalen de las secciones T e I se refuerzan normalmente tanto transversal como longitudinalmente con varillas convencionales.

Finalmente, a menudo es conveniente incrementar la resistencia a la flexión de vigas preesforzadas empleando varillas de refuerzo longitudinales suplementarias. En la Figura 2-30 se muestra las propiedades resistentes del acero de refuerzo convencional.

Figura 2-30

Grafica Esfuerzo vs Deformación del Acero típico de Refuerzo



2.6.3 Tipos de Hormigón.

El Hormigón que se utiliza en la construcción preesforzada se caracteriza por tener una resistencia mayor a la del Hormigón utilizado en Hormigón Armado. El uso de

Hormigones de alta resistencia permite la reducción de las dimensiones de la sección de los miembros a un mínimo. Las objetables deflexiones y el agrietamiento, que de otra manera estarían asociados con el empleo de miembros esbeltos sujetos a elevados esfuerzos, pueden controlarse con facilidad mediante el preesfuerzo.

Existen otras ventajas. El concreto de alta resistencia tiene un módulo de elasticidad más alto que el Hormigón de baja resistencia, de tal manera que se reduce cualquier pérdida de la fuerza pretensora debida al acortamiento elástico del Hormigón. Las pérdidas por escurrimiento plástico que son aproximadamente proporcionales a las pérdidas elásticas, son también menores.

Un Hormigón de alta resistencia a la compresión, tiene también una mayor resistencia a la tensión, de tal manera que se disminuye la formación de grietas debidas a la flexión y a la tensión diagonal.

2.6.4 Lechada.

En los ductos de los elementos postensados requiere inyectar una lechada para proteger el acero, además de fijarlo, y en ciertas ocasiones se considera para efectuar los cálculos relacionados con la fricción. Generalmente se utiliza agua, cemento y algunos aditivos, pero en el caso de ductos externos, se ha llegado incluso a utilizar materiales más flexibles como grasa de petróleo y cera.

La mayoría de los fabricantes poseen sus propias especificaciones de lechada. Las especificaciones del PTI (Post Tensioning Institute) son ampliamente referenciales y aceptadas. Estas distinguen cuatro tipos de lechada:

- Clase A: Exposición no agresiva, tanto interior como exterior.
- Clase B: Exposición agresiva, tales como cambios cíclicos entre húmedo y mojado, ambientes marinos y sales de deshielo.
- Clase C: Para ambientes agresivos o no agresivos.
- Clase D: Lechada de ingeniería.

Para que la protección contra la corrosión sea efectiva, es recomendable garantizar un llenado total de los conductos, sin que se produzcan bolsas de aire que pueden convertirse en zonas de acumulación de agua filtrada.

Este objetivo normalmente se logra seleccionando la velocidad de progresión adecuada de la lechada en los tendones y mediante purgas en los puntos altos de los tendones.

2.7 ANALISIS POR FLEXIÓN.

El estudio de elementos Postensados en este caso vigas requiere de un análisis o diseño.

En el caso del análisis por flexión se parte conociendo las dimensiones del acero y del Hormigón, así como la magnitud y línea de acción de la fuerza efectiva de Preesfuerzo son generalmente conocidas. Si se dan las cargas, es posible que se desee calcular los esfuerzos resultantes y compararlos con los respectivos esfuerzos permisibles.

De manera alterna, si se conocen los esfuerzos permisibles, es posible calcular las cargas máximas que pueden tomarse sin exceder los esfuerzos permisibles. Para resistencias conocidas del material, pueden calcularse la capacidad del miembro para cualquier carga y el factor de seguridad contra el colapso.

En contraposición, en el diseño por flexión, se conocen los esfuerzos permisibles, y la resistencia de los materiales, se dan las cargas por soportar y el ingeniero debe determinar las dimensiones de la sección de Hormigón y el Acero, así como la magnitud y la línea de acción de la fuerza de Preesfuerzo.

Tanto el análisis como el diseño del Hormigón Preesforzado puede necesitar de la consideración de varios estados de carga, tal como sigue:

- Preesfuerzo inicial, inmediatamente después de la transferencia, cuando solo P_i actúa en el concreto.
- Preesfuerzo inicial más peso propio del miembro.
- Preesfuerzo inicial más la totalidad de la carga muerta.
- Preesfuerzo efectivo, P_e , después de ocurridas las pérdidas más las cargas de servicio consistentes en la totalidad de la carga muerta más las cargas vivas esperadas.
- Carga última, cuando se incrementan las cargas esperadas de servicio mediante factores de carga, y el miembro se encuentra al inicio de la falla.

2.7.1 Esfuerzos elásticos de Flexión en Vigas no Agrietadas.

2.7.1.1 Comportamiento de Vigas Preesforzadas en el rango Elástico.

En la Figura 2-31(d) se muestra una viga preesforzada apoyada simplemente con un tendón curvo. El centroide del Hormigón es el de toda la sección no agrietada, y el acero se representa por su eje centroidal, bien sea que este constituido por un solo tendón o por varios. La excentricidad del centroide del acero, será positiva si esta se mide hacia abajo del centroide del Hormigón, y se representa con e .

Las distancias del centroide del Hormigón a las superficies superior e inferior del miembro son c_1 y c_2 , respectivamente.

La Figura 2-31(b) muestra las fuerzas resultantes que actúan en el concreto después del tensado del acero. La fuerza F actúa en el Hormigón en los anclajes de los tendones cerca de los extremos del miembro. La fuerza P en el centro del claro es la resultante de todos los esfuerzos normales de compresión en el Hormigón que actúa en dicha sección. Estos esfuerzos normales varían de un valor f_1 en la superficie superior a f_2 en la superficie inferior. Las fuerzas N se ejercen sobre el Hormigón por el tendón debido a su curvatura y la distribución exacta de estas fuerzas depende de la configuración particular que se use para el tendón.

Las tres fuerzas F , N y P forman un sistema equilibrado, tal como se ilustra en el polígono cerrado de fuerzas de la Figura 2-31(c). Nótese que cuando únicamente actúan las fuerzas del preesfuerzo en una viga estáticamente determinada, las reacciones externas en la viga son cero.

La Figura 2-31(d) nos muestra una forma alternativa de representar a las fuerzas de la Figura 2-31(b), en el cual las fuerzas F y N se reemplazan por una suma vectorial T . La compresión resultante P actúa como antes. Nótese que P y T son fuerzas iguales y opuestas, que actúan en el mismo punto de la sección transversal. Puede concluirse que, para una viga estáticamente determinada, la consecuencia del preesfuerzo es una fuerza resultante de compresión que actúa en el centroide del acero en cualquier sección.

La dirección de la resultante de compresión es siempre tangente a la configuración del tendón en cualquier sección. Para la sección en el centro del claro de una viga simétrica,

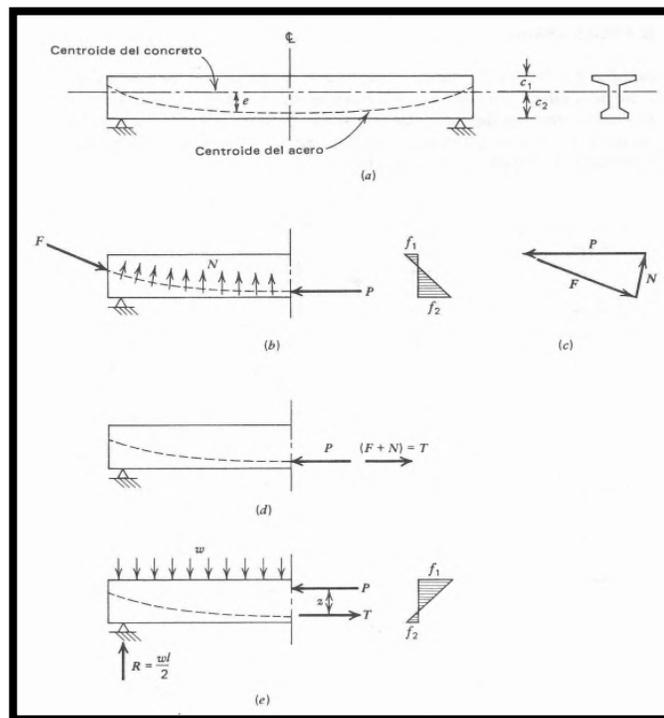
tal como se acaba de considerar, la resultante de una compresión fue horizontal. Si la sección se hubiera tomado en cualquier otra ubicación, por ejemplo, en el cuarto del claro, la resultante de compresión habría tenido una componente horizontal y otra vertical. En tal caso, la componente horizontal representaría la suma de todas las fuerzas normales que actúan en el Hormigón y la componente vertical la suma de todas las fuerzas de corte.

A continuación, se permite que actúe una fuerza uniforme distribuida de intensidad w , tal como se muestra en la Figura 2-31(e). Existe una fuerza de reacción asociada $R = wl/2$ en cada apoyo. A medida que la fuerza w es aplicada gradualmente, la magnitud de la fuerza pretensora permanece esencialmente constante, y T mantiene tanto su magnitud como su posición. Sin embargo, a medida que se superponen los esfuerzos de flexión debidos a las cargas aplicadas a los esfuerzos axiales y de flexión debidos al preesfuerzo, la compresión resultante P se mueve hacia arriba.

Se genera un par interno resistente, con fuerzas iguales P y T y un brazo z . Este par equilibra exactamente el momento exterior.

Figura 2-31

Fuerzas que Actúan en una Viga Típica Preesforzada



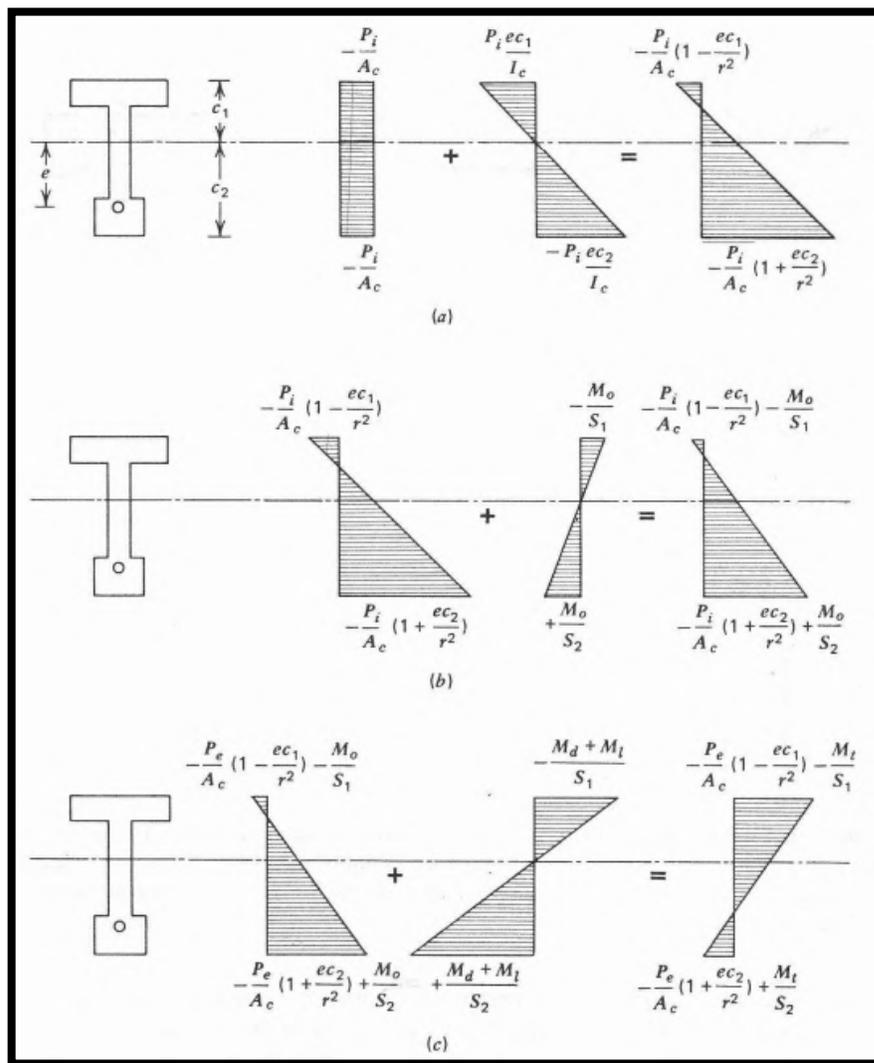
Fuente: Arthur Nilson Estructura de Hormigón Preesforzado

2.7.1.2 Esfuerzos Elásticos.

Siempre que la viga permanezca sin agrietarse, y que tanto el Hormigón como el Acero sean esforzados dentro de los rangos elásticos, los esfuerzos en el Hormigón pueden hallarse usando conocidas ecuaciones de la mecánica, basadas en el comportamiento elástico. En la práctica actual, estas condiciones se cumplen a menudo hasta el nivel de las cargas de servicio.

Figura 2-32

Esfuerzos que se Producen en una Viga sin Agrietar



Fuente: Arthur Nilson Estructuras de Hormigón Preesforzado.

En el diseño de elementos Postensados se debe realizar el diseño tomando en consideración las diferentes etapas constructivas a las que estará sometido el elemento. En este caso específico se hace referencia a los elementos tipo viga, los cuales se diseñarán bajo dos etapas constructivas bien diferenciadas y las cuales son consideradas las más críticas:

- Etapa de Transferencia.
- Etapa Final de Servicio.

La etapa de transferencia es aquella donde se realiza la transferencia de la fuerza de Preesfuerzo a las vigas, en esta etapa el elemento viga solo está sometido a su peso propio y la fuerza de Preesfuerzo, se tiene que tener el cuidado que a la hora de introducir la fuerza de Preesfuerzo esta sea tal que no produzca esfuerzos excesivos en la fibra inferior y superior, los esfuerzos producidos en esta etapa son los mostrados en las siguientes ecuaciones:

$$f_{sup} = -\frac{M_{pp} * Y_{sup}}{I_{viga}} - \frac{P_i}{A_{viga}} + \frac{(P_i * e) * Y_{sup}}{I_{viga}}$$

$$f_{inf} = \frac{M_{pp} * Y_{inf}}{I_{viga}} - \frac{P_i}{A_{viga}} - \frac{(P_i * e) * Y_{inf}}{I_{viga}}$$

Donde:

f_{sup} = Esfuerzo en la fibra superior (MPa).

f_{inf} = Esfuerzo en la fibra inferior (MPa).

M_{pp} = Momento producido por el Peso Propio de la Viga ($N \cdot mm$).

Y_{sup} = Distancia vertical desde el centro de gravedad de la viga hasta la fibra superior (mm).

Y_{inf} = Distancia vertical desde el centro de gravedad de la viga hasta la fibra inferior (mm).

I_{viga} = Inercia de la viga Homogeneizada (mm^4).

A_{viga} = Área de la viga Homogeneizada (mm^2).

P_i = Fuerza de Preesfuerzo inicial una vez producido las perdidas instantáneas en la sección considerada (N).

e = Excentricidad respecto al centro de gravedad de la viga y el tendón de Preesforzado, positiva si se encuentra por debajo del eje centroidal de la viga y negativo si se encuentra por encima (mm).

En la etapa final de servicio es cuando actúa el peso propio de la viga más la losa, y la mayoría de las cargas vivas.

$$f_{sup} = -\frac{M_T * Y_{sup}}{I_{viga+Losa}} - \frac{n * P_i}{A_{viga+Losa}} + \frac{(n * P_i * e) * Y_{sup}}{I_{viga+Losa}}$$

$$f_{inf} = \frac{M_T * Y_{inf}}{I_{viga+Losa}} - \frac{n * P_i}{A_{viga+Losa}} - \frac{(n * P_i * e) * Y_{inf}}{I_{viga+Losa}}$$

M_T = Momento producido por el peso propio de los elementos estructurales y las cargas vivas ($N \cdot mm$).

$I_{viga+Losa}$ = Inercia de la sección que la conforman la viga más la proporción de la losa correspondiente a la misma (mm^4).

Y_{inf} = Distancia vertical medida desde el centro de gravedad de la sección correspondiente a la viga con la losa hasta la fibra inferior (mm).

Y_{sup} = Distancia vertical desde el centro de gravedad de la viga con la losa hasta la fibra superior (mm).

n = Factor de eficiencia que tiene que ver con las perdidas producidas durante el tiempo.

P_i = Fuerza de Preesfuerzo inicial una vez producido las perdidas instantáneas en la sección considerada (N).

e =Excentricidad respecto al centro de gravedad de la viga con la losa y el tendón de Preesforzado, positiva si se encuentra por debajo del eje centroidal de la viga y negativo si se encuentra por encima (mm).

2.7.1.3 Cálculo de las Propiedades de la Sección.

Cuando se calculan las propiedades de la sección transversal del Hormigón para usarse en las ecuaciones antes mencionadas, debe notarse que en la construcción Postensada los tendones pueden usarse a través de ductos de tamaño considerable.

Antes de que se aplique el mortero en los tendones, los esfuerzos en el Hormigón deben calcularse usando la sección neta, deduciendo los agujeros. Después de la aplicación del mortero, deberá emplearse la sección transformada. Pueden considerarse los agujeros llenos de Hormigón y reemplazarse al acero con su área transformada equivalente de Hormigón igual a $(n_p - 1) * A_p$, donde n_p es la relación modular E_p/E_c y A_p es el área del acero del Preesfuerzo.

2.7.2 Esfuerzos Permisibles de Flexión.

La mayoría de las especificaciones para la construcción de elementos de Hormigón Preesforzados imponen ciertas limitaciones a los esfuerzos en el Hormigón y en el acero para cada estado en particular, tales como aquellas que se imponen durante el tensado del acero, aquellas para inmediatamente después de las transferencias de la fuerza Pretensora al Hormigón, y para cuando actúa la totalidad de la carga de servicio.

Estas limitaciones en el esfuerzo tratan de evitar daños en el miembro durante la construcción y asegurar buenas condiciones de servicio mediante la limitación indirecta del ancho de grietas y la deflexión.

Tabla 2.8

Limites de Tensión en el Acero de Preesfuerzo

LIMITES DE TENSIÓN PARA LOS TENDONES DE POSTENSADO	
SITUACION	CABLES DE BAJA RELAJACION
Antes del acañamiento	$0,90f_{py}$
En anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acañamiento de los anclajes	$0,70f_{pu}$
En el extremo de la zona de perdida por asentamiento inmediatamente después del acañamiento del anclaje	$0,74f_{pu}$
En estado límite de servicio después de las perdidas	$0,80f_{py}$

Tabla 2.9

Límites de Esfuerzo en el Hormigón

Límites para la tensión de tracción temporaria en el Hormigón antes de las pérdidas. Elementos totalmente Pretensados		
Tipo de Puente	Ubicación	Tensión Limite
Puentes construidos por segmentos	Tensiones Longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida: <ul style="list-style-type: none"> • Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a una tensión de; con tendones internos o tendones externos. • Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones. 	$0.25 * \sqrt{f_c} (MPa)$ Tracción nula
	Tensiones transversales a través de las uniones <ul style="list-style-type: none"> • Para cualquier tipo de unión. 	$0.25 * \sqrt{f_c} (MPa)$
	Tensiones en otras áreas. <ul style="list-style-type: none"> • Para áreas sin armadura adherente no pretensada • En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0.5 * fy$, no mayor que 210 MPa 	Tracción nula $0.50 * \sqrt{f_c} (MPa)$
Límites para la tensión de tracción temporaria en el Hormigón Pretensado en Estados Limites de Servicio Elementos totalmente Pretensados		
Tipo de Puente	Ubicación	Tensión Limite
Puentes construidos por segmentos	Tensiones Longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida: <ul style="list-style-type: none"> • Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a una tensión de $0.5 * fy$; con tendones internos o tendones externos. • Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones. 	$0.25 * \sqrt{f_c} (MPa)$ Tracción nula
	Tensiones transversales a través de las uniones <ul style="list-style-type: none"> • Para cualquier tipo de unión. 	$0.50 * \sqrt{f_c} (MPa)$
	Tensiones en otras áreas. <ul style="list-style-type: none"> • Para áreas sin armadura adherente no pretensada • En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0.5 * fy$, no mayor que 210 MPa 	Tracción nula $0.50 * \sqrt{f_c} (MPa)$

2.7.3 Carga de Agrietamiento.

En la Figura 2-33 se muestra de una manera cuantitativa la relación entre la carga aplicada y el esfuerzo en el acero para una típica viga Preesforzada con buena adherencia. El desempeño de una Viga Postensada inyectada con mortero es similar.

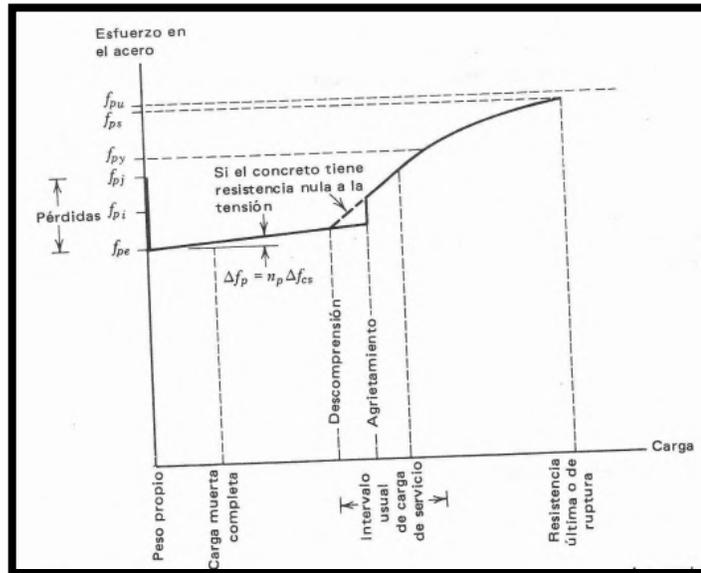
Cuando recién se aplica la fuerza del gato y el cable se estira entre los empotramientos, el esfuerzo en el acero es f_{pj} . Después de la transferencia de la fuerza al miembro de Hormigón, ocurre una reducción inmediata del esfuerzo hasta su nivel inicial f_{pi} , debido al acortamiento elástico del Hormigón. Al mismo tiempo, comienza a actuar el peso propio a medida que la viga se empieza a curvar hacia arriba.

A menos de que la viga se haya agrietado antes de la aplicación de las cargas debido a la contracción u otras causas, no existe una modificación substancial en el comportamiento hasta la carga de descompresión, en donde la compresión en la parte inferior del miembro se reduce a cero. El esfuerzo en el acero continúa incrementándose poco y en forma lineal hasta que se alcanza la carga de agrietamiento. Bajo esta carga, ocurre un súbito incremento en el esfuerzo del acero, a medida en que la tensión que era tomada por el concreto se transfiere al acero.

Después del agrietamiento, el esfuerzo en el acero se incrementa mucho más rápidamente que antes. Una vez alcanzado el esfuerzo de fluencia f_{py} , el acero se deforma desproporcionalmente, pero soporta crecientes esfuerzos debidos a la forma de su curvatura esfuerzo-deformación y la curva esfuerzo vs carga continua hacia arriba reduciendo gradualmente su pendiente. El esfuerzo del acero en la falla f_{ps} puede ser igual a la resistencia a la tensión f_{pu} , pero por lo general se encuentra algo por debajo de ese valor, dependiendo de la geometría de la viga, la proporción de acero, y de las propiedades de los materiales.

Figura 2-33

Variación del Esfuerzo del Acero en una Viga Preesforzada



- La deflexión es afectada por la reducción en la rigidez a la flexión que acompaña al agrietamiento.
- Después de que se agriete la viga, el acero del Preesfuerzo es más vulnerable a la corrosión.
- El agrietamiento reduce la resistencia por fatiga de las vigas debido a los mayores niveles de esfuerzo experimentado por el acero de Preesfuerzo cerca de las grietas.
- Las grietas pueden ser estéticamente objetables en algunos casos.
- En el caso de recipientes que contienen líquidos, después del agrietamiento las fugas aumentan a su posibilidad de ocurrencia.

El momento que produce el agrietamiento puede hallarse fácilmente para una viga típica, escribiendo la ecuación para el esfuerzo en el concreto en la cara inferior, basándose en la sección homogénea, e igualándolo al módulo de ruptura:

$$f_{sup} = -\frac{p_e}{A_{Viga+Losa}} - \frac{p_e * e * Y_{inf}}{I_{Viga+Losa}} + \frac{M_{cr} * Y_{inf}}{I_{Viga+Losa}} = f'_r$$

En la ecuación M_{cr} es el momento total de agrietamiento (incluyendo al momento debido al peso propio y al de las cargas muertas y vivas sobrepuestas) y f'_r es el módulo de ruptura del Hormigón:

$$M_{cr} = \left(f'_r + \frac{p_e}{A_{Viga+Losa}} + \frac{p_e * e * Y_{inf}}{I_{Viga+Losa}} \right) * \left(\frac{I_{Viga+Losa}}{Y_{inf}} \right)$$

$$M_{cr} = \left(\frac{f'_r * I_{Viga+Losa}}{Y_{inf}} + \frac{p_e * I_{Viga+Losa}}{A_{Viga+Losa} * Y_{inf}} + p_e * e \right)$$

$$S_{inf} = \frac{I_{Viga+Losa}}{Y_{inf}}$$

$$r = \frac{I_{Viga+Losa}}{A_{Viga+Losa}}$$

$$M_{cr} = f'_r * S_{inf} + p_e * \left(\frac{r}{Y_{inf}} + e \right)$$

2.7.4 Resistencia a la Flexión.

La propiedad más importante de una estructura es su resistencia, debido a que la resistencia del miembro está relacionada directamente con su seguridad. La resistencia de un miembro de Hormigón presforzado no está automáticamente asegurada por la limitación de los esfuerzos bajo cargas de servicio. Si el miembro tuviera que sobrecargarse, ocurrirían importantes cambios en su comportamiento por el agrietamiento y debido a que uno o los dos materiales alcanzarían niveles de esfuerzo dentro del rango inelástico antes de la falla.

Ya se mostró que las vigas de concreto Preesforzado difieren en su comportamiento de las de concreto reforzado. A medida que se incrementa la carga hasta más o menos el nivel de la carga de servicio, las fuerzas que componen el par interno resistente permanecen casi constantes, siendo el incremento en el momento aplicado resistido a través de un aumento en el brazo del par interno.

Obviamente, esto no puede continuar indefinidamente, después del agrietamiento sobreviene un incremento súbito en el esfuerzo del acero, acompañado por un aumento en el esfuerzo de compresión resultante en el Hormigón. A medida en que se continúa incrementando la carga, una viga presforzada se comporta más similarmente a una viga ordinaria de Hormigón armado. El brazo interno permanece más o menos constante, y se incrementan con la carga tanto los esfuerzos en el Hormigón como los del acero. Igual

que en una viga de Hormigón Armado, la capacidad a la flexión se alcanza cuando el acero se esfuerza hasta su resistencia última o cuando se alcanza la capacidad de deformación del Hormigón.

Sin embargo, aún para cargas próximas a la última, existen diferencias importantes entre las vigas de Hormigón Armado y las Preesforzadas, como consecuencia de lo siguiente:

- En Hormigón Armado, cuando las cargas se anulan, se anulan también las deformaciones en el acero. En concreto presforzado, la deformación de los tendones bajo cargas nulas no es cero, sino que corresponde al presfuerzo efectivo después de las pérdidas. cualquier deformación posterior en el acero causada por las cargas aplicadas se suma a esta deformación preexistente.
- Las características de la curva de esfuerzo-deformación del acero del presfuerzo son bastante diferentes de las de las varillas de refuerzo, tal como se muestra en la figura 2.34, los aceros del presfuerzo no presentan una meseta definida de fluencia. La fluencia se desarrolla gradualmente y, en el rango inelástico, la curva esfuerzo-deformación continúa elevándose suavemente hasta que se alcanza la resistencia de tensión.
- La diferencia entre la resistencia nominal a la fluencia f_{py} y la resistencia última a la tensión f_{pu} es mucho mas pequeña para los aceros utilizados para el Preesfuerzo que para los aceros ordinarios de refuerzo. También, la deformación total ϵ_{pu} en la ruptura es mucho más pequeña.

2.7.4.1 Curvas de esfuerzo-deformación.

Las curvas representativas de esfuerzo-deformación para el acero de Preesfuerzo y el Hormigón se muestran, para propósitos de referencia en la Figura 2.34. Para el acero en la Figura 2.34(a), una notación conveniente y fácil de recordar es la siguiente:

f_{pe}, ϵ_{pe} = esfuerzo y deformación en el acero debidos a la fuerza de Preesfuerzo efectiva P_e , después de todas las perdidas.

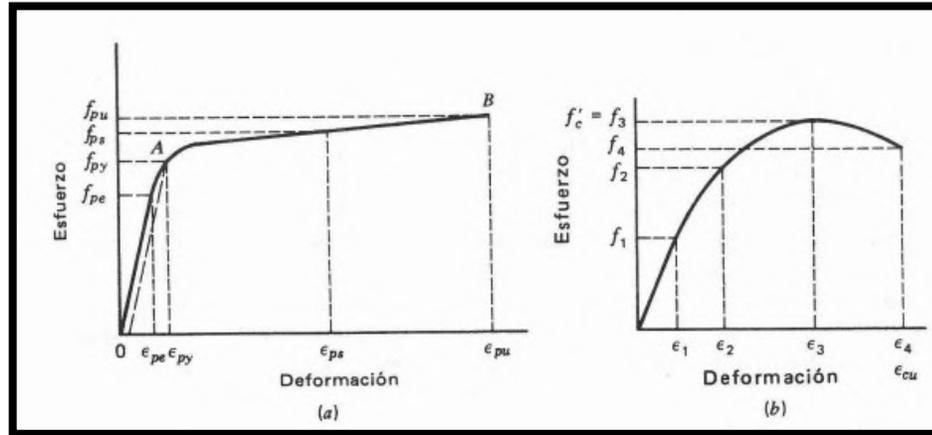
f_{pe}, ϵ_{pe} = esfuerzo y deformación de fluencia para el acero.

f_{pu}, ϵ_{pu} = resistencia y deformación últimas del acero.

f_{ps}, ϵ_{ps} = esfuerzo y deformación del acero cuando la viga falla.

Figura 2-34

Curvas Representativas de esfuerzo-deformación. (a) Acero de Preesfuerzo. (b) Hormigón



En el caso del Hormigón, la resistencia ultima a la compresión, se denomina f'_c , como siempre, y la deformación en la falla es ϵ_{cu} , tal como se muestra en la figura 2.34(b).

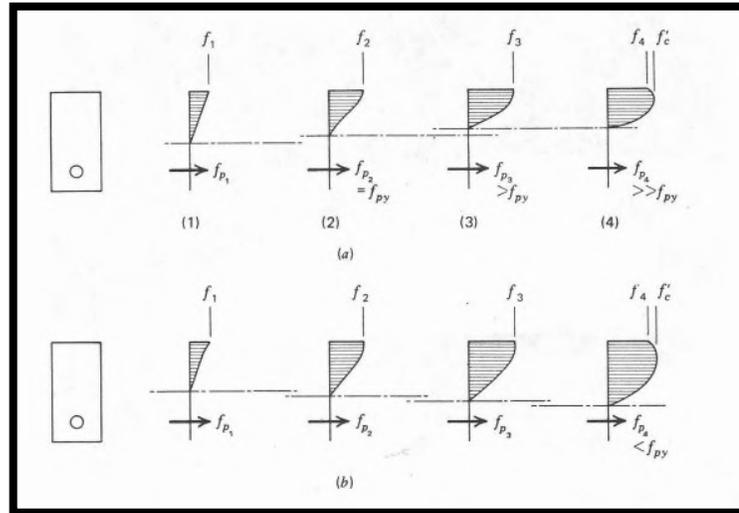
2.7.4.2 Distribución sucesiva de esfuerzos en el Hormigón a medida que la viga se sobrecarga.

Al igual que las vigas de concreto reforzado, las vigas presforzadas se pueden dividir en 2 tipos, basándose en su tipo de falla por flexión. para vigas sub-reforzadas la falla se inicia con la fluencia del acero de tensión. Las grandes deformaciones involucradas permiten el ensanchamiento de las grietas de flexión y su propagación hacia el eje neutro, Los esfuerzos de compresión en el concreto aumentados actuando sobre una reducida área de compresión provocan una falla "secundaria" del Hormigón a la compresión, aun cuando la falla se inició con la fluencia. El esfuerzo en el acero al momento de la falla estará entre los puntos A y B de la figura 2.35(a). Las grandes deformaciones del acero producen un agrietamiento visible y una deformación considerable del miembro antes de que se alcance la carga de falla. Por otro lado, las vigas sobre-rreforzadas fallan cuando el Hormigón alcanza la deformación límite de compresión, a una carga para la cual el acero está aún por debajo de su esfuerzo de fluencia, entre los puntos 0 y A de la Figura 2.35(a).

Este segundo tipo de falla viene acompañado con un desplazamiento hacia abajo del eje neutro, debido a que el hormigón está esforzado dentro de su rango inelástico, en tanto que la respuesta del acero es aún elástica. Este tipo de falla ocurre súbitamente con poco aviso. Las distribuciones del esfuerzo de compresión en el hormigón en vigas presforzadas sub y sobre-rreforzadas, bajo niveles sucesivos de carga, se muestran en la figura 2.35. Tanto para los miembros sobre como sub-reforzados, es posible hallar la distribución de esfuerzos para cualquier nivel de carga de las curvas esfuerzo-deformación del hormigón, tal como sigue. Con base en que es aplicable la suposición usual de que las secciones transversales planas de una viga permanecen planas a medida que se aplica el momento de flexión, las deformaciones en el hormigón para cualquier nivel de carga varían linealmente desde cero en el eje neutro hasta un máximo en la cara superior. En consecuencia, la variación del esfuerzo de compresión con la distancia del eje neutro es idénticamente igual a la variación del esfuerzo con la deformación indicada por la curva esfuerzo-deformación hasta aquella deformación que corresponde al máximo valor, en la cara superior de la viga. Consecuentemente, la distribución de esfuerzos para el estado (1) (figuras 2.35a o 2.35b), es aproximadamente lineal, en tanto que para el estado (2) presenta una pequeña curvatura cerca de la parte superior de la viga. En el estado (3) se produce la curva esfuerzo-deformación hasta llegar al esfuerzo máximo f'_c , pero no se llega a la falla hasta el estado (4) en que la máxima deformación es igual a E_{cu} , y se reproduce totalmente la curva esfuerzo-deformación.

Figura 2-35

Distribuciones sucesivas de Flexión a medida que se incrementa la carga desde la de agrietamiento hasta la última. (a) Viga Preesforzada (b) Viga Preesforzada sobre reforzada



2.7.4.3 Bloque Rectangular de Esfuerzos Equivalentes.

Todo lo que se necesita para calcular el momento de resistencia última de una viga de Hormigón Preesforzado es el valor de la resultante de la compresión C (la cual debe ser igual que la fuerza de tensión T) y el brazo del par interno en la falla.

Si el hormigón tuviera una curva esfuerzo-deformación que se pudiera definir matemáticamente, sería muy sencillo establecer relaciones explícitas tanto para la magnitud como para la ubicación de C . Sin embargo, la forma de la curva esfuerzo-deformación del hormigón varía grandemente. Por esta razón, no se pueden escribir tales relaciones explícitas.

Pero la distribución real de los esfuerzos en el hormigón se puede reemplazar con una representación simplificada, escogida de tal forma que (a) se reproduzca el valor correcto de C y (b) la fuerza C actúe en el nivel correcto de la viga.

Usando el 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 de esfuerzos que tenga una intensidad de esfuerzo

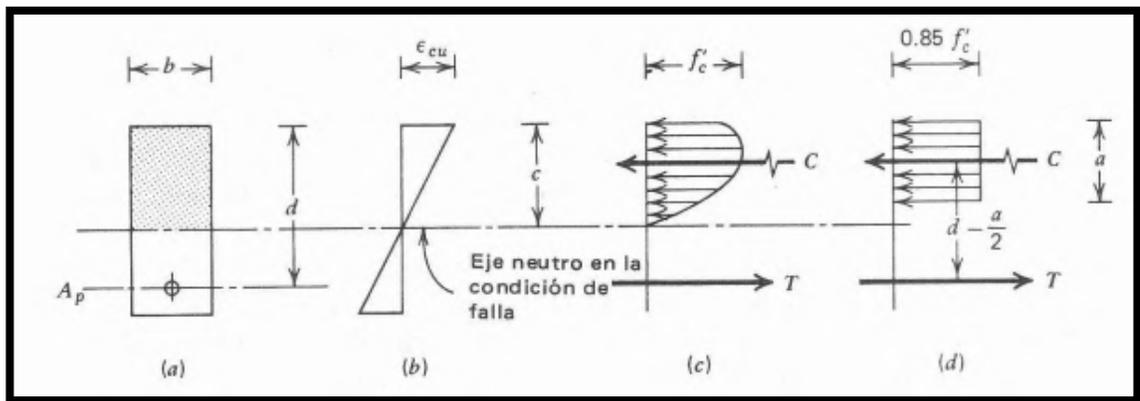
uniforme de $0.85 * f'_c$, hasta una profundidad a , tal como se muestra en la figura 2.36. La relación entre la profundidad del bloqueo equivalente de esfuerzos y la real es:

$$a = \beta_1 * c$$

El valor de β_1 se ha establecido experimentalmente que viene dado por la relación

Figura 2-36

Distribución de Deformaciones y Esfuerzos bajo Cargas de Falla



2.7.4.4 Resistencia a la flexión mediante el análisis de compatibilidad de deformaciones.

En la figura 2.37 se muestran las deformaciones y los esfuerzos en el Hormigón y en el acero bajo niveles de carga adecuados para este estudio. La distribución de deformaciones es el resultado de la aplicación de la fuerza efectiva de Preesfuerzo P_e , actuando sola después de que hallan ocurrido todas las pérdidas. En este nivel de carga el esfuerzo en el acero y su deformación asociada son respectivamente:

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_p}$$

$$\epsilon_1 = \epsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_p}$$

La deformación del acero en la figura 2.37(a), se muestra con respecto a su propio e independiente origen.

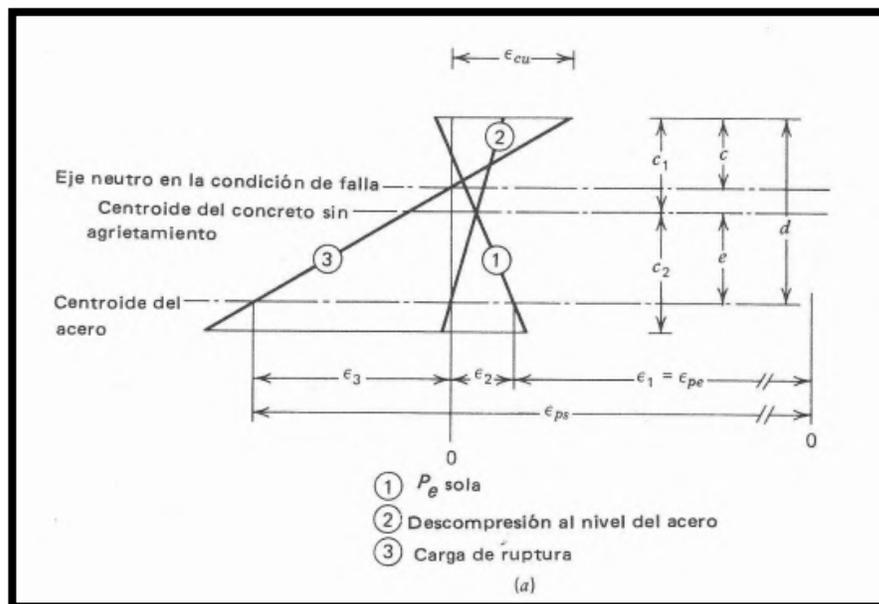
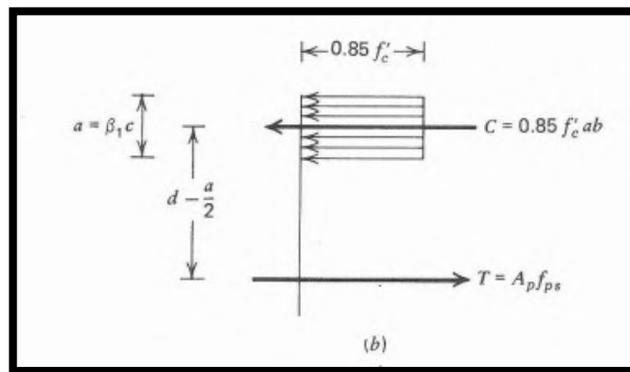
En seguida, es útil considerar un nivel de carga intermedio (2) correspondiente a la descompresión del hormigón al nivel del centroide del acero de Preesfuerzo. Suponiendo

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 (1) al nivel (2) es el mismo que la disminución en la deformación del hormigón a aquel nivel en la viga. Este incremento viene dado por la expresión:

$$\varepsilon_2 = \frac{P_e}{A_H * E_H} * \left(1 + \frac{e_2}{r_2}\right)$$

Figura 2-37

Deformaciones y Esfuerzos a Medida que la Carga de la Viga se Incrementa hasta la Falla. (a) Deformaciones en el Hormigón y en el Acero.



Cuando el miembro se sobrecarga hasta el nivel de falla (3), el eje neutro está a la distancia c por debajo de la parte superior de la viga. El incremento en la deformación es:

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_{cu} * \left(\frac{d - c}{c}\right)$$

La deformación total del acero en la falla ε_{ps} es la suma de los tres componentes recién encontradas en las ecuaciones anteriores

$$\varepsilon_{ps} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$$

Y el correspondiente esfuerzo del acero en la falla f_{ps} es:

$$f_{ps} = E_p * \varepsilon_{ps}$$

La profundidad del bloque de esfuerzos de compresión en la falla se puede hallar de la condición de equilibrio que establece $C = T$. Para una viga en la cual la zona de compresión es de un ancho constante b

$$0.85 * f'_c * a * b = A_p * f_{ps}$$

Resolviendo esta ecuación para la profundidad del bloque de esfuerzos se tiene:

$$a = \frac{A_p * f_{ps}}{0.85 * f'_c * b} = \beta_1 * c$$

El momento resistente en la falla es el producto de la fuerza de tensión (o compresión) por el brazo del par interno. Para un miembro que tenga una zona de compresión de ancho constante, la resistencia nominal a la flexión es:

$$Mn = A_p * f_{ps} * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

2.7.4.5 Resistencia a la flexión en Elementos con Tendones adheridos según AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 10th Edition (2024).

A la hora de determinar la resistencia nominal de elementos Preesforzados con armaduras Postesas, se debe analizar si los tendones que conforman las armaduras Postesas cuentan con tendones adherentes o no adherentes.

Se considera que un elemento cuenta con tendones adherentes cuando no existe un movimiento relativo (deslizamiento) entre los dos componentes. Este es naturalmente el caso de las vigas Pretensadas, y también en miembros Postensados en los que los tendones son inyectados con mortero después de que se tensan.

La normativa permite determinar la resistencia a flexión de la siguiente manera:

$$f_{ps} = f_{pu} * \left(1 - k * \frac{c}{d_p} \right)$$

$$k = 2 * \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right)$$

Tabla 2.10

Valores de K para distintos Tipos de Tendones

Tipo de Tendón	f_{py}/f_{pu}	Valor de k
Cables de baja relajación	0,90	0,28
Cables alivianados de tensiones y barras de alta resistencia Tipo 1	0,85	0,38
Barras de alta resistencia Tipo 2	0,80	0,48

Para comportamiento de sección rectangular:

$$c = \frac{(A_{ps} * f_{pu}) + (A_s * f_y) - (A'_s * f'_y)}{(0,85 * f'_c * \beta_1 * b) + \left(k * A_{ps} * \frac{f_{pu}}{d_p} \right)}$$

Para comportamiento de sección T.

$$c = \frac{(A_{ps} * f_{pu} + A_s * f_y) - (A'_s * f'_y) - [0,85 * f'_c * (b - b_w) * h_f]}{(0,85 * f'_c * \beta_1 * b_w) + \left(k * A_{ps} * \frac{f_{pu}}{d_p} \right)}$$

Donde:

A_{ps} = Área del acero de Postensado (mm^2).

f_{pu} = Resistencia a la tracción especificada del acero de Preesfuerzo (MPa).

f_{py} = Tensión de fluencia del acero de Preesfuerzo (MPa).

A_s = Área de la armadura de tracción de acero no Postensado (mm^2).

A'_s = Área de la armadura de compresión (mm^2).

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

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

b = Ancho del ala comprimida (mm).

b_w = Ancho del alma (mm).

h_f = Altura del ala comprimida correspondiente al grosor de la losa en la mayoría de los casos (mm).

d_p = Distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de Postensado (mm).

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

β_1 = Factor para el diagrama de tensiones.

2.8 DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS.

El diseño del Hormigón Preesforzado abarca: la optimización de la sección transversal del miembro, de la fuerza de Postensado o Pretensado y de la geometría, con la finalidad de eliminar o contrarrestar la tracción sobre el Hormigón, mejorar la condición de servicio y reducir los costos de construcción.

En este proceso de aplicación de esfuerzos se generan pérdidas que deben ser calculadas con la finalidad de fijar la magnitud de la fuerza de Postensado o Pretensado efectiva a utilizarse en el proyecto, así como, controlar las magnitudes de esfuerzo a tracción en el acero y de compresión en el Hormigón durante los procesos de transferencia.

En el diseño de vigas Postensadas, gobierna el diseño por flexión, el cual considera las etapas de transferencia, servicio y resistencia. Los requerimientos de diseño para las vigas son:

- Estimación de la fuerza de Postensado.
- Cálculo de la trayectoria de los tendones.
- Cálculo de pérdidas en el Postensado.
- Diseño por flexión.
- Diseño por corte.
- Diseño por corte horizontal en la interface viga-losa.
- Diseño de zonas de anclaje.

- Cálculo de deflexiones.
- Diseño de diafragmas.

El análisis por flexión de miembros Preesforzados se complica por la interdependencia de muchas variables. Por lo general, los cambios en una variable afectaran a muchas otras de ellas, si no es que, a todas, y a menudo el mejor camino para el diseño final es un procedimiento iterativo. Un miembro tentativo que se escoge sobre la base de un cálculo aproximado se verifica para comprobar su suficiencia, y luego se afina.

2.8.1 Comportamiento de Vigas Postensadas.

Resulta útil resumir el comportamiento de una Viga de Hormigón Preesforzado en función de su curva carga-deformación, tal como se indica en la Figura 2-60.

Cuando se aplica la fuerza del Preesfuerzo inicial, existirá de inmediato una curvatura hacia arriba δ_{pi} debido al momento de flexión asociado con la excentricidad del Preesfuerzo. Estando la viga apoyada en sus extremos, su peso propio comienza a ser efectivo inmediatamente, superponiendo una componente hacia debajo de la deflexión δ_o en contra de la curvatura hacia arriba producido por el Preesfuerzo. A este se le conoce como estado descargado, actuando en el solo el Preesfuerzo inicial y el Peso Propio.

Aquí se supondrá, por simplicidad, que todas las pérdidas ocurren al mismo tiempo, de tal forma que la deflexión neta al comienzo es $\delta_{pe} - \delta_o$ debida a la combinación de la fuerza de Preesfuerzo efectiva P_e y el peso propio w_o . En este estado la distribución de esfuerzos de flexión en el hormigón en el centro del claro es generalmente tal como se muestra por pequeño croquis sombreado superpuesto en la curva carga-deflexión, variando linealmente desde un valor bajo de esfuerzo de tensión en la cara superior de la viga hasta un máximo de compresión en la parte inferior.

Cuando se agrega la carga muerta sobrepuesta, la deflexión se incrementa en el sentido positivo hacia abajo, en una cantidad δ_d . En este estado, a menudo la deflexión neta es hacia arriba, tal como se indica en la Figura 2.38, pero no siempre es así.

Con la adición de una parte de la carga viva, se pueden alcanzar un estado de carga balanceada tal que la carga equivalente hacia arriba proveniente del Preesfuerzo es exactamente igual a las cargas exteriores hacia abajo. El resultado es un esfuerzo de

compresión uniforme en el miembro, tal como se muestra. Mientras que en la Figura 2-60 se indica una deflexión nula, esto necesariamente se obtiene, debido a que la distribución uniforme de esfuerzos de compresión puede derivarse de la superposición de las cargas de larga duración, las cuales producen deflexiones por escurrimiento plástico, y las cargas vivas de corta duración que no las producen.

Con una posterior adición de carga viva se alcanza el estado de descompresión, en el cual el esfuerzo en el concreto en la cara inferior de la viga es cero. La respuesta de la viga es lineal en, y algo más allá de este estado hasta que se alcanza, en donde los esfuerzos de tensión en el concreto igualan al módulo de ruptura.

El rango usual de las cargas de servicio cae entre el estado de descompresión y el estado parcial de agrietamiento, tal como se indica en la Figura 2-38. El agrietamiento inicia la respuesta no lineal, aunque por lo general, tanto el concreto como el acero permanecen dentro del rango elástico hasta bastante más allá de la carga de agrietamiento.

Eventualmente, a medida que las cargas se siguen incrementando, comenzará a fluir el acero o el Hormigón alcanzará su deformación de aplastamiento, lo que se denominará el estado de sobrecarga. Cerca de la falla la respuesta de la viga es muy inelástica, tal como se indica. La distribución del esfuerzo en el concreto en el miembro agrietado, cuando la falla es inminente, es aproximadamente tal como se muestra en el último croquis de esfuerzo.

Cualquiera de los estados de carga que se acaban de describir puede servir como un punto de partida para el dimensionamiento del miembro de Hormigón. Cualquier estado de carga proporciona la base inicial, debiéndose revisar el miembro para todos los otros estados significativos, en forma tal de asegurar que será satisfactorio para todos los rangos.

De acuerdo con la práctica usual, las dimensiones de los miembros se escogen generalmente en forma tal de mantener los esfuerzos en el concreto dentro de los límites especificados, a medida en que el miembro pasa del estado descargado hasta el estado de cargas de servicio.

Cuando el miembro está descargado, y solamente actúan la fuerza pretensora inicial y el peso propio, los límites del esfuerzo en el Hormigón se relacionan con la resistencia que

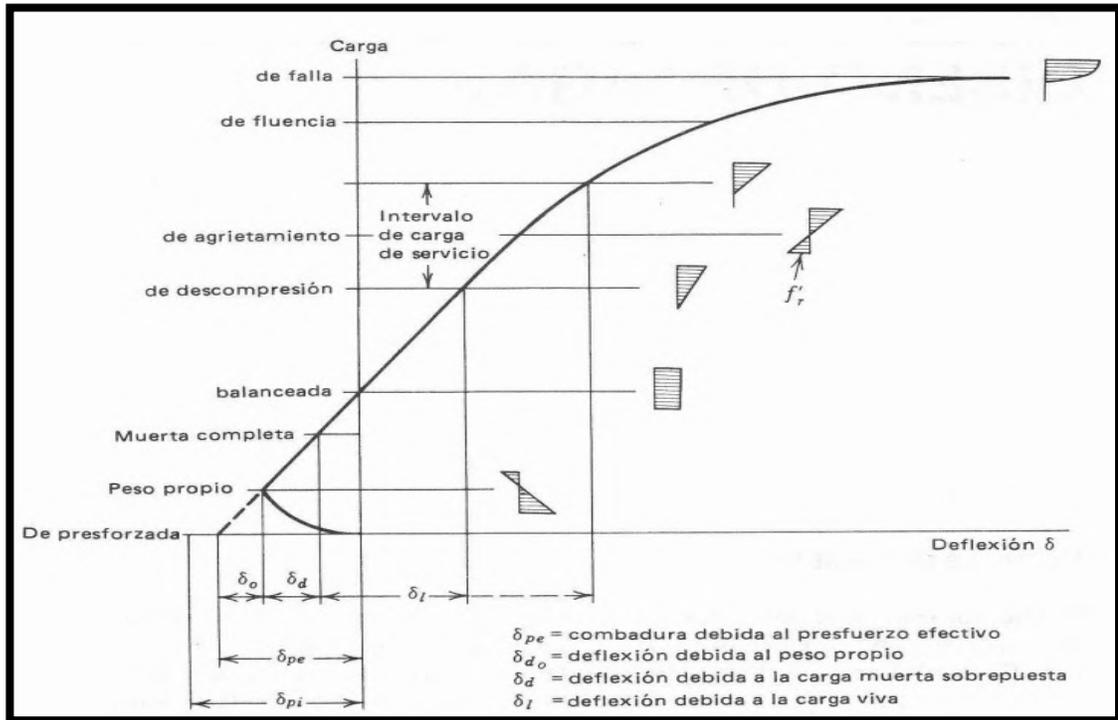
tiene el Hormigón al tiempo de la transferencia. Bajo las cargas de servicio, esto es, con la fuerza Preesfuerzo efectiva P_e , y las cargas viva y muerta actuando, los límites del esfuerzo en el Hormigón generalmente no son los mismos que para el estado descargado. En forma adicional, ellos se relacionan con la resistencia especificada total de diseño del Hormigón.

Las vigas dimensionadas sobre la base de esfuerzos, también deben satisfacer todos los otros requerimientos. Las deflexiones bajo la carga de servicio total y a menudo bajo carga parcial, son consideraciones importantes de diseño y deben revisarse. Para vigas parcialmente preesforzadas, puede requerirse una revisión explícita del ancho de las grietas, pero más a menudo el agrietamiento del Hormigón se controla indirectamente limitando el esfuerzo nominal de tensión en el Hormigón. La resistencia del miembro debe siempre calcularse para asegurar un adecuado margen de seguridad contra el colapso. Las dimensiones de los miembros se pueden también seleccionar proveyendo exactamente la resistencia requerida, pero incrementando las cargas previstas mediante un factor de carga especificado. En este caso, la fuerza del presfuerzo puede seleccionarse en forma tal de proporcionar las características de deflexión deseadas o para controlar las grietas. Deberán de investigarse los esfuerzos tanto para el estado descargado como para la carga de servicio tal, aun cuando el diseño inicial se base en la resistencia.

Otra alternativa consiste en seleccionar las dimensiones del miembro, la fuerza pretensora y la configuración del acero basándose en el balance de cargas para el control de las deflexiones. También con esta base de diseño se deberán investigar otros estados de carga. Los esfuerzos en la viga cuando ésta se encuentre descargada o sujeta a la carga de servicio total se deben encontrar dentro de los límites aceptables, y se deberá proporcionar la resistencia adecuada

Figura 2-38

Curva Carga-Deflexión para una Viga Típica



2.8.2 Estimación de la Fuerza de Presfuerzo.

Para realizar la estimación de la fuerza de Presfuerzo se tiene que realizar un análisis durante el momento de transferencia de la fuerza de Presfuerzo y para el final de vida útil de la estructura.

Esto se realiza debido a que las características de los materiales, como las características geométricas de la sección varían durante esas dos etapas.

Esto quiere decir que al momento de realizar la transferencia se debe tomar en cuenta que la fuerza de Presfuerzo no sobrepase los siguientes límites:

$$f_{sup} \geq -\frac{M_o * Y_{sup}}{I_{viga}} - \frac{P_i}{A_{viga}} + \frac{(P_i * e) * Y_{sup}}{I_{viga}}$$

$$f_{inf} \leq \frac{M_o * Y_{inf}}{I_{viga}} - \frac{P_i}{A_{viga}} - \frac{(P_i * e) * Y_{inf}}{I_{viga}}$$

$$f_{sup} = 0$$

$$f_{inf} = 0.65 * f'_{ci}$$

$$e = Y_{inf} - C_p$$

Donde:

f'_{ci} = Resistencia característica del Hormigón durante el momento de transferencia
(MPa)

C_p = Es la distancia vertical medida desde la base de la viga hasta el baricentro del acero
Postensado (mm)

Despejando P_i de ambas ecuaciones obtenemos:

$$P_i \geq \frac{f_{sup} + \frac{M_o * Y_{sup}}{I_{viga}}}{\frac{e * Y_{sup}}{I_{viga}} + \frac{1}{A_{viga}}}$$

$$P_i \geq \frac{\frac{M_o * Y_{inf}}{I_{viga}} - f_{inf}}{\frac{1}{A_{viga}} + \frac{e * Y_{inf}}{I_{viga}}}$$

Realizando el análisis para el momento final de vida útil de la estructura:

$$f_{sup} \leq -\frac{M_T * Y_{sup}}{I_{viga+Losa}} - \frac{n * P_i}{A_{viga+Losa}} + \frac{(n * P_i * e_f) * Y_{sup}}{I_{viga+Losa}}$$

$$f_{inf} \geq \frac{M_T * Y_{inf}}{I_{viga+Losa}} - \frac{n * P_i}{A_{viga+Losa}} - \frac{(n * P_i * e_f) * Y_{inf}}{I_{viga+Losa}}$$

$$f_{sup} = 0.45 * f_c$$

$$f_{inf} = 0$$

Despejando P_i de ambas ecuaciones:

$$P_i \leq \frac{f_{sup} - \frac{M_T * Y_{sup}}{I_{viga+losa}}}{\frac{n * e * Y_{sup}}{I_{viga+losa}} - \frac{n}{A_{viga+losa}}}$$

$$P_i \leq \frac{\frac{M_T * Y_{inf}}{I_{viga+losa}} - f_{inf}}{\frac{n}{A_{viga+losa}} + \frac{n * e * Y_{inf}}{I_{viga+losa}}}$$

Se obtienen cuatro inecuaciones que corresponden a las fuerzas de Preesfuerzo que se podrían colocar en función a las fibras extremas para el momento de transferencia y final de la vida útil de la estructura, por lo tanto, la fuerza inicial que se elija deberá satisfacer las cuatro inecuaciones mostradas.

2.8.3 Cálculo de la Trayectoria de los Tendones.

Al tener definida fuerza de Preesfuerzo a ser aplicada, es posible conocer la amplitud que puede tener la excentricidad de dicha fuerza, con la intención de proponer una trayectoria adecuada del tendón.

Los límites para la ubicación del centroide del acero de Preesfuerzo en cualquier punto a lo largo del claro se pueden establecer usando las ecuaciones mostradas más adelante, las cuales dan los valores de los esfuerzos en el Hormigón en las partes superior e inferior de la viga en los estados descargado y cargado, respectivamente esto lo demuestra la Figura 2-61.

Para indicar que tanto la excentricidad e como los momentos M_o y M_T son funciones de la distancia x desde el apoyo ellos se representan como $e_{(x)}$ y $M_o_{(x)}$ o $MT_{(x)}$.

$$e_{(x)} \geq \frac{f_{sup} * I_{viga}}{P_i * Y_{sup}} + \frac{M_{(x)}}{P_i} + \frac{I_{viga}}{A_{viga} * Y_{sup}}$$

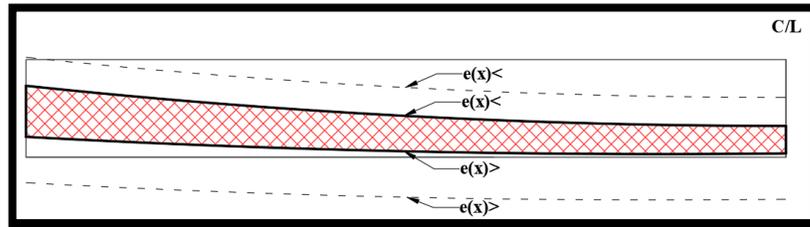
$$e_{(x)} \geq \frac{M_{(x)}}{P_i} - \frac{I_{viga}}{A_{viga} * Y_{inf}} - \frac{f_{inf} * I_{viga}}{P_i * Y_{inf}}$$

$$e_{f(x)} \leq \frac{f_{sup} * I_{viga+losa}}{n * P_i * Y_{sup}} + \frac{MT_{(x)}}{n * P_i} + \frac{I_{viga+losa}}{A_{viga+losa} * Y_{sup}}$$

$$e_{f(x)} \leq \frac{MT_{(x)}}{n * P_i} - \frac{I_{viga+losa}}{A_{viga+losa} * Y_{inf}} - \frac{f_{inf} * I_{viga+losa}}{n * P_i * Y_{inf}}$$

Figura 2-39

Zona de Guyon



El perfil del tendón que a menudo se usa en las practica es una curva parabólica en el caso de vigas postensadas Isostáticas. El ducto que contiene el acero Postensado se cuelga según la forma deseada, y se fija en tal posición atándolo con alambres al refuerzo transversal del alma, después de lo cual se puede colar el Hormigón.

2.8.4 Estimación de las Perdidas de Preesfuerzo.

La estimación de las pérdidas de preesfuerzo se divide en dos partes:

- Perdidas instantáneas.
- Perdidas dependientes del tiempo.

Las perdidas instantáneas son aquellas que se producen en el momento de transferencia de la fuerza de preesfuerzo, estas pérdidas son:

- Perdida por Fricción.
- Perdida por Acuñaamiento.
- Perdida por Acortamiento Elástico.

Las perdidas dependientes del tiempo se dividen en 2 etapas:

La etapa 1 que corresponde desde el momento final de la etapa de transferencia al vaciado de la losa por donde circularan los vehículos, en esta etapa tenemos las siguientes perdidas:

- Perdida por retracción del Hormigón.
- Perdida por fluencia del Hormigón.
- Perdida por relajación del acero de Postensado.

La etapa dos corresponde desde el momento de vaciado de la losa hasta el final de la vida útil de la estructura, en esta etapa se tienen las siguientes perdidas:

- Pérdida por retracción del Hormigón.
- Pérdida por fluencia del Hormigón.
- Pérdida por relajación del acero de Postensado.
- Ganancia debido a la retracción del Hormigón del Tablero en la sección compuesta.

Las pérdidas de Preesfuerzo producen que la fuerza de preesfuerzo varíe a lo largo del elemento y durante el tiempo. Esta variación se muestra en las siguientes Figuras 2-40 a la 2-43:

Figura 2-40

Grafica de la Variación de la Fuerza de Preesfuerzo cuando se Realiza el tesado de un Solo Lado y la Longitud de Influencia del Acuñamiento Sobrepasa el Centro Luz

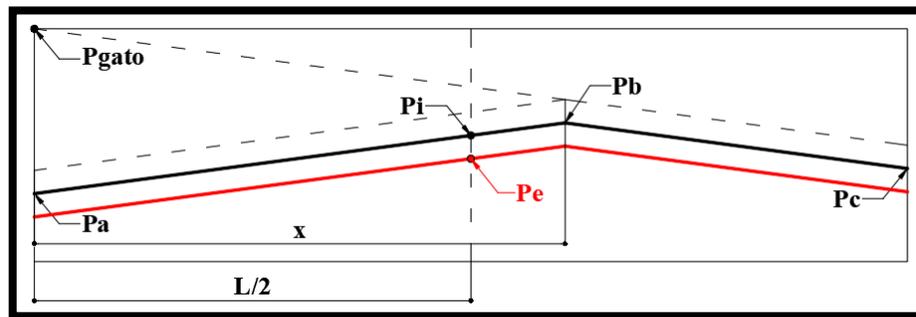


Figura 2-41

Variación de la Fuerza de Preesfuerzo Cuando se Realiza el Tesado de un Solo Lado y la Longitud de Influencia del Acuñamiento no Sobrepasa el Centro Luz.

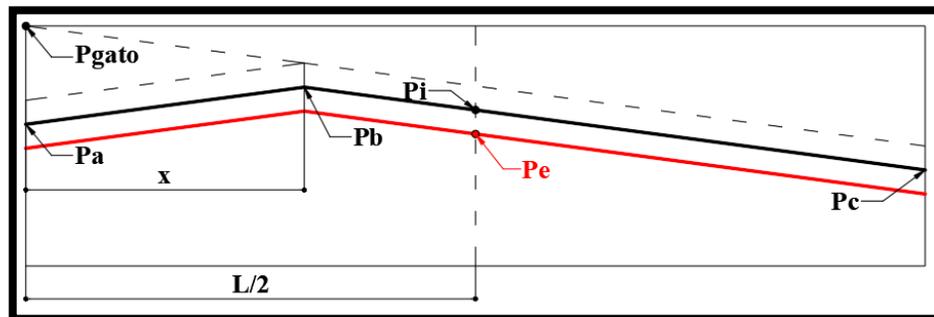


Figura 2-42

Variación de la Fuerza de Preesfuerzo cuando se realiza el tesado de dos lados y la longitud de influencia del acuñaamiento sobrepasa el centro luz

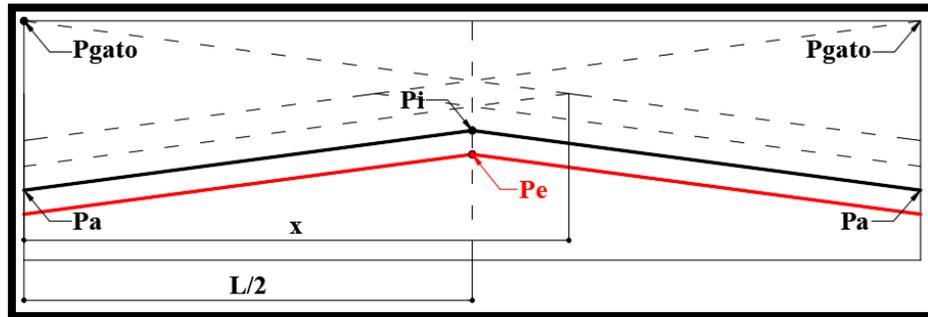
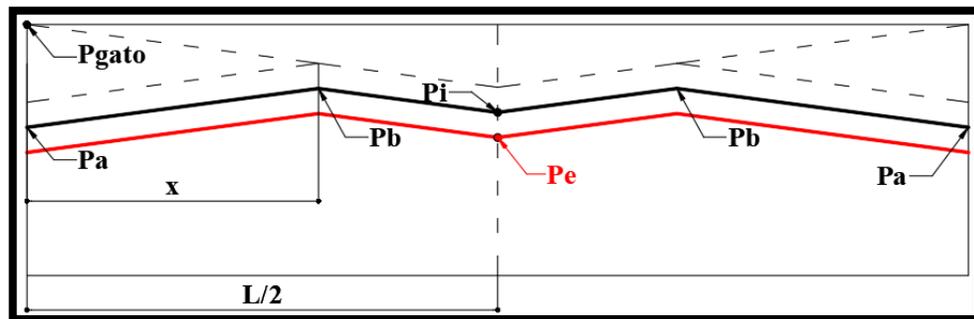


Figura 2-43

Variación de la Fuerza de Preesfuerzo cuando se realiza el tesado de dos lados y la longitud de influencia del acuñaamiento no sobrepasa el centro luz



2.8.4.1 Pérdidas Inmediatas.

2.8.4.1.1 Pérdida por fricción (Δf_{PF}).

A medida en que el acero se desliza a través del ducto, se desarrolla la resistencia friccionante, con el resultado de que la tensión en el extremo anclado es menor que la tensión en 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.

La variación de la fuerza de preesfuerzo por la fricción sigue la siguiente formula:

$$P_x = P_{gato} * e^{-(Kx + \mu\alpha)}$$

$$\Delta P = P_{gato} - P_x$$

$$\Delta P = P_{gato} - P_{gato} * e^{-(Kx+\mu\alpha)}$$

$$\Delta P = P_{gato} [1 - e^{-(Kx+\mu\alpha)}]$$

$$\Delta f_{PF} = f_{pj} [1 - e^{-(Kx+\mu\alpha)}]$$

Donde:

x = Longitud sobre el recorrido del tendón desde la sección donde se esta aplicando la fuerza de estiramiento hasta el punto donde se quiere determinar la perdida (mm)

P_x = Fuerza de Preesfuerzo en una ubicación x . (N).

P_{gato} = Fuerza que aplica del gato sobre el tendón (N).

α = Suma de todas las variaciones angulares en la trayectoria del tendón desde la sección donde se esta aplicando la fuerza de estiramiento hasta el punto donde se quiera determinar la perdida. En caso de que se esté aplicando tensión por ambos extremos, entonces la trayectoria será desde el punto más cercano de aplicación de esfuerzo.

K = Coeficiente de fricción debido al movimiento del tendón dentro del ducto. (por milímetro de tendón.)

μ = Coeficiente de fricción.

f_{pj} = Tensión aplicada al tendón por el gato hidráulico (MPa).

Tabla 2.11

Coeficiente de fricción para tendones Postensados

Tipo de Acero	Tipo de Ducto	K	μ
Cables o Torones	Recubrimiento de metal galvanizado rígido o semirrigo.	0.00000066	0.15-0.25
	Polietileno.	0.00000066	0.23
	Ductos rígidos de acero para tendones externos.	0.00000066	0.25
Barras de alta resistencia	Recubrimiento de metal galvanizado.	0.00000066	0.30

Fuente: Norma AASHTO LRFD 2024

2.8.4.1.2 Perdida por Acuñaamiento (ΔPfA).

En Postensado, después del anclaje de un tendón, se produce en muchos casos, hundimiento o perdida de alargamiento y la correspondiente disminución de esfuerzos de tracción.

Las cuñas o anclajes, ya fijadas en su sitio por acción del gato hidráulico se acomodan definitivamente por la tensión del cable.

Estos hundimientos (h) en los anclajes son del orden de seis a ocho milímetros en promedio para torones.

Para determinar la perdida por acuñaamiento primero se tiene que determinar la longitud de influencia del acuñaamiento esto se realiza con la siguiente formula:

$$x = \sqrt{\frac{h * E_p * (L/2)}{\Delta f_{PF(L/2)}}$$

Cuando la longitud de influencia del acuñaamiento no sobrepasa centro luz, se puede determinar la perdida por acuñaamiento en el anclaje con la siguiente formula:

$$\Delta PfA = \frac{2 * h * E_p}{x}$$

Cuando la longitud de influencia del acuñaamiento sobrepasa centro luz, de debe determinar la perdida por acuñaamiento en centro luz con la siguiente formula:

$$\Delta PfA_{L/2} = \frac{2 * h * E_p}{x} - 2 * \Delta f_{PF(L/2)}$$

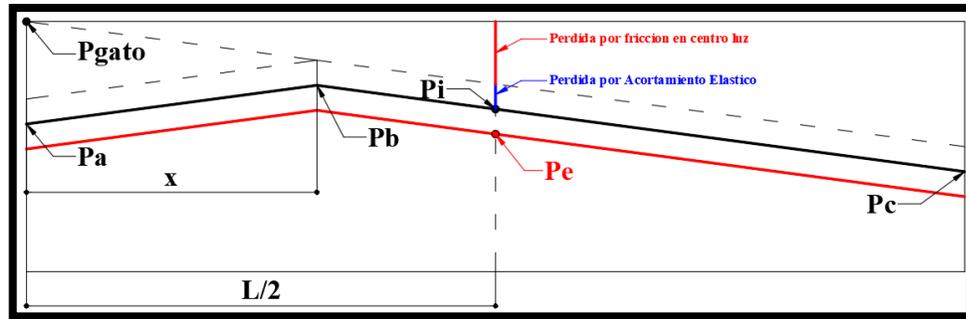
Se tiene una tercera opción que es cuando la longitud de influencia sobrepasa la longitud del miembro en este caso no se analizara debido a que las vigas estudiadas no se encuentran en este caso debido a que la longitud de las vigas es considerable en comparación a la longitud de influencia del acuñaamiento.

Cuando la longitud de influencia del acuñaamiento no sobrepasa centro luz se puede determinar la fuerza en el gato hidráulico de la siguiente manera:

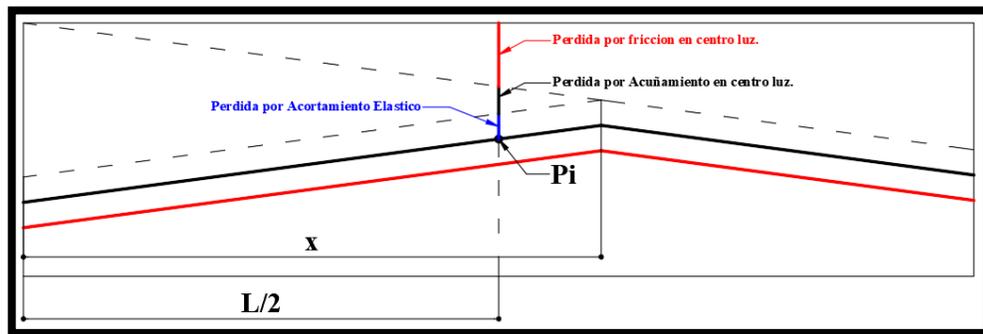
Se conoce P_i y también se determino la perdida por fricción en centro luz, una vez que se determine la perdida por acortamiento elástico se puede determinar la fuerza en el gato con la siguiente formula:

$$P_{gato} = P_i + \left(\Delta f_{PF\left(\frac{L}{2}\right)} + \Delta f_{PES} \right) * A_p$$

Lo que gráficamente seria:



En el caso de que la longitud de influencia del acuñaamiento sobrepase centro luz, se debe realizar un proceso iterativo en el que se supone una pérdida por acuñaamiento en centro luz, se calcula la perdida por fricción de manera normal y se procede a realizar el cálculo de la perdida por acuñaamiento en C/L , el proceso iterativo termina cuando la perdida por acuñaamiento asumida es igual a la perdida por acuñaamiento calculada.



2.8.4.1.3 Perdida por Acortamiento Elástico (Δf_{PES}).

$$\Delta f_{PES} = \frac{N - 1}{2N} * \frac{E_p}{E_{ci}} * f_{cgp}$$

$$f_{cgp} = \frac{M_o * (Y_{inf} - c_p)}{I_{viga}} - \frac{P_i}{A_{viga}} - \frac{(P_i * e) * (Y_{inf} - c_p)}{I_{viga}}$$

Donde:

N = Numero de tendones de postensados idénticos.

f_{cgp} = Sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de Postensado debidas a la fuerza de Preesfuerzo en el momento de la transferencia y al peso propio del elemento e las secciones de máximo momento (MPa).

E_p = Modulo de elasticidad del acero de Postensado (MPa).

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

2.8.4.2 Perdidas que se Producen a lo largo del Tiempo.

Las unidades en las que se presentan las fórmulas que se utilizan para determinar las perdidas dependientes del tiempo se encuentran en el sistema anglosajón, sin embargo, el resultado de las mismas se convertirá al sistema internacional para una mejor comprensión de los valores obtenidos.

2.8.4.2.1 Desde el momento de transferencia al momento del vaciado del tablero.

- **Perdida por retracción del Hormigón (Δf_{pSR}).**

La primera componente de pérdida por retracción para miembros Postensados se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\Delta f_{pSR} = \varepsilon_{bid} \times E_p \times K_{id}$$

$$K_{id} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} \times \frac{A_{ps}}{A_{viga}} \times \left(1 + \frac{A_{viga} \times e^2}{I_{viga}}\right) * [1 + 0.7 \times \Psi_{b(tf,ti)]}$$

$$\varepsilon_{bid} = k_s \times k_{hs} \times k_f \times k_{td} \times 0.48 \times 10^{-3}$$

$$k_s = 1.45 - 0.13 \times (V/S) \geq 1.0$$

$$k_{hs} = (2.00 - 0.014 * H)$$

$$k_f = \frac{5}{1 + f'_{ci}}$$

$$k_{td} = \frac{t}{12 * \left(\frac{100 - 4 * f'_{ci}}{f'_{ci} + 20} \right) + t}$$

$$\Psi_{b(t_f, t_i)} = 1.9 \times k_s \times k_{hc} \times k_f \times k_{td} \times t_i^{-0.118}$$

$$k_{hc} = 1.56 - 0.008 \times H$$

ϵ_{bid} = Deformación unitaria por retracción del Hormigón en la viga que ocurre entre el momento de la transferencia y la colocación del tablero (*in/in*)

E_p = Modulo de elasticidad del acero de Postensado (*ksi*).

K_{id} = Coeficiente de sección transformada que tiene en cuenta la interacción dependiente del tiempo entre el Hormigón y el acero adherido en la sección considerada para el periodo de tiempo entre el momento de la transferencia y la colocación del tablero.

H = Humedad relativa ambiente anual promedio (%).

k_{hs} = Factor para el efecto de la relación volumen-superficie del componente.

k_f = Factor para el efecto de la resistencia del Hormigón.

k_{hc} = Factor de Humedad para la fluencia.

k_{td} = Factor de desarrollo temporal.

t = Madurez del Hormigón (*dias*), definida como la edad del Hormigón entre el momento de carga para cálculos de fluencia, o el final del curado para cálculos de retracción y el tiempo que se está considerando para el análisis de los efectos de fluencia o retracción.

t_i = Edad del Hormigón al momento de aplicación de la carga (*dias*).

V/S = Relación volumen-superficie (*in*).

f'_{ci} = Resistencia característica a compresión del Hormigón durante el momento de transferencia (*ksi*).

$\Psi_{b(t_f, t_i)}$ = Coeficiente de fluencia del Hormigón de la viga para el tiempo final, debido a la carga aplicada en el momento de la transferencia.

t_f = Edad del Hormigón al final de la vida útil de la estructura (*dias*).

- **Perdida por fluencia del Hormigón (Δf_{pCR})**

$$\Delta f_{pCR} = \frac{E_p}{E_{ci}} \times f_{cgp} \times \Psi_{b(td,ti)} \times K_{id}$$

$\Psi_{b(td,ti)}$ = Coeficiente de fluencia de la viga al momento de la colocación del tablero debido a la carga inducida en el momento de la transferencia.

t_d = Edad del Hormigón al momento de la colocación del tablero (*días*).

- **Perdida por relajación del acero de Postensado (Δf_{pR1}).**

$$\Delta f_{pR1} = \frac{f_{pt}}{K_L} * \left(\frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0.55 \right)$$

Donde:

f_{pt} = Tensión en el tendón de Postensado inmediatamente después de la transferencia, para la expresión anterior no debe ser menor a $0.55 f_{py}$ (*ksi*).

f_{py} = Resistencia cedente del acero de Postensado, usualmente se toma $0.90 f_{pu}$ (*ksi*).

K_L = 30% para tendones de baja relajación y 7% para otros tipos de acero Postensado a menos que el fabricante proporcione información mas precisa.

2.8.4.2.2 Desde el momento del vaciado del tablero al momento final de la vida útil de la estructura.

- **Perdida por Retracción del Hormigón (Δf_{pSD}).**

$$\Delta f_{pSD} = \varepsilon_{bdf} * E_p * K_{df}$$

$$\varepsilon_{bdf} = k_s * k_{hs} * k_f * k_{td} * 0.48 * 10^{-3}$$

$$K_{df} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} * \frac{A_{ps}}{A_{viga+losa}} * \left(1 + \frac{A_{viga+losa} * e_f^2}{I_{viga+losa}} \right) * [1 + 0.7 * \Psi_{b(tf,ti)]}$$

ε_{bdf} = Deformación por retracción del Hormigón de la viga entre el momento de la colocación del tablero y el tiempo final.

K_{df} = Coeficiente de la sección transformada que tiene en cuenta la interacción dependiente del tiempo entre el Hormigón y el acero adherido en la sección considerada para el periodo de tiempo comprendido entre la colocación del tablero y el tiempo final.

$A_{viga+losa}$ = Área de la sección calculada utilizando las propiedades brutas de la sección compuesta de Hormigón de la viga y el tablero, y la relación modular tablero-viga.

e = Excentricidad del acero de Postensado con respecto al centroide de la sección compuesta, positiva donde la fuerza de Preesfuerzo esta por debajo del centroide de la sección compuesta.

$I_{viga+losa}$ = Momento de inercia de la sección, considerando la sección compuesta y la relación modular entre la viga y la losa.

- **Perdida por Fluencia del Hormigón (Δf_{pCD})**

$$\Delta f_{pCD} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} (\Psi_{b(tf,ti)} - \Psi_{b(td,ti)}) K_{df} + \frac{E_p}{E_{ci}} \Delta f_{cd} \Psi_{b(tf,td)} K_{df}$$

$$\Delta f_{cd} = -(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1}) \times \frac{A_{ps}}{A_{viga}} \times \left(1 + \frac{A_{viga} \times e^2}{I_{viga}} \right) - \left(\frac{M_{DC2} \times e_f}{I_{viga}} + \frac{(M_{DC3} + M_{DW}) \times e_f}{I_{viga+losa}} \right)$$

M_{DC2} = Momento producido solo por el tablero.

M_{DC3} = Momento producido por las barreras u otros elementos estructurales.

M_{DW} = Momento producido por la superficie de rodadura.

- **Perdida por relajación del acero de Postensado (Δf_{pR2}).**

$$\Delta f_{pR2} = \Delta f_{pR1}$$

- **Ganancia Debido a la Retracción del Hormigón del Tablero en la Sección Compuesta (Δf_{pSS}).**

$$\Delta f_{pSS} = \frac{E_p}{E_c} * \Delta f_{cdf} * K_{df} * (1 + 0.7 * \Psi_{b(tf,td)})$$

$$\Delta f_{cdf} = \frac{\varepsilon_{ddf} * A_d * E_{cd}}{(1 + 0.7 * \Psi_{b(tf,td)})} * \left(\frac{1}{A_{viga+losa}} - \frac{e_f * e_d}{I_{viga+losa}} \right)$$

Δf_{cdf} = Variación de tensión en el Hormigón calculada en el centroide de los tendones Preesforzado, debido a la retracción del tablero de Hormigón (ksi).

ε_{ddf} = Deformación unitaria debida a la retracción del Hormigón del tablero comprendido entre su colocación y el tiempo final.

A_d = Área del tablero (in²).

E_{cd} = Modulo de elasticidad del Hormigón del tablero (ksi).

e_d = Excentricidad del tablero respecto al centroide de la sección compuesta (in).

$\Psi_{b(tf,td)}$ = Coeficiente de fluencia del Hormigón del tablero para el tiempo final, debido a la carga aplicada rápidamente tras la colocación del tablero. Es decir, barreras, barandas, pavimentos, el etc.

2.8.5 Verificación del Estado Limite de Resistencia (AASHTO LRFD 2024.)

El momento resistente $M_R = \phi * M_n$ de cada sección de la viga se determina mediante la siguiente expresión:

$$M_R = \phi * M_n$$

Donde:

ϕ = Factor de minoración de resistencia $\phi = 1$ para miembros Preesforzados controlados a tracción, de lo contrario el valor de ϕ se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$0.75 \leq \phi = 0.583 + 0.25 * \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 1.00$$

c = Distancia desde la fibra extrema a compresión al eje neutro.

d_t = Distancia desde la fibra extrema a compresión al centroide del acero extremo a tracción.

$$M_n = A_{ps}f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_s \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

Donde:

A_{ps} = Área de acero Postensado.

f_{ps} = Esfuerzo promedio en el acero de Postensado a resistencia nominal de flexión.

d_p = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de los tendones Postensados.

A_s = Área de refuerzo en tracción no Preesforzado.

f_s = Esfuerzo en el refuerzo a tracción del acero (no Preesforzado) a resistencia nominal a la flexión.

d_s = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo en compresión (no Preesforzado).

f'_c = Resistencia característica del Hormigón a compresión a los 28 días.

b = Ancho efectivo de la cara a compresión del miembro.

b_w = Ancho del alma.

h_f = Altura del ala en compresión de un miembro con sección tipo I o T.

a = Altura del bloque rectangular de esfuerzo equivalente, $c * \beta_1$

β_1 = Factor del bloque rectangular de esfuerzo equivalente, de forma tal que:

Para $f'_c \leq 4 \text{ ksi}$

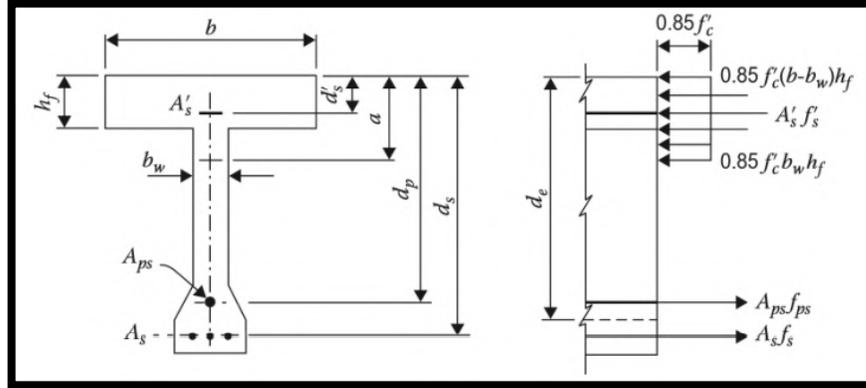
$$\beta_1 = 0.85$$

Para $f'_c > 4 \text{ ksi}$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05(f'_c - 4) \geq 0.65$$

Figura 2-44

Cálculo del momento flector nominal para miembro con comportamiento equivalente al de una sección T



2.8.5.1 Secciones con tendones que transmiten el Preesfuerzo por adherencia.

Para secciones sometidas a flexión donde se asuma una distribución rectangular de esfuerzos, en donde f_{pe} no sea menor a $0.5f_{pu}$, el valor del esfuerzo promedio f_{ps} puede calcularse como sigue:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right)$$

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right)$$

Para comportamiento de sección rectangular:

$$c = \frac{(A_{ps} \times f_{pu}) + (A_s \times f_y) - (A'_s \times f'_y)}{(0.85 \times f'_c \times \beta_1 \times b + k \times A_{ps} \times \frac{f_{pu}}{d_p})}$$

Para comportamiento de sección T.

$$c = \frac{(A_{ps} \times f_{pu}) + (A_s \times f_y) - (A'_s \times f'_y) - [0.85 * f'_c * (b - b_w) * h_f]}{(0.85 * f'_c * \beta_1 * b_w + k * A_{ps} * \frac{f_{pu}}{d_p})}$$

Donde:

A_{ps} = Área del acero de Postensado (mm^2).

f_{pu} = Resistencia a la tracción especificada del acero de Preesfuerzo (MPa).

f_{py} = Tensión de fluencia del acero de Preesfuerzo (MPa).

A_s = Área de la armadura de tracción de acero no Postensado (mm^2).

A'_s = Área de la armadura de compresión (mm^2).

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

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

b = Ancho del ala comprimida (mm).

b_w = Ancho del alma (mm).

h_f = Altura del ala comprimida correspondiente al grosor de la losa en la mayoría de los casos (mm).

d_p = Distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de Postensado (mm).

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

β_1 = Factor para el diagrama de tensiones.

2.8.5.2 Acero mínimo de refuerzo.

La normativa AASHTO LRFD 2024, requiere refuerzo mínimo con el fin de evitar la falla frágil por flexión, sobre todo en vigas altas donde se requiere una cantidad muy pequeña de refuerzo a flexión.

La cantidad de acero de refuerzo mínimo a tracción debe ser la adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión minorada M_r , la cual deberá ser como mínimo al menor valor entre:

- 1.33 veces el momento mayorado requerido para la combinación de carga de resistencia ($1.33 * M_u$).
- Y el momento de agrietamiento (M_{cr}).

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

Donde:

f_r = Modulo de rotura del Hormigón (MPa).

f_{cpe} = Esfuerzo de compresión en el Hormigón debido a las fuerzas de Preesfuerzo (una vez que hayan ocurrido todas las perdidas) en la fibra extrema de la sección, donde los esfuerzos de tracción son causados por cargas aplicadas externamente (MPa).

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

S_c = Modulo de sección para la fibra de la sección compuesta en el cual las cargas externas aplicadas provocan un esfuerzo de tracción (mm^3).

S_{nc} = Modulo de sección para la fibra extrema de la sección no compuesta o monolítica en el cual las cargas externas aplicadas provocan un esfuerzo de tracción (mm^3).

Los siguientes factores se usarán para tomar en cuenta la variación en la resistencia a la tracción por flexión del Hormigón (Momento de Agrietamiento), variabilidad del Postensado y la relación del esfuerzo de cedencia nominal y el esfuerzo último del acero de refuerzo.

γ_1 = Factor de variabilidad del momento de agrietamiento.

- 1.2 Para las estructuras segmentadas prefabricadas.
- 1.6 Para todas las demás estructuras de concreto.

γ_2 = Factor de variabilidad del Pretensado.

- 1.1 Para tendones con recubrimiento.
- 1.0 Para tendones sin recubrimiento.

γ_3 = Relación entre la resistencia a cedencia mínima especificada y la resistencia a tracción última del acero de refuerzo.

- 0.67 Para A615, grado 60 del refuerzo.
- 0.75 Para A706, grado 60 del refuerzo.
- 1.00 para estructuras de Hormigón Pretensado.

2.8.5.3 Control de agrietamiento mediante la distribución de refuerzos.

El espaciamiento s , para el acero de refuerzo en la capa mas cercana a la cara de tracción deberá cumplir lo siguiente:

$$s \leq \frac{700\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)}$$

Donde:

γ_e = Factor de exposición.

- 1.0 para a condición de exposición de clase 1.
- 0.75 para la condición de exposición de clase 2.

Clase 1: Esta condición se aplica cuando las grietas pueden ser tolerables debido a una reducción de la preocupación en la apariencia y/o corrosión. La ecuación anterior se basa en un ancho de grieta de 0.017 pulgadas (0.043 cm), usando la clase de exposición 1.

Clase 2: Esta condición de aplica al diseño transversal de vigas tipo cajón de Hormigón en puentes segmentales para cualquier caso de carga aplicado antes de alcanzar la resistencia esperada del Hormigón; y cuando existe preocupación de apariencia y/o corrosión.

f_{ss} = Esfuerzo de tracción en el acero de refuerzo en el estado límite de servicio (*ksi*)

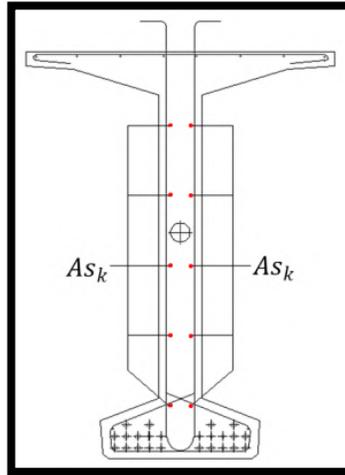
d_c = Recubrimiento de diseño de la sección (*in*).

h = Altura del miembro estructural (*in*).

En vigas de gran altura, con una altura efectiva d_e mayor a 3ft (90 cm), se deberá disponer de un acero de refuerzo superficial en ambas caras del miembro estructural a una distancia $d_e/2$ más próxima al acero de refuerzo de tracción por flexión.

Figura 2-45

Acero de paramento en vigas Pre-Postensadas



Para cada cara lateral del miembro estructural, el área de acero de refuerzo superficial A_{sk} en (in^2/ft), se deberá satisfacer la siguiente ecuación:

$$A_{sk} \geq 0.012(d_e - 30) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{4}$$

Donde:

A_{sk} = Área de acero de parámetro unitario requerido en cada cara (in^2/ft).

A_s = Área de acero proporcionado por tracción (in^2).

A_{ps} = Área de acero de Preesfuerzo (in^2).

d_e = Altura útil de la sección, distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de tracción (in)

2.8.6 Diseño por Corte.

El diseño por corte según AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 10th Edition (2024) se podrá realizar por el método del modelo seccional como por el método del puntal tensor. El modelo seccional asume que la respuesta en una sección particular de la viga depende únicamente de los valores calculados en dicha sección, es decir, corte, momento, fuerza axial, torsión, etc., sin considerar los detalles específicos de como los efectos de tales fuerzas fueron introducidos en el miembro estructural. Aunque el modelo del puntal-

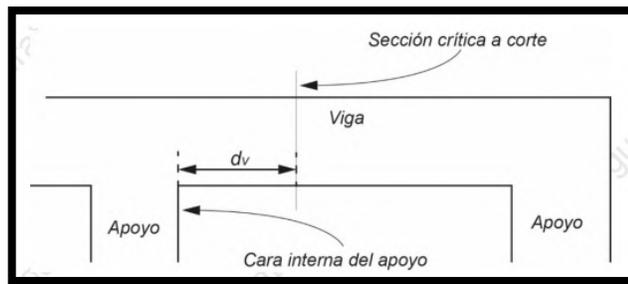
tensor puede ser aplicado a regiones sometidas a flexión, este es más recomendado y por lo general arroja un diseño menos conservador para regiones cercanas a zonas con discontinuidades donde el flujo real de fuerzas deber ser considerado a mayor detalle.

Ahora bien, si nos concentramos en el diseño por corte de miembros Preesforzados lo primero que debemos destacar es la ubicación de la zona critica por corte en el miembro.

Según AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 10th Edition (2024) esta zona critica está definida como la sección ubicada a una distancia d_v desde la cara interna del apoyo, tal como se observa a continuación:

Figura 2-46

Ubicación de la zona critica a corte



Donde:

d_v = Altura efectiva a corte de la sección transversal del miembro.

El código AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 10th Edition (2024) especifica el cálculo de d_v como la distancia medida perpendicular al eje neutro del miembro ubicada entre la resultante a compresión y la resultante a tracción debido a flexión.

Adicionalmente, no debe ser menor que $0.9d_v$ o $0.72h$, por lo tanto:

$$d_v = \text{Maximo} \left(d_e - \frac{a}{2} \mid 0.9d_e \mid 0.72h \right)$$

h = Altura de la sección de la viga.

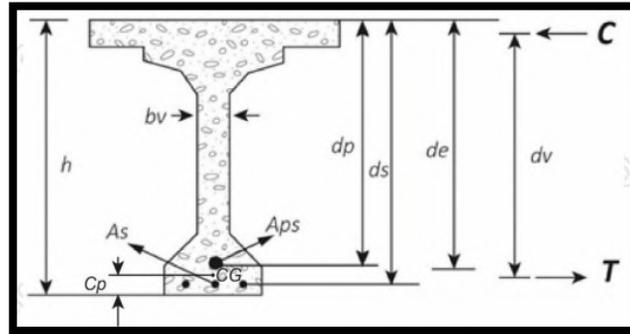
d_e = Distancia desde la fibra extrema en compresión de la sección compuesta hasta el centro de gravedad del acero a flexión.

$$d_e = h - C_p$$

Donde C_p es la distancia desde la fibra extrema inferior hasta el centro de gravedad del acero de refuerzo (Postensado y no Postensado).

Figura 2-47

Representación de la Ubicación del Aceros de Preesfuerzo y de Refuerzo



2.8.6.1 Esfuerzo por corte en el Hormigón.

Independientemente de la relación entre la fuerza cortante y la fuerza resistente asociada, el Hormigón debe resistir el esfuerzo cortante calculado según la siguiente expresión:

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v}$$

Donde:

V_u = Corte ultimo factorizado actuando en la sección critica.

ϕ = Factor de minoración de resistencia al corte, según AASHTO LRFD 2024.

$\phi = 0.9$ Para concreto de peso normal.

b_v = Es el ancho efectivo del alma obtenido como el mínimo ancho del alma, medido paralelo al eje neutro del miembro y ubicado entre la resultante a compresión y la resultante a tracción debido a flexión. En secciones circulares es igual al diámetro de la sección, o la sección modificada en caso de que existan ductos de postensado.

V_p = Componente de la fuerza efectiva de Preesfuerzo en la dirección del corte aplicado. Se considera positiva si resiste al corte aplicado.

2.8.6.2 Refuerzo Transversal Mínimo Requerido.

$$A_v = 0.0316\lambda\sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

Donde:

A_v = Área de refuerzo transversal por corte por alma asociada a una separación s (in^2).

λ = Factor que tiene que ver con la densidad del Hormigón, para hormigones de peso normal se toma el valor de 1.

s = Espaciamiento del refuerzo transversal (in).

f_y = Esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo transversal (ksi).

2.8.6.3 Máximo espaciamiento para el refuerzo transversal.

Al haber efectuado el cálculo de la cuantía de acero requerida por corte en la sección de la viga, se procede a determinar la máxima separación de dicho refuerzo transversal. Para lo cual se deben cumplir con los siguientes requisitos de separación establecidos por el código AASHTO LRFD 2024:

Si $v_u < 0.125f'_c$

$$s_{max} = 0.8d_v < 24in$$

Si $v_u \geq 0.125f'_c$

$$s_{max} = 0.4d_v < 12in$$

2.8.6.4 Resistencia al corte.

Una vez proporcionado el acero transversal que cumple con los requerimientos descritos anteriormente, se debe validar que la capacidad resistente al corte de la viga sea superior que las solicitaciones por cortante. La resistencia al corte de la sección transversal deberá cumplir con:

$$V_r = \phi V_n$$

Donde:

V_n = Es la resistencia nominal al corte determinado según AASHTO LRFD 2024 de la siguiente forma.

$$\text{Menor valor entre } \begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p \end{cases}$$

V_c = Resistencia nominal al corte suministrado por el esfuerzo de tracción en el Hormigón.

V_s = Resistencia a la fuerza cortante suministrada por el refuerzo por corte.

V_p = Componente de la fuerza efectiva de preesfuerzo en la dirección del corte aplicado. Se considera positiva si resiste al corte al corte aplicado.

2.8.6.4.1 Resistencia proporcionada por el Hormigón.

La resistencia nominal al corte suministrado por el esfuerzo de tracción del Hormigón será determinada según la siguiente expresión:

$$V_c = 0.0316\beta\lambda\sqrt{f'_c}b_v d_v$$

Para secciones que poseen la cantidad de acero transversal mínima especificada en el punto.

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\varepsilon_s)}$$

Cuando la sección no posee la mínima cantidad de refuerzo transversal exigida en el punto

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\varepsilon_s)} * \frac{51}{(39 + s_{xe})}$$

Par calcular β en cualquier de las expresiones anteriores, es necesario definir:

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

Donde:

ε_s = Deformación unitaria longitudinal neta por tracción en la sección y el centroide del refuerzo a tracción.

d_v = Altura efectiva a corte de la sección transversal del miembro.

A_{ps} = Área de acero de Preesfuerzo en el lado de tracción en flexión del miembro.

N_u = Fuerza axial aplicada factorizada, positiva si está a tracción.

M_u = Momento factorizado sobre la sección en estudio.

V_u = Fuerza de corte factorizada sobre la sección en estudio.

E_s = Modulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario.

E_p = Modulo de elasticidad del acero de Postensado.

f_{po} = Parámetro tomado como el módulo de elasticidad del acero de Preesfuerzo multiplicado por la diferencia relacionada con la deformación unitaria asociada a la tensión en los tendones y el Hormigón que lo rodea. Para niveles usuales de preesfuerzo puede tomarse como un 70% de f_{pu} , tanto para miembros pretensados como para miembros postensados.

s_{xe} = Parámetro de espaciamiento de grieta, determinado como:

$$s_{xe} = s_x \frac{1.38}{a_g + 0.63}$$

a_g = Tamaño máximo del agregado (in).

s_x = Sera determinado como el menor valor de los siguientes:

$$\text{Menor} \left\{ \begin{array}{l} d_v \\ \text{Maxima distancia entre capas de refuerzo longitudinal} \\ \text{para control de agrietamiento, donde el area de refuerzo en cada capa no} \\ \text{sea menor a: } 0.003b_v s_x \end{array} \right.$$

Y finalmente, s_{xe} deberá estar acotado, es decir: $12in \leq s_{xe} \leq 80in$

2.8.6.4.2 Resistencia proporcionada por el Acero transversal.

Luego, la resistencia a la fuerza cortante suministrada por el refuerzo por corte se suministra conforme a la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{A_v f_y (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha}{s} \lambda_{duct}$$

$$\lambda_{duct} = 1 - \delta \left(\frac{\phi_{duct}}{b_w} \right)$$

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_s$$

Donde:

θ = Angulo de inclinación de los esfuerzos diagonales por compresión (*grados*).

α = Angulo de inclinación transversal respecto al eje longitudinal (*grados*).

s = Espaciamiento del refuerzo transversal medida en dirección paralela al refuerzo longitudinal.

A_v = Área de refuerzo por corte separado una distancia s .

2.8.7 Corte Horizontal Entre la Losa del Tablero y las Vigas Preesforzadas.

El desplazamiento por corte a lo largo de la interfaz entre planos puede ser resistido por cohesión, trabazón del agregado. Y corte por fricción desarrollado por la fuerza en el refuerzo que atraviesa en el plano de la interfaz.

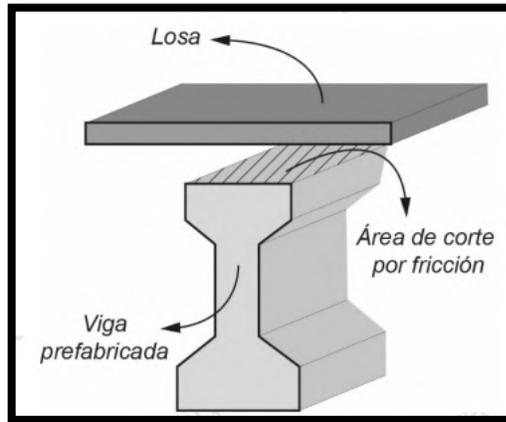
Según el código AASHTO LRFD 2024, se debe considerar un corte horizontal en cualquier plano donde ocurra cualquiera de estas condiciones:

- Existe un potencial agrietamiento.
- Sea una interfaz entre dos tipos de materiales diferentes.
- Es una interfaz entre Hormigones que fueron vaciados en tiempos distintos.
- Es una interfaz entre diferentes miembros en una sección transversal determinada.

Por ejemplo, en un tablero multivigas, fabricado con vigas Preesforzadas con una losa de Hormigón Armado superpuesta, por lo general, el Hormigón utilizado en la losa del tablero es de menor resistencia que el utilizado en las vigas prefabricadas y la construcción de ambos miembros se desarrolla en diferentes etapas, por lo que es común considerar el cálculo de esta fuerza en el diseño de este tipo de tablero. En la siguiente figura se muestra la interfaz, o bien, el área de corte horizontal o por fricción.

Figura 2-48

Interfaz de Corte por Fricción



El refuerzo por el corte en las interfaces entre el concreto de losa y vigas puede consistir en barras individuales, estribos de múltiples ramas o en las ramas verticales de una malla de alambre soldada.

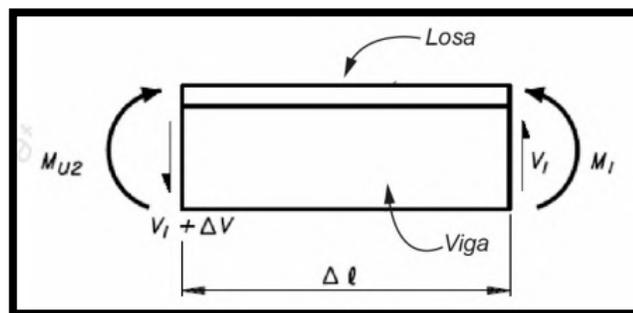
2.8.7.1 Fuerza de corte horizontal.

Analicemos entonces el caso de la losa de Hormigón armado apoyada sobre una viga Preesforzada.

A partir del esquema de la siguiente figura, se puede estimar de forma aproximada la fuerza de corte por fricción:

Figura 2-49

Diagrama de Cuerpo Libre



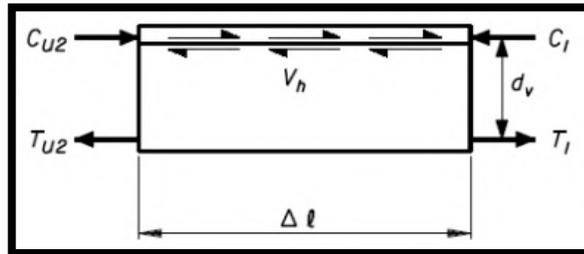
A partir del diagrama de cuerpo libre se obtiene:

$$M_{u2} = M_1 + V_1 \Delta l$$

Y a partir de tales fuerzas, se obtiene el siguiente diagrama de fuerzas en la sección compuesta viga-losa.

Figura 2-50

Fuerzas Actuantes en el Corte Horizontal (vista de Perfil)



Donde:

M_{u2} = Máximo momento factorizado en la sección 2.

V_1 = Corte vertical factorizado en la sección 1, concurrente con M_{u2} .

M_1 = Momento factorizado en la sección 1, concurrente con M_{u2} .

Δl = Segmento de viga por unidad de longitud.

C_1 = Fuerza en compresión por encima del plano de corte asociado a M_1 .

C_{u2} = Fuerza en compresión por encima del plano de corte asociado a M_{u2} .

Luego:

$$C_1 = \frac{M_1}{d_v}$$

$$C_{u2} = \frac{M_{u2}}{d_v}$$

Sustituyendo M_{u2} nos queda:

$$C_{u2} = \frac{M_1 + V_1 \Delta l}{d_v}$$

Por equilibrio se obtiene que la fuerza de fricción horizontal debe ser igual a:

$$V_h = C_{u2} - C_1$$

Luego sustituyendo nos queda:

$$V_h = \frac{M_1 + V_1 \Delta l}{d_v} - \frac{M_1}{d_v} = \frac{V_1 \Delta l}{d_v}$$

Para el diseño se utiliza la fuerza por unidad de longitud, por lo tanto, si se divide la V_h resultante entre la longitud del elemento Δl , queda la siguiente expresión:

$$V_{hi} = \frac{V_1}{d_v}$$

Donde:

V_{hi} = Fuerza factorizado por corte en la interfaz, por unidad de longitud.

2.8.7.2 Fuerza de corte horizontal por unidad de longitud.

El esfuerzo en el Hormigón en este plano de corte horizontal tiene limitaciones de valores permisibles, que se deben validar según lo especificado en el punto del presente documento, el cálculo de este esfuerzo es como sigue:

$$v_i = \frac{V_{hi}}{b_{vi}}$$

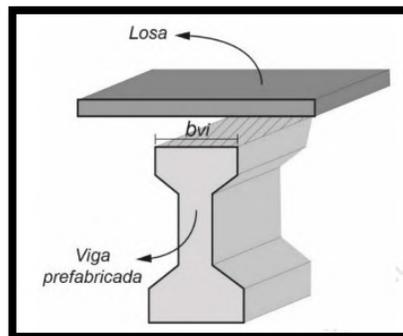
Donde:

V_{hi} = Fuerza factorizada por corte en la interfaz según la combinación del estado límite de resistencia o eventos extremos.

b_{vi} = Ancho del área de Hormigón para absorber el corte por fricción, tal y como se muestra en la siguiente figura.

Figura 2-51

Ancho del Hormigón para absorber el corte por fricción



2.8.7.3 Fuerza horizontal al corte.

La resistencia horizontal al corte por fricción debe satisfacer la siguiente relación:

$$V_{ri} = V_{ui}$$

La cual debe ser calculada como:

$$V_{ri} = \phi V_{ni}$$

Donde:

ϕ = Factor de resistencia 0.90 para Hormigones de peso normal.

V_{ni} = Resistencia nominal al corte por fricción en la interfaz.

$$V_{ni} = cA_{cv} + \mu(A_{vf}f_y + P_c)$$

Este valor no debe ser mayor a ninguna de las siguientes consideraciones:

$$V_{ni} \leq \begin{cases} K_1 f'_c A_{cv} \\ K_2 A_{cv} \end{cases}$$

Donde:

$A_{cv} = b_{vi}L_{vi}$ = Área de Hormigón considerada en la interfaz de transferencia de corte.

A_{vf} = Área de refuerzo por corte en la interfaz que atraviesa el plano de corte del área A_{cv} .

f'_c = El menor valor de la resistencia especificada del Hormigón a 28 días entre ambas superficies existentes en la interfaz losa-viga.

f_y = Esfuerzo cedente del acero considerando en la interfaz, el cual no puede ser mayor a 60 ksi (4200 kg/cm²).

P_c = Fuerza de compresión permanente neta normal al plano de corte considerando, si la fuerza es de tensión dicho valor se debe considerar igual a cero.

c = Factor de cohesión.

μ = Factor de fricción.

K_1 = Fracción de resistencia del Hormigón al corte por fracción.

K_2 = Resistencia del Hormigón limite al corte por fricción.

Considerando el diagrama de cuerpo libre antes expuesto y utilizando el valor de la envolvente conservadora de V_{ui} , la tensión de corte factorizada en la interfaz para un puente de losa sobre vigas de hormigón podrá efectuarse como:

$$v_{ui} = \frac{V_{ui}}{d_v v_{ui}}$$

La fuerza de corte factorizada en la interfaz (kip/ft) para un puente de losa sobre vigas de Hormigón puede determinarse como:

$$V_{ui} = v_{ui} 12 b_{vi}$$

Donde:

b_{vi} = Ancho del área de Hormigón para absorber el corte por fracción (in).

d_v = Distancia entre el centroide del acero de tensión y el centro de espesor de la losa para calcular la tensión de corte interfaz factorizada (in).

v_{ui} = Tensión de corte factorizada en la interfaz (kip/in²)

Si la fuerza neta, P_c , a través del plano de corte en la interfaz es de tracción, un refuerzo adicional, A_{vpc} , se proporciona como sigue:

$$A_{vpc} = \frac{A_{vpc}}{\phi f_y}$$

Para las vigas, la separación longitudinal de las filas de barras de refuerzo en el interfaz de transferencia de corte no deberá ser superior a 24 pulgadas (69.96 centímetros).

Los factores de cohesión y fricción, pueden estimarse según lo siguiente:

Tabla 2.12*Factores de Cohesión y Fricción*

Tipo de superficie	$c \left(\frac{Klb}{in^2} \right)$	μ	K_1	$K_2 \left(\frac{Klb}{in^2} \right)$
Para una losa de Hormigón vaciado en sitio sobre las superficies de vigas de Hormigón limpio, libre de lechada con superficie rugosa para una amplitud de 0.25 pulgadas (0.635centímetros)	0.28	1.00	0.30	Para Hormigón de peso normal: 1.8 Para Hormigón aligerado: 1.3
Para hormigones de peso normal dispuesto monolíticamente.	0.40	1.4	0.25	1.5
Para hormigón aligerado colocado de forma monolítica, o no monolítica, en contra de una superficie de hormigón limpia, libre de lechada con superficie rugosa intencionalmente a una amplitud de 0.25 pulgadas (0.635 centímetros)	0.24	1.0	0.25	1.0
Para hormigón de peso normal colocado de forma monolítica, o no monolítica, en contra de una superficie de hormigón limpia, libre de lechada con superficie rugosa intencionalmente a una amplitud de 0.25 pulgadas (0.35 centímetros)	0.24	1.0	0.25	1.5
Tipo de superficie	$c \left(\frac{Klb}{in^2} \right)$	μ	K_1	$K_2 \left(\frac{Klb}{in^2} \right)$
Para el hormigón colocado contra una superficie de concreto limpia, libre de lechada, pero no rugosa intencionalmente.	0.075	0.6	0.20	0.8
Para hormigón anclado con acero estructural laminado mediante conectores de corte con cabeza o por barras de refuerzo de acero donde todo el acero en contacto con el hormigón este limpio y libre de pintura.	0.025	0.7	0.2	0.8

2.8.7.4 Refuerzo Mínimo de Corte por Fricción.

El área de la sección transversal del refuerzo por corte en la interfaz A_{vf} , que atraviesa el área de la interfaz A_{cv} , deberá cumplir con la siguiente relación:

$$A_{vf} \geq \frac{0.05A_{cv}}{f_y}$$

Para la interfaz viga-losa, el área mínima de refuerzo por corte en la interfaz por pie (ft) de longitud de viga, puede ser calculada reemplazando A_{cv} por $12b_{vi}$, tal como fue descrito anteriormente.

Y para losas de hormigón, vaciados en sitio sobre superficies limpias de hormigón libre de lechada, se deben cumplir los siguientes requisitos:

- El área A_{vf} no necesita exceder el menor valor entre el requisito general anterior y el área necesario para obtener una resistencia nominal igual a $1.33v_{ui}/\phi$, es decir:

$$V_{ni} = \frac{1.33V_{ui}}{\phi}$$

$$A'_{vf} = \frac{1}{f_y} \left\{ \left[\left(\frac{1.33V_{ui}}{\phi} \right) - cA_{cv} \right] \left(\frac{1}{\mu} \right) - P_c \right\}$$

- Se puede omitir el chequeo de refuerzo por corte por fricción en vigas Preesforzadas con losas de hormigón vaciadas en sitio siempre y cuando se cumplan los siguientes requerimientos (A.5.7.4.2.):
 - a. La superficie rugosa tenga una amplitud de 0.25 pulgadas.
 - b. Esfuerzo factorizado por corte en la interfaz, $v_{ui} < 0.21klb/in^2$
 - c. La totalidad del refuerzo vertical por corte (transversal) es extendido a través de la interfaz, prolongando hasta la losa y anclando adecuadamente a la misma.

Figura 2-52

Vigas Preesforzadas con conectores de corte para unión losa-viga para absorber el corte por fricción



2.8.8 Zonas de Anclaje en Elementos Postensados.

En las zonas de anclajes se manifiestan grandes esfuerzos de tracción detrás del anclaje.

Tales esfuerzos de tracción se generan a partir de la compatibilidad de deformaciones más adelante o atrás del anclaje.

El código AASHTO LRFD 2024 establece en los procesos de diseño de la zona de anclaje, que se deben considerar dos regiones principales:

- La zona general.

Es la región sometida a esfuerzos de tracción debidos a la propagación de la fuerza del tendón en el miembro.

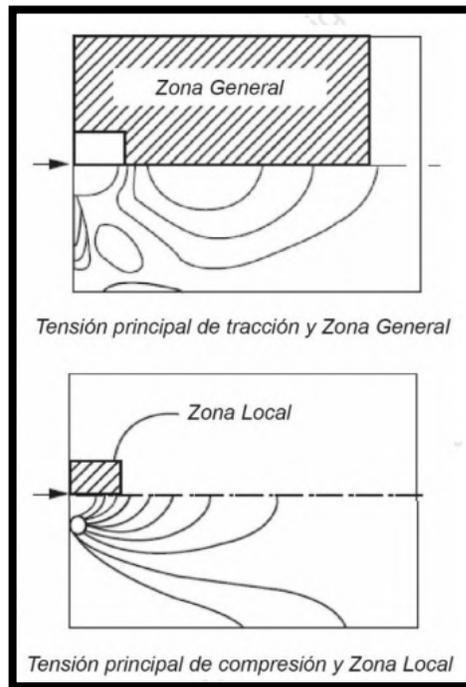
- La zona local.

Es la región sometida a grandes esfuerzos de compresión ubicada inmediatamente después del dispositivo de anclaje.

En la siguiente figura se indica un esquema de la ubicación de tales zonas según AASHTO LRFD 2024.

Figura 2-53

Zona General y Local Según AASHTO LRFD 2024



2.8.8.1 Diseño de Zona General.

El código AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 10th Edition (2024) permite el uso de los siguientes métodos para efectuar el diseño de la zona general:

- Modelo Inelástico basado en equilibrio, comúnmente denominado como el método del puntal-tensor.
- Análisis elástico refinado de tensiones.
- Otros métodos aproximados, que sean aplicables.

La tensión a compresión factorizada en el Hormigón para la zona general no debe exceder $0.7\phi f'_{ci}$. En áreas donde el Hormigón pudiese estar muy agrietado debido al efecto de otras fuerzas, o si se esperan grandes rotaciones inelásticas, la tensión a compresión no debe superar $0.6\phi f'_{ci}$.

La capacidad a tracción del hormigón debe ser ignorada en el diseño de la zona general, así como, la contribución del refuerzo de la zona local a la resistencia de la zona general, debe ser ignorada de forma conservadora.

Criterios de diseño.

Las tensiones a compresión en la base de los dispositivos de anclaje deben ser investigados en una distancia, medida desde la superficie de apoyo del Hormigón, no menor a:

- La altura hasta el extremo del refuerzo de confinamiento local.
- La dimensión lateral más pequeña del dispositivo de anclaje.

Tal como se indicó anteriormente, las tensiones de compresión pueden ser determinadas utilizando el método del puntal-tensor, análisis elástico refinado de tensiones y otros métodos de análisis aproximados.

El código AASHTO LRFD 2024 da los siguientes lineamientos para el arreglo y anclaje del refuerzo destinado a soportar las fuerzas generadas en la zona de anclaje, por lo tanto:

- El refuerzo debe ser extendido en todo el ancho del miembro y anclado tan cerca a las otras caras del miembro como el recubrimiento lo permita.
- El refuerzo debe ser distribuido justo después de la cara de la superficie cargada a lo largo de ambos lados del tendón hasta una distancia tomada como la menor entre $2.5 d_{burst}$ para el plano en consideración y 1.5 veces la dimensión lateral correspondiente a la sección. Donde d_{burst} se determina mediante la siguiente expresión:

$$d_{burst} = 0.5(h - 2e) + 5esina$$

Donde:

d_{burst} = Ubicación de la fuerza (*pulgadas*).

h = Altura de la sección (*pulgadas*).

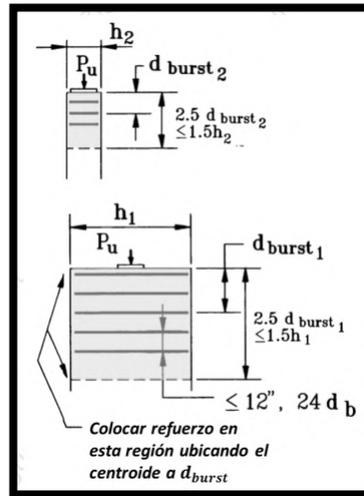
e = Excentricidad del dispositivo de anclaje o grupo de dispositivos, respecto al centroide de la sección transversal, tomado como siempre positivo (*pulgadas*).

α = Angulo de inclinación de la fuerza del tendón respecto al centroide del miembro (*grados*).

En la imagen a continuación se observa un esquema de la disposición del acero en la zona del cabezal, tal y como está especificado en el código AASHTO LRFD 2024.

Figura 2-54

Esquema de la Disposición del Acero en la Zona del Cabezal

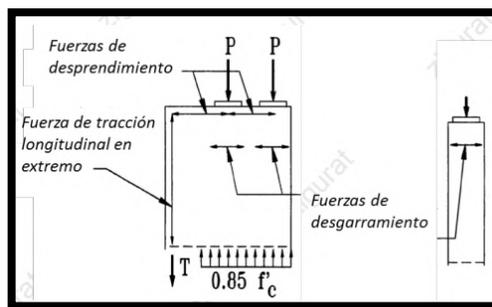


Para anclajes múltiples con un espaciamiento de centro a centro menor a 0.4 veces la profundidad de la sección, la fuerza de desprendimiento no debe ser menor que 2% de la fuerza de tendón factorizada. Para espaciamientos mayores, la fuerza de desprendimiento debe determinarse con análisis más refinados.

La resistencia a fuerzas de tracción en los bordes será proporcionada por el refuerzo situado cerca del borde longitudinal y transversal del Hormigón, tal y como se indica a continuación:

Figura 2-55

Fuerzas a Tracción en el Borde

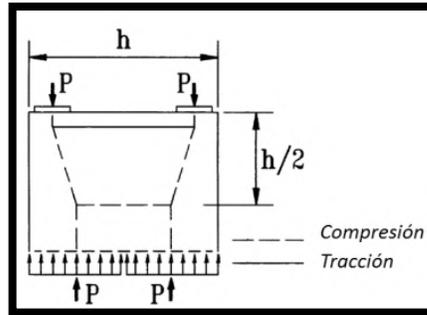


Adicionalmente, la disposición y el anclaje del refuerzo a tracción en los bordes deberán cumplir lo siguiente:

- El refuerzo especificado contra el desgarramiento se extiende sobre el ancho completo del miembro.
- El refuerzo especificado contra el desgarramiento ubicado entre múltiples dispositivos de anclaje, debe amarrar efectivamente a los dispositivos de anclaje de forma conjunta, tal como se indica:

Figura 2-56

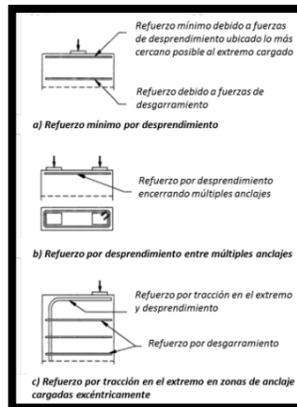
Trayectoria de Fuerzas para Múltiples Anclajes



- Los refuerzos longitudinales de tracción en los bordes y el refuerzo al desgarramiento para dispositivos de anclaje excéntricos serán continuos; el refuerzo se extiende a lo largo de la cara en tracción sobre la longitud completa de la zona de anclaje y a lo largo de la cara cargada desde el borde longitudinal hasta el otro lado del dispositivo de anclaje excéntrico o grupo de dispositivos de anclaje. Ver a continuación los esquemas de colocación sugeridos por AASHTO LRFD:

Figura 2-57

Distribución del Anclaje en la zona de Refuerzo



2.8.8.2 Diseño de Zona Local.

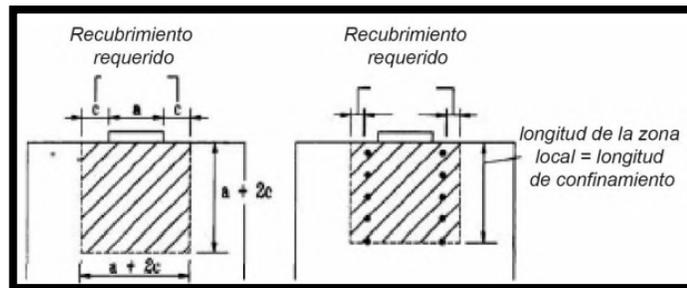
La zona local es la región altamente esforzada justo alrededor del dispositivo del anclaje. Es conveniente definir esta zona geoméricamente, más que por los niveles de esfuerzo.

Por lo tanto, en aquellos casos donde el fabricante no haya provisto las dimensiones de la zona local, o existan dimensiones recomendadas que no hayan sido verificadas de forma independiente, la dimensión transversal de la zona local en cada dirección debe ser tomada como la mayor entre las siguientes:

- El tamaño de la placa de soporte, más dos veces el recubrimiento mínimo requerido según el tipo de aplicación de carga y condición ambiental particular.
- La dimensión requerida sobre el refuerzo de confinamiento según el tipo de aplicación de carga y condición ambiental particular.

Figura 2-58

Dimensiones de la Zona Local cuando Existen Recomendaciones del Fabricante

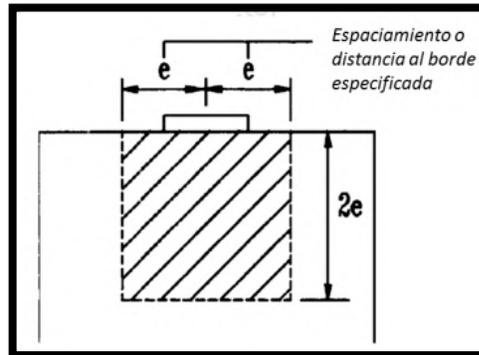


En caso de que el fabricante especifique recomendaciones de recubrimiento mínimo, espaciamiento y distancias al borde para un dispositivo de anclaje particular, y dichas dimensiones han sido verificadas independientemente, la dimensión transversal de la zona local en cada dirección debe ser tomada como la menor de:

- Dos veces la distancia al borde especificada por el proveedor.
- El espaciamiento centro a centro de los anclajes especificados por el proveedor.

Figura 2-59

Recomendaciones del Proveedor



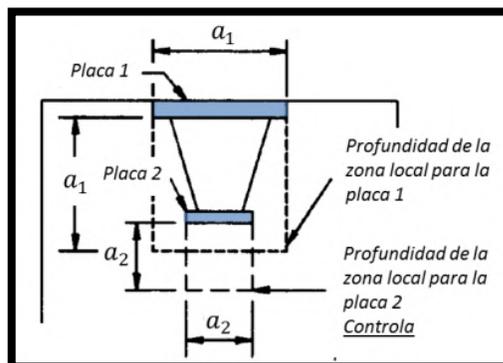
Las recomendaciones del proveedor para espaciamiento y distancia hasta los bordes, deben ser tomadas como valores mínimos.

La longitud de la zona local a lo largo del tendón será la mínima de los siguientes casos:

- El ancho máximo de la zona local.
- La longitud del refuerzo de confinamiento del dispositivo de anclaje.
- Para dispositivos de anclaje con múltiples placas de apoyo, la distancia desde la superficie cargada de hormigón hasta la parte inferior de cada superficie de apoyo, más la máxima dimensión de dicha superficie de apoyo, tal y como se indica a continuación:

Figura 2-60

Longitud de la Zona Local para Dispositivos de Anclaje con Múltiples Placas de Apoyo



Resistencia del Apoyo.

Si el refuerzo de la zona general satisface los criterios de diseño establecidos por el código AASHTO LRFD y la extensión del Hormigón a lo largo del eje del tendón desde el dispositivo de anclaje es, al menor, el doble de la longitud de la zona local, la resistencia factorizada del anclaje puede ser estimada mediante la siguiente expresión:

$$P_r = \phi f_n A_b$$
$$f_n = \text{el menor entre} \begin{cases} 0.7f'_{ci} \sqrt{\frac{A}{A_g}} \\ 2.25f'_{ci} \end{cases}$$

Donde:

ϕ = Factor de Resistencia = 0.80

A = Máxima área posible de soporte que es proporcional y concreta con el área carga, y que no se solape con otras áreas equivalente asociada a otros dispositivos de anclaje (in^2).

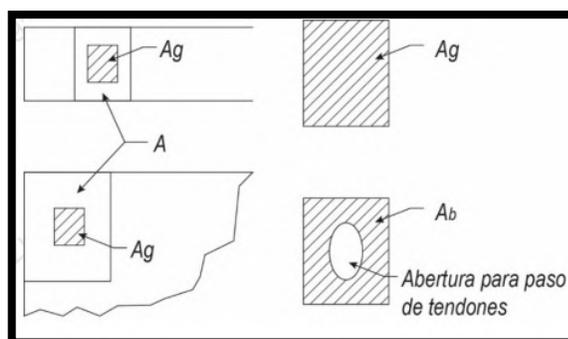
A_g = Área gruesa de la placa de Apoyo (in^2).

A_b = Área neta efectiva de la placa de apoyo, calculada como el área gruesa de la misma (A_g) menos el área de las aberturas para el paso de los tendones (in^2).

f'_{ci} = Resistencia nominal del Hormigón al momento de la aplicación del Preesfuerzo en el tendón (klb/in^2).

Figura 2-61

Áreas para el Cálculo de Resistencia en el Apoyo



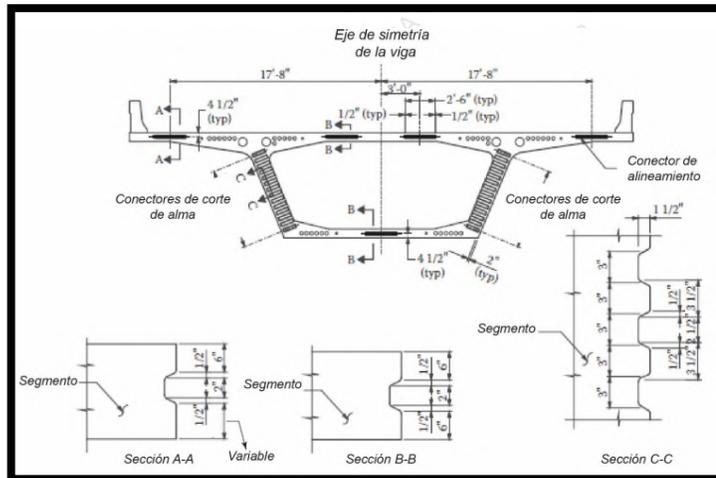
2.8.9 Llaves de Corte.

Hay dos tipos de conectores de corte en las juntas de unión entre segmentos prefabricados:

- Conector de corte en el alma: Situado en las cargas de las almas de las vigas cajón prefabricadas. Los conectores de corte múltiples corrugados son preferidos debido su mayor rendimiento. En el diseño de los conectores de corte, solo se consideran en las transferencias de las fuerzas de corte los del alma.
- Conectores de alineamiento: Situados en las alas superiores e inferiores. No se espera que estos conectores transfieran los esfuerzos cortantes principales; más bien facilitan la alineación correcta de los dos segmentos en direcciones vertical y horizontal. Para un cajón de una sola celda, normalmente, normalmente se requiere un mínimo de tres conectores de alineamiento en la losa superior y uno en la losa inferior. Sin embargo, estos conectores ayudan a prevenir el desplazamiento local vertical relativo en la losa superior entre dos segmentos prefabricados adyacentes debido a cargas concentradas sobre un lecho de unión. Por lo tanto, en losas de tramos largos apoyadas entre dos almas o en alas de grandes volados de losa, es necesario proporcionar más de un conector de alineamiento.
- Se debe evitar que los conectores de corte se ubiquen en las zonas del ducto del tendón, como se ve en la siguiente figura:

Figura 2-62

Detalle ejemplo de Arreglo de Conectores de Corte



2.8.9.1 Descripción de las Juntas Secas.

En este tipo de juntas la transmisión del esfuerzo cortante entre dovelas se realiza a través de un dentado continuo dispuesto a lo largo de las almas y cabeza superior e inferior en función de los esfuerzos a que está solicitada.

El cortante resultante equivale a la suma de las fuerzas Q y el rozamiento natural entre hormigones comprimidos. Entre el dentado de las dos dovelas se puede interponer, o no, una junta de resina epoxi. En el caso de que se disponga, no se tiene en cuenta su capacidad de transmitir cortante por la adherencia que produce entre los dos hormigones. Cuando se dispone es para realizar un ajuste mejor entre dovelas, facilitar su montaje e impermeabilizar la junta.

La resina interpuesta debe tener el mínimo espesor posible, 2 o 3 mm, que resulta de presionar con cables una dovela contra otra, cuyas caras han sido recubiertas con una delgada capa de resina. La tendencia actual es a suprimir la resina.

2.8.9.2 Comportamiento Resistente de las Juntas.

En la literatura existente respecto a la resistencia de juntas entre hormigones prefabricados o hormigones "in situ" con hormigones prefabricados (código modelo, Instrucción española, etc), da el siguiente mecanismo de respuesta

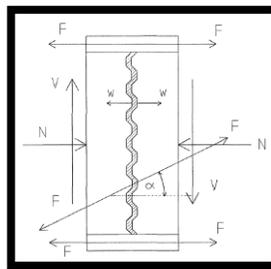
La capacidad de resistencia V a cortante se obtiene como suma de tres factores:

$$V = [\beta \times f_{ct,d} \times A] + [\mu \times (A_s \times \cos \alpha \times f_{yd} + N)] + [A_s \times \sin \alpha \times f_{y\alpha,d}]$$

$$[A_s \times \sin \alpha \times f_{y\alpha,d}] < 0.25 \times f_{cd} \times A$$

Figura 2-63

Análisis de una Junta



Donde:

V = Es la resistencia al corte de la junta.

β = Valor que depende de la rugosidad entre las caras (0.2 para superficies muy lisas y 0.4 para superficies rugosas. En el caso de superficies muy lisas β puede ser cero).

$f_{ct,d}$ = Resistencia de cálculo a tracción del hormigón que tenga menor valor = $\frac{t_{ct,k,min}}{1.5}$

A = Área de la sección de hormigón en contacto.

μ = Coeficiente de rozamiento entre hormigones con valor de 0.6 para caras lisas y 0.9 para caras rugosas.

A_s = Área de la armadura que atraviesa la junta.

$f_{y\alpha,d}$ = Resistencia de cálculo a tracción de la armadura.

N = Compresión de la junta.

α = Angulo de la armadura.

De los tres términos de la expresión, el primero $[\beta \times f_{ct,d} \times A]$ es relativamente pequeño.

El segundo valor es mucho más importante. En primer lugar, tenemos el valor de $\mu \times N$, el cual es muy grande en toda la estructura Pretensada y Postensada, capaz por si solo, de proporcionar suficiente capacidad de resistencia a cortante.

El segundo termino de esta expresión indica un hecho fundamental. Debido a la rugosidad de la junta, cuando existe un desplazamiento vertical relativo entre los labios de ambas caras, se produce, a su vez, un desplazamiento w transversal a la junta que tracciona la armadura pasante, la cual por reacción comprime la junta. Esta es la razón en la formula aparece la armadura, con su capacidad de carga a tracción, afectada por el coeficiente de rozamiento entre Hormigones.

En conclusion, el comportamiento de las juntas de una viga Presforzada Postensada es satisfactorio para situaciones donde las vigas se encuentran dentro de su rango elástico (Situaciones donde no se ha sobrepasado los Estados Limites de Servicio), esto es debido a que la componente horizontal de la fuerza de Preesfuerzo tiene un valor tan elevado que permite que los segmentos permanezcan unidos estando sometidos a esfuerzos de

compresión, lo que también origina que la componente μN y el contra cortante producido por la inclinación de la fuerza de Preesfuerzo contrarresten el cortante producido por el peso Propio, las cargas muertas y la carga viva.

Para situaciones donde se ha sobrepasado el rango elástico y las Vigas se encuentren cerca del Estado Limite de Rotura, se ha producido la descompresión en el elemento, reduciendo la fuerza de Preesfuerzo lo que provoca que las llaves de corte se abran.

La transferencia de cortante a través de juntas abiertas es un tema más complejo. La teoría universal aceptada propone que el cortante es transmitido a través de las juntas por forjados y almas mediante dos mecanismos cualitativa y cuantitativamente diferentes.

El primero representa la fuerza de rozamiento que surge cuando dos superficies planas y comprimidas intentan deslizarla una contra la otra y que es proporcional a las compresiones actuantes, llamándose este factor de proporcional, coeficiente de rozamiento.

El segundo recoge el efecto del apoyo de las llaves conjugadas. Estas llaves permiten la transferencia de cortante cuando están en contacto una con otra, comportándose como unas pequeñas ménsulas de hormigón en masa, ya que su pequeño tamaño impide que estén adecuadamente armadas. La resistencia a cortante de estas llaves por unidad de área es lo que se llama cohesión. Si sobre estas llaves están actuando tensiones de compresión la ménsula de hormigón en masa será ahora una ménsula pretensada, incrementados la tensión tangencial ultima de manera proporcional a la compresión.

El cortante ultimo respuesta de la junta está íntimamente relacionada con las solicitaciones normales y con el momento flector actuante. Para la misma carga actuante, (igual cortante e igual momento flector en la junta) cuanto mayor sea la tensión en el acero, mayor será la compresión en el hormigón y más baja será la fibra neutra (con momentos positivos), incrementándose la resistencia a cortante. Con momento flector creciente, las juntas se abren y las llaves van perdiendo contacto poco a poco, reflejándose en el término de la cohesión solo aquellos que se encuentran en contacto.

Para estados de Limite de Resistencia las juntas se pueden verificar con la siguiente formula empírica la cual es la recomendada por la Normativa AASTHO LRFD 2024.

$$V_n = A_K \times \sqrt{f'_c} \times (1.20 + 0,017 \times f_{pc}) + 0,6 \times A_{sm} \times f_{pc}$$

Donde:

V_n = Resistencia Nominal de la Llave de Corte (*psi*).

A_K = Área total de la Base de las Llaves de corte (*in*²).

f'_c = Resistencia a compresión del Hormigón a los 28 días (*psi*).

f_{pc} = Esfuerzo de compresión efectivo en el centroide de la sección debido al Postensado (*psi*).

A_{sm} = Área de contacto entre superficies lisas en el plano de falla (*in*²).

2.8.10 Deformaciones.

Las cargas de servicio aplicadas pueden generar deflexiones importantes en los miembros estructurales, así como también pueden provocar daños debido a las cargas sostenidas en el tiempo que generan deflexiones a largo plazo. Estas deflexiones tienden a generar grietas, las cuales pueden ensancharse lo suficiente hasta resultar desagradables a la vista de los usuarios e incluso, pueden permitir que se genere corrosión de manera importante en las barras de acero de refuerzo. Tales deflexiones pueden también generar daños a elementos no estructurales afectando la apariencia de la estructura aun cuando la misma permanezca segura.

Los puentes se deberán diseñar de manera de evitar los efectos estructurales o psicológicos indeseados que provocan las deformaciones. Las deformaciones por cargas de servicio pueden causar el deterioro de las superficies de rodamiento y grietas en las losas de hormigón, que pueden causar una perdida en el servicio y durabilidad de la vía, aun cuando estas deformaciones no sean autolimitantes y no representen una fuente potencial de colapso. En diversos estudios realizados se revela que no se encontró evidencia de daños estructurales severos que pudieran ser atribuidos a una deflexión excesiva.

Por otra parte, tanto el estudio histórico como los resultados indican, claramente que la reacción psicológica desfavorable frente a la deflexión de un puente es probablemente la fuente de preocupación más habitual e importante relacionada con la flexibilidad de los puentes, sin embargo, aún no se ha podido definir con claridad cuáles son las

características de vibración de los puentes que los peatonales y conductores consideren objetables.

Existen deflexiones instantáneas, ocurridas una vez que se aplica la carga. Así como deflexiones a largo plazo, las cuales ocurren de modo gradual algún periodo de tiempo, estas pueden llegar a ser hasta dos y más veces las deflexiones elásticas iniciales (deflexiones instantáneas).

Deflexiones instantáneas (δ_i).

Las deflexiones instantáneas que ocurren una vez que se aplica las cargas son llamadas deflexiones instantáneas, y su valor puede calcularse en base a las propiedades del miembro estructural elástico no fisurado, fisurado o alguna combinación de estas, su valor puede determinarse utilizando procedimientos tales como: área de momentos, doble integración, viga conjugada, trabajo virtual, método de superposición, entre otros. Las deflexiones elásticas o instantáneas pueden expresarse en forma general como una función de la carga, la luz y la distribución de los apoyos para un caso particular, dividido por la rigidez a flexión

Deflexiones a largo plazo (δ_{LP}).

Las deflexiones instantáneas pueden verse incrementadas significativamente por cargas sostenidas o de largo plazo debido a la contracción y flujo plástico. Los factores que afectan los incrementos de la deflexión son: humedad, temperatura, condiciones de curado, contenido de acero de compresión, relación entre el esfuerzo y resistencia y la edad del Hormigón en el momento en que se aplica la carga.

Criterios para la deflexión.

Para la aplicación de estos criterios, la carga del vehículo debe incluir el incremento por carga dinámica. Si se desea hacer un control de deflexiones se deben seguir los siguientes lineamientos:

- Al determinar cuál será la deflexión máxima absoluta, todos los carriles de diseño deberán estar cargados, y se deben asumir que todos los elementos de soporte se deformen igual.

- Para los cajones de acero curvos y sistemas de vigas tipo I, la deflexión de cada viga deberá determinarse basado individualmente en su respuesta como parte de un sistema.
- Para el diseño compuesto, la rigidez de la sección transversal de diseño, deberá incluir la totalidad del ancho de la carretera y las porciones estructuralmente continuas de las barandas, aceras y barreras divisorias.
- Al determinar los máximos desplazamientos relativos, el número y posición de los carriles cargados, se deberán seleccionar de forma tal que se produzca el efecto más desfavorable.
- Se deberá usar una porción correspondiente a la sobrecarga viva de la combinación de carga de servicio 1, incluyendo el factor por carga dinámica.

En ausencia de otros criterios existentes para las construcciones en acero, aluminio y hormigón se pueden considerar los siguientes límites de deflexión.

Tabla 2.13

Deflexiones admisibles según el tipo de carga.

CARGA	DEFLEXIÓN
Carga vehicular en general	L/800
Cargas vehiculares y/o peatonales	L/1000
Carga vehicular sobre voladizos	L/300
Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos	L/375

2.8.10.1 Flechas y Contraflechas.

La norma AASHTO LRFD BRIDGE Design Specifications indica que para determinar las flechas y contraflechas se deberá asumir que los materiales estructurales se comportan linealmente hasta un límite elástico, e inelásticamente luego de superar dicho límite y se deberán considerar la carga permanente. Sobrecarga, pretensado, cargas de montaje, contracción del hormigón y la relajación del acero.

En ausencia de un análisis más exhaustivo de las flechas o deformaciones instantáneas se podrán calcular haciendo uso del hormigón, tomando el momento de inercia ya sea como el momento de inercia en bruto (I_g) o un momento de inercia efectivo (I_e).

Si el miembro estructural no se encuentra agrietado es decir los esfuerzos de tracción son menores que la máxima resistencia a la tracción por flexión del hormigón (módulo de rotura), en el cálculo de flechas se deberá tomar la inercia gruesa del miembro (I_g).

Si un miembro estructural se encuentra agrietado, el momento de inercia a lo largo del mismo, ya que entre la grieta se encuentra hormigón sano y se puede usar la inercia gruesa de la sección I_g , y en los sitios donde existen grietas el momento de inercia se reduce considerablemente a la inercia denominado inercia efectiva I_{cr} , es por ellos que es valido tomar el valor intermedio entre ambas inercias denominado inercia efectiva I_e para cuando el miembro estructural se encuentra agrietado.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} < I_g$$

$$M_{cr} = f_r \frac{I_g}{y_t}$$

Donde:

M_{cr} = Momento de agrietamiento.

f_r = Modulo de rotura del hormigón.

y_t = Distancia entre el eje neutro y la fibra de hormigón más traccionada.

I_{cr} = Inercia de agrietamiento.

I_g = Inercia gruesa de la sección.

A menos que se realice una determinación más exacta, la flecha a largo plazo se puede tomar como:

- Si la flecha instantánea se basa en I_g :

$$\delta_{LP} = 4.0\delta_i$$

- Si la flecha instantánea se basa en I_e :

$$3.0 - 1.2(A's/As) \geq 1.60$$

Donde:

$A's$ = Área del refuerzo de compresión.

A_s = Área del refuerzo a tracción.

2.8.10.2 Cálculo de deflexiones y Contraflecha.

Por lo general, el chequeo de flechas y contraflecha son responsabilidad del contratista con la finalidad de tener en cuenta la correcta pendiente y elementos de la viabilidad, sin embargo, es usual en la práctica que el proyecto pueda incluir estos cálculos que sirven de referencia en los procesos constructivos.

A diferencia de la deflexión por carga, la contraflecha que normalmente se conoce como deflexión invertida es causada por el Preesfuerzo. Una evaluación cuidadosa de la contraflecha y la deflexión de un miembro de hormigón Preesforzado es necesaria para cumplir con los requisitos del estado límite de servicio.

En las vigas postensadas, el cálculo varía dependiendo del trazado del tendón. En todas, el cálculo debe ser efectuado con el módulo de elasticidad (E_{ci}) e inercia (I) del momento en que se esté evaluando la deformación.

Las siguientes formulas desarrolladas por el método de área-momento se pueden utilizar para estimar la contraflecha en el centro del tramo de miembros simplemente apoyados.

2.8.10.3 Debido a la fuerza de Preesfuerzo (Ecuación general)

$$\Delta = \frac{P_i}{E_{ci}I} \left(\frac{e_c L^2}{8} + \frac{e' a^2}{6} \right)$$

e_c = Excentricidad en el centro de la viga.

e' = Diferencia entre la excentricidad del centro de la viga y el extremo de la viga.

a = Distancia desde el extremo de la viga hasta el punto de desviación.

A continuación, se detalla el cálculo de la deformación según la trayectoria del tendón:

$$\Delta = \frac{L^2}{8E_{ci}I} M_e$$

Figura 2-64

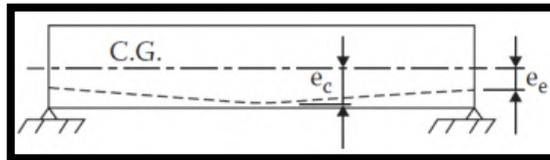
Tendón recto o excentricidad constante



$$\Delta = \frac{L^2}{8E_{ci}I} \left(M_c + \frac{2}{3} M_e \right)$$

Figura 2-65

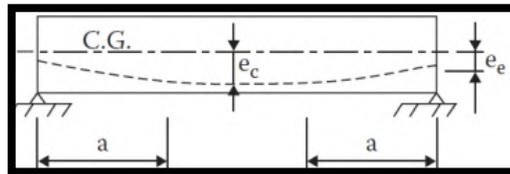
Para tendones desviados en un punto.



$$\Delta = \frac{L^2}{8E_{ci}I} \left[M_c + M_e - \frac{M_e}{3} \left(\frac{2a}{L} \right)^2 \right]$$

Figura 2-66

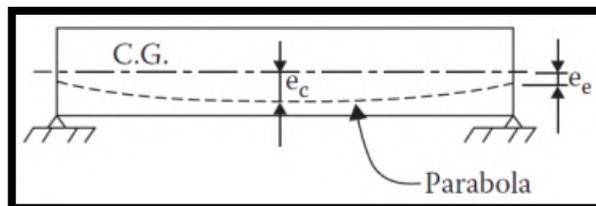
Para tendones desviados en dos puntos



$$\Delta = \frac{L^2}{8E_{ci}I} \left(M_e + \frac{5}{6} M_c \right)$$

Figura 2-67

Para tendones con Trayectoria de Parábola



Donde:

$M_e = P * e_{(x=0)}$: Es el momento primario en el extremo de la viga.

$M_c = P * e_{(x=\frac{L}{2})}$: Es el momento primario en el medio de la viga.

2.8.10.4 Deflexiones por cargas distribuidas (q) sobre la viga.

La deflexión total será la diferencia entre la contraflecha debida a la fuerza de Preesfuerzo y las deflexiones debidas a las cargas actuantes. Para la verificación de la condición de servicio se deben considerar las deformaciones a largo plazo.

$$\Delta = \frac{5qL^4}{384E_cI}$$

2.9 DISEÑO DE LOSAS DE HORMIGÓN ARMADO.

Los tableros de puentes son los encargados de transferir las cargas de las ruedas de los vehículos, cargas peatonales, ferroviarias y otras; al resto de la estructura. Su diseño contempla verificaciones de resistencia y rigidez.

Los sistemas de tableros se generan como una combinación entre losas o losetas que se apoyan directamente sobre un conjunto de vigas, para lo cual, deben cumplir con requisitos mínimos de espesor, dimensiones y configuración geométrica. Las losetas pueden ser construidas en Hormigón armado, Hormigón Preesforzado o acero.

Existen numerosas ventajas al utilizar un tablero de Hormigón Armado, una de las principales, una de las principales es su bajo costo de ejecución, su facilidad constructiva y su uso extenso en la industria. Sin embargo, también existen desventajas al utilizar este tipo de tableros, tales como grietas y corrosión de las barras de refuerzo. Uno de los mayores costos de mantenimiento de puentes es en el mantenimiento de la superficie de rodamiento, la falta de control en la fisuración de la losa puede conducir a la corrosión de las barras de refuerzo y aumentar el costo en la vida útil de la estructura.

Figura 2-68

Construcción del Tablero Mediante Prelosas



Figura 2-69

Construcción del Tablero Hormigonado In Situ

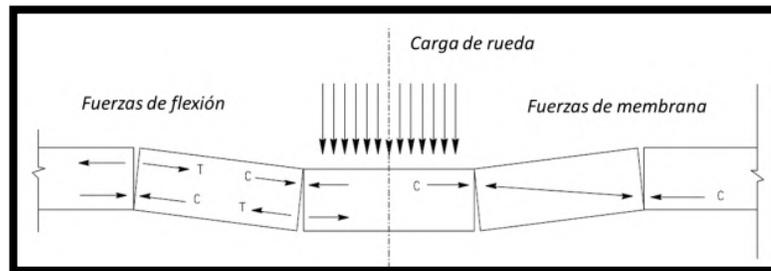


2.9.1 Sistemas de Tableros

El comportamiento primario de una losa de un tablero de Hormigón no es la flexión pura, sino un comportamiento complejo conocido como arco interno. Las losas de concreto se comportan de manera muy diferente a las vigas de Hormigón bajo una carga dada, investigaciones han demostrado que cuando una losa de Hormigón comienza a agrietarse, la carga es resistida inicialmente por una combinación de esfuerzos de flexión y esfuerzos de membrana como se muestra en la Figura 2-70:

Figura 2-70

Esfuerzos de Flexión y Membrana



Los esfuerzos y deformaciones crean grietas en tres dimensiones alrededor de la huella de la rueda. La forma en que funciona el arco interno, es que a medida que se desarrollan las grietas en la parte inferior de la losa y el eje neutro de la losa se desplaza hacia arriba, se desarrollan esfuerzos de compresión por encima del eje neutro para resistir una mayor apertura de las grietas. La parte de Hormigón encima de la grieta se encuentra en un estado totalmente elástico. Por lo tanto, lo que resulta es una zona de compresión en forma de domo alrededor de la carga.

Los esfuerzos de la membrana de compresión no resisten la carga por completo, existe una pequeña componente de flexión que también resiste la carga; pero el mecanismo estructural que controla son los esfuerzos de compresión en la membrana creados en la parte superior de la losa.

A medida que la carga se incrementa la deformación también aumenta, la sección alrededor de la carga se deforma excesivamente y esto se traduce en una falla en la sección en forma de cono. Por lo tanto, el modo primario de falla es el punzonado.

2.9.2 Estados Límites en Losas de Tableros.

2.9.2.1 Estados Límites de Servicio.

En los estados límites de servicio, los tableros se deberán analizar como estructuras completamente elásticas.

Se deben considerar las deformaciones excesivas que puedan originarse en el tablero con el objeto de controlar la pérdida o desgaste de las superficies de rodamiento. Para los sistemas de tableros se recomienda que la flecha provocada por la sobrecarga y el incremento por carga dinámica no sea mayor a los siguientes valores:

- $L/800$ para tableros sin tráfico peatonal.
- $L/1000$ para tableros con tráfico peatonal limitado.
- $L/1200$ para tableros con tráfico peatonal significativo.

2.9.2.2 Estados Limite de Fatiga y Fractura.

Para losas de Hormigón soportadas por sistemas multivigas no es necesario investigar los estados límites de fatiga.

2.9.2.3 Estados Limites de Resistencia.

Los tableros y sistemas de tableros podrían ser analizadas como sistemas estructurales elásticos e inelásticos. El estado límite de resistencia establece el estudio de la resistencia y estabilidad de tableros al garantizar que el rango de esfuerzos actuantes sea menor que, el múltiplo de la resistencia nominal por el factor de resistencia que aplique según la sollicitación considerada (flexión, corte, aplastamiento, torsión, etc.). Debido a que las losas de Hormigón son usualmente diseñadas como miembros controlados a flexión, el factor de reducción de resistencia será tomado como 0.90. Por lo general la combinación de Resistencia I controla el diseño.

2.9.2.4 Estados Limites Correspondientes a Eventos Extremos.

La mayoría de los tableros de puentes incluye un voladizo con una barrera de concreta adjunta. Por lo tanto, el voladizo del tablero tiene que ser diseñado para cumplir con los requisitos para Evento Extremo II (colisión de vehículos entre otros). Los tableros se deberán diseñar para las sollicitaciones (transversales, longitudinales y verticales) transmitidas por el tráfico y las barandas de forma combinada, para lo cual se deben utilizar las cargas, métodos de análisis y estados limites especificados por el código por el código AASHTO para el análisis de barandas y barreras de tráfico y peatonales.

2.9.3 Métodos de Análisis de Tableros.

El código AASHTO LRFD contempla tres métodos para el análisis de tableros para los diferentes estados límites, estos son: el método de análisis aproximado, los métodos refinados y el método empírico de diseño.

2.9.3.1 Método de Análisis Aproximado.

El método de análisis aproximado es conocido comúnmente como el método de las franjas equivalentes, cuya función principal es la de obtener los momentos debidos a carga viva, por unidad de ancho en una franja equivalente donde se supone que se encontrara el camión de diseño. En este método el tablero de Hormigón se asume como franjas de losas transversales, las cuales son soportadas por las vigas.

Una franja equivalente es un elemento lineal artificial que se aísla de un tablero con fines de análisis; en este elemento nocional las solicitaciones extremas calculadas para una fila transversal o longitudinal de las cargas de rueda del camión de diseño se aproximarán a las que realmente existen en el tablero.

2.9.3.2 Método de Diseño Empírico para losas de Tablero de Hormigón.

El procedimiento de diseño empírico se encuentra referido exclusivamente a losas de tablero soportadas por componentes longitudinales. Este método está basado en pruebas de laboratorio hechas para losas de tablero. Es un método de diseño de la losa del tablero basado en el concepto de acción de arco interno dentro de las losas de concreto.

2.9.3.3 Método de Análisis Refinado.

Los métodos de análisis refinados son métodos aceptables para el análisis de tableros de puentes de Hormigón, sin embargo, estos métodos no se utilizan normalmente para analizar un tablero estándar de un puente. El método de análisis refinado sería más adecuado para una estructura de losa de tablero más compleja, por lo cual requeriría un análisis más detallado.

En este método se consideran las relaciones de aspecto de los elementos, la posición y números de nodos, y cualquier otra característica que pudiese afectar la precisión de la solución analítica.

En el método de análisis refinado, la cantidad de ubicaciones posibles de la sobrecarga vehicular es muy elevada para determinar los efectos extremos de las fuerzas. Al aplicar este método se deben tener en cuenta las siguientes variables:

- La ubicación de los carriles de diseño, cuando el ancho del tablero disponible contiene una parte del ancho de carril de diseño.
- Cuál de los carriles de diseño son los que realmente se utilizan.
- La ubicación longitudinal de la sobrecarga vehicular en cada carril de diseño.
- La separación longitudinal entre ejes de la sobrecarga vehicular de diseño.
- La ubicación transversal de la sobrecarga vehicular de diseño en cada carril.

En el presente trabajo se realizó el diseño de la losa de Hormigón Armado mediante un método refinado, el cual es el método de elementos finitos.

2.10 DISEÑO DE VIGAS DIAFRAGMAS, TRANSVERSALES O RIOSTRAS.

Las vigas diafragmas, son vigas transversales que se usan como riostras en los extremos de las vigas T, en apoyos, y en puntos intermedio para mantener la geometría de la sección y así mismo resistir fuerzas laterales.

Fritz Leonhardt en su libro Bases para la construcción de puentes monolíticos establece lo siguiente:

En el tramo las vigas transversales siempre son indicadas para distribuir las cargas, cuando existan más de dos vigas principales. Con ello se obtienen emparrillados de vigas. El mejor efecto de distribución de cargas se obtiene con una viga trasversal en $L/2$. Dos vigas transversales en $L/3$ son aproximadamente equivalentes; más vigas transversales no tienen objeto.

Javier Manterola en su Obra PUENTES; Apuntes para su diseño, calculo y construcción establece:

Las respuestas de un tablero de vigas doble T con y sin vigas riostras extremas son prácticamente iguales tanto en tensiones como en corrimientos verticales y difieren sensiblemente en cuanto a corrimientos horizontales, los cuales no influyen prácticamente en el estado tensional.

La razón de ser de esta similitud la encontramos en la misión de la viga riostra extrema. Esta no sirve más que para empotrar a torsión las vigas longitudinales y recoger las tensiones tangenciales de la losa superior. El empotramiento a torsión solo puede ser

significativo en el caso en que las vigas longitudinales tengan rigidez a torsión importante. Ahora bien, si esto no ocurre, como pasa en este tipo de tableros, la coacción a torsión es prácticamente insignificante.

Con respecto a la segunda misión de las vigas riostras, como es recoger las tensiones tangenciales que transporta la losa superior, tampoco es significativo en este caso, dado que para acciones verticales exteriores, las únicas tensiones tangenciales que aparecen en el contorno libre son las correspondientes a las condiciones de equilibrio de tangenciales a que obliga la teoría de las láminas plegadas en dicha zona, pero que su carencia, al tener el borde libre, no hace sino redistribuir un poco el estado tensional en dicha zona, lo que no afecta al cuerpo del tablero.

CAPÍTULO III
MARCO METODOLÓGICO.

3 MARCO METODOLÓGICO.

En este capítulo se hará referencia a la metodología con la que se llevó a cabo la investigación del presentes trabajo.

El análisis, cálculo y diseño estructural de superestructuras de puentes tipo Viga-Losa, se podría entender como un ciclo que consta de los siguientes aspectos generales:

- Primero se tiene que entender que las superestructuras de Puentes tipo Viga-Losa, tienen un comportamiento estructural general simple en comparación con otros tipos de estructuras. La losa del tablero es la encargada de resistir y transmitir las solicitaciones provocadas por la carga viva y muerta hacia las vigas, la losa y vigas son elementos que resisten esas solicitadas principalmente mediante la flexión. Existen vigas transversales las cuales también reciben el nombre de vigas diafragmas o riostras las cuales tienen como finalidad la de limitar la deformación transversal de las vigas principales.
- Una vez que se entendió el comportamiento de todos los elementos que conforman la superestructura, se tiene que utilizar un procedimiento matemático para resolver la misma, actualmente existe una gran cantidad de programas computacionales que permiten resolver estructuras mediante la aplicación de métodos que simulan el comportamiento de los elementos estructurales, en este trabajo se utilizó el programa CSI-BRIDGE el cual es un software que aplica el método de los elementos finitos los cuales ayudaron a modelar la superestructura, calcular los desplazamientos, los esfuerzos y las fuerzas internas a las que estarán sometidos los elementos estructurales que la componen.
- Una vez que se entendió el comportamiento de los elementos de la superestructura y se aplicó un método de cálculo que simule el comportamiento de los elementos estructurales, se tiene que utilizar una norma basada en alguna filosofía de diseño, en este trabajo se utilizó la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 10th Edition (2024), la cual se basa en la filosofía de diseño LRFD (Load and Resistance Factor Design). De esta norma se aplicó las cargas, factores y demás lineamientos y recomendaciones para determinar procedimientos para el dimensionamiento y diseño de los elementos estructurales.

Este ciclo es un proceso iterativo donde la solución óptima de un elemento estructural proviene del análisis de varios casos de estudio.

El análisis de la Superestructura tiene que tomar en cuenta el número y la separación entre vigas, las vigas que componen una superestructura las podríamos diferenciar entre vigas interiores y exteriores. De manera intuitiva podríamos indicar que a mayor cantidad de vigas las mismas estarán menos solicitadas, pero también tenemos que tener en cuenta que una adecuada separación entre vigas nos asegura que tanto las vigas exteriores como interiores se encontrarán trabajando bajo las mismas solicitaciones para la combinación de cargas más desfavorable.

Con lo mencionado podríamos decir que la optimización de la Superestructura de un puente tipo Viga-Losa de Hormigón Preesforzado desde el punto de vista estructural, tiene que resolver dos problemas:

- Analizar la cantidad y separación entre Vigas para una Superestructura y combinación de cargas predeterminadas, buscando la manera que tanto las vigas exteriores como interiores se encuentren trabajando bajo las mismas solicitaciones para la combinación de cargas más desfavorable.
- Buscar la configuración de sección de viga y número de tendones que mejor aproveche las propiedades geométricas y resistentes de la sección de una Viga, que viene hacer el elemento resistente más importante de un puente con la tipología en estudio.

De manera preliminar se estudió la solución a la primera problemática. Esto se resolvió analizando en el software CSI-BRIDGE la cantidad y separación entre vigas para una longitud de tramo específica, con una sección de puente tipo, los resultados obtenidos se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3.1*Análisis de la Variación de los Momentos Según Distintas Distribuciones*

LUZ (m)	DETALLE	MOMENTO ($kN \cdot m$)		VARIACIÓN %
		V.INTERIOR	V.EXTERIOR	
25,00	6V; S=2,10	4669,08	4359,31	0,63
	5V; S=2,10	5030,21	5691,14	11,61
	5V; S=2,40	5289,98	5300,48	0,20
	4V; S=2,40	5999,78	7019,15	14,52
	4V; S=2,70	6240,32	6784,03	8,01
	4V; S=3,00	6502,14	6541,70	0,60
	4V; S=3,30	6783,48	6262,88	7,67

Del análisis preliminar llevado a cabo se pudo obtener las siguientes conclusiones:

- Las mejores distribuciones de vigas se lograron cuando la superestructura se encuentra conformada por 6 vigas separadas 2.10 metros, 5 vigas separadas 2.40 metros y 4 vigas separadas 3.00 metros
- Se pudo obtener la variación de momentos para cada cantidad de vigas y separación entre ellas, donde se puede observar que el menor momento se da cuando existen 6 vigas.

El análisis realizado para la longitud de 25 metros se puede extrapolar para los distintos casos, ya que no se cambia la geometría transversal del tablero y se mantiene la disposición de las cargas como sus valores, por lo tanto, podemos afirmar que la variación entre los momentos que se producen en las vigas interiores y exteriores no cambia cuando se aumenta la longitud.

La solución a la otra problemática planteada consiste en diseñar la sección que mejor aproveche las propiedades geométricas y resistentes de la sección de una viga. Si bien ya existen recomendaciones de secciones de vigas para longitudes de tramo, estas deberían tomarse como si se tratasen de un predimensionamiento, ya que la determinación de la sección óptima de una viga deberá tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- Naturaleza y variabilidad de las cargas aplicadas.
- Geometría del tablero.
- Resistencia de los materiales empleados.
- Técnica de la aplicación de la fuerza de Preesfuerzo (Pretensado o Postensado)

- Metodología constructiva empleada.

La consideración de todos estos aspectos lleva a realizar el diseño de Superestructuras optimas desde el punto de vista estructural, sin embargo, la optimización de una estructura también se basa en considerar el costo de ejecución que lleva realizar los elementos estructurales y no estructurales que componen la Superestructura.

Una superestructura de Puente tipo Viga - Losa está conformado por los siguientes componentes:

- Losa de Hormigón Armado.
- Vigas Principales de Hormigón Preesforzado con Armaduras Postesas.
- Vigas diafragmas, transversales o riostras.
- Defensas New Jersey.
- Barandas de Hormigón Armado.
- Tubos de drenaje.
- Señalética.

El presente trabajo de Grado solo analiza el costo de ejecución de los primeros tres componentes ya que son componentes estructurales.

3.1 PARÁMETROS PRELIMINARES DE DISEÑO.

3.1.1 Parámetros de los Materiales.

- La resistencia característica a compresión del Hormigón usado para las vigas será de 35 MPa, la resistencia a compresión del Hormigón durante el momento de la transferencia será de 28 MPa como mínimo, y se analizará el aumento de la misma conforme el diseño estructural lo requiera.
- La resistencia característica a compresión del Hormigón usado para la losa, barreras y barandas será de 25 MPa.
- La resistencia a rotura del Acero utilizado para el Postensado será de 1860 MPa (270 ksi) con una tensión a fluencia del 90% de la tensión de rotura al 1% de elongación del acero.
- La resistencia del acero no preesforzado será de 500 MPa.

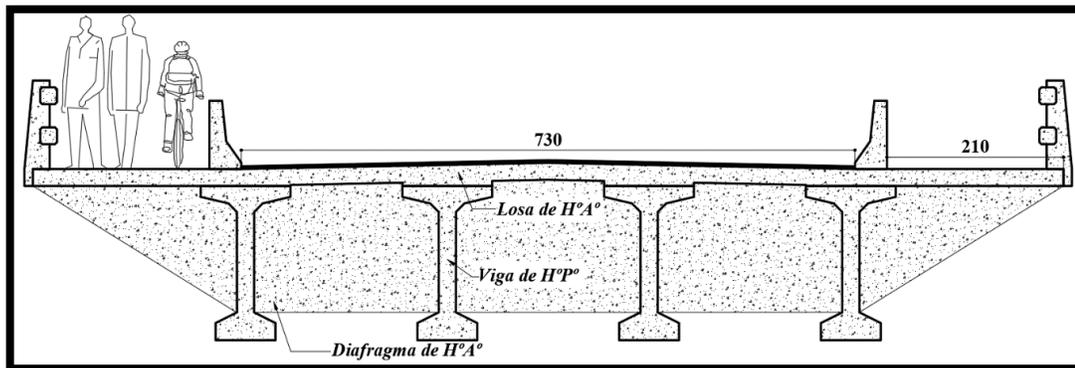
- Se analizará solo el uso de anclajes activos de 12 Torones en ambas zonas de anclaje.
- Los torones tendrán un diámetro de 0.5 pulgadas.

3.1.2 Parámetros Geométricos de la Superestructura.

- El recubrimiento nominal tanto de la losa, baranda, barreras y vigas será de 2.5 centímetros.
- La superestructura estará conformada por dos carriles vehiculares de 3.65 metros, una capa de rodadura de 4 centímetros con un bombeo de 2.5 % hacia los costados, una acera peatonal-ciclovía de 2.10 metros de ancho, la acera estará separada mediante barreras new jersey y se tendrá una baranda de hormigón armado en cada costado, de acuerdo a la Figura 3.1.

Figura 3-1

Dimensiones de los Carriles y de la Acera Peatonal-Ciclista



- La superestructura estará conformada por 2 diafragmas ubicados aproximadamente a $L/3$ de la luz (estarán aproximadamente debido a que se busca evitar que los diafragmas caigan en las llaves de corte).
- La vida útil de la estructura es estimada en 75 años.

3.1.3 Parámetros Pertencientes a la Metodología Constructiva.

- Como se mencionó en el capítulo I, el análisis de las superestructuras se hará aplicando una metodología constructiva que se basa en segmentar las vigas en dovelas con juntas secas y llaves de corte, las dovelas tendrán un largo de 2.50 metros, variando la longitud de la dovela inicial y final.

- La etapa de transferencia se realizará cuando el hormigón alcance una resistencia del 80% de f'_c lo que sería aproximadamente a los 7 días de vaciado las dovelas, también se analizará tomar el total de la resistencia f'_c al momento de realizar la transferencia de la fuerza de preesfuerzo al hormigón.
- La losa de Hormigón Armado será realiza en sitio no se prevé la utilización de prelosas, sino que se vaciará la losa sobre un encofrado armado entre las vigas.
- El hormigonado de los diafragmas se realizará al mismo tiempo del hormigonado de la losa.
- El valor de la humedad relativa media anual se tomará como el 70%.

3.2 MODELADO DE LA SUPERESTRUCTURA.

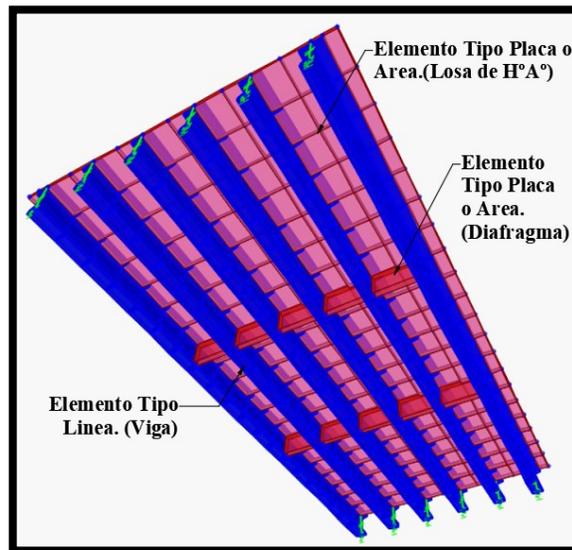
El análisis y modelado de la superestructura se realizó en el programa CSI-BRIDGE de acuerdo con el Anexo A.

La modelación se la realizo mediante una discretización que tomara a las vigas como elementos del tipo línea (frame), la losa de Hormigón Armado y diafragmas como elementos tipo Área (shell), sin embargo se realizó una diferenciación entre los elementos shell, se utilizaron elementos Shell Thin (solo se toma en cuenta la deformación por flexión debido a que la deformación por cortante es muy pequeña en comparación a la deformación por flexión) para modelamiento y cálculo de la losa del Tablero,

Se usaron elementos Shell Thick (consideran la deformación por cortante y flexión debido a que la misma es considerable en comparación a la deformación por flexión) para las vigas Diafragmas. La discretización de la Superestructura se realizó tanto en el sentido longitudinal como en el transversal, en el sentido longitudinal se ha realizado una discretización cada 1.25 metros para todas las longitudes comprendidas en este trabajo las cuales comprende longitudes desde los 25 a 40 metros de longitud, realizando un incremento de longitud cada 2.5 metros. Transversalmente se realizó la discretización tomando en cuenta la separación entre vigas y la relación entre el volado de la losa y la viga exterior.

Figura 3-2

Vista Inferior de la Disposición de los Elementos Finitos en la Superestructura.



De acuerdo con la discretización realizada se pudo obtener la siguiente cantidad mínima de elementos para una superestructura de 25 metros de luz de cálculo con 6 vigas separadas 2.10 metros y con diafragmas ubicados a 8.75 y 16.25 metros.

Tabla 3.2

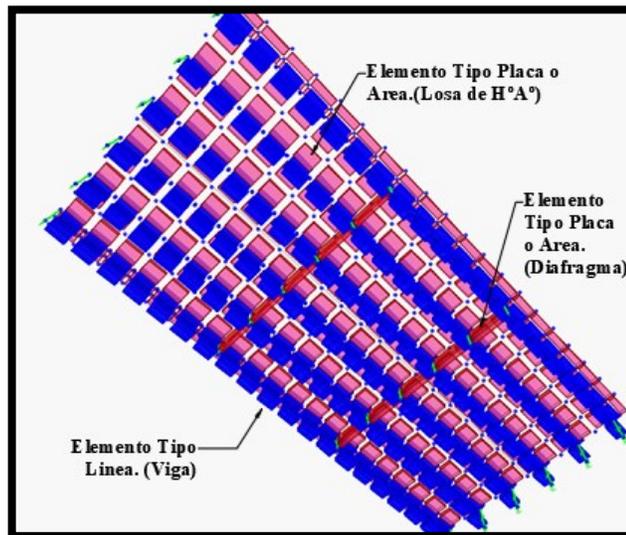
Cantidad de Elementos Finitos en una Superestructura Dada

L(m)	Separación entre vigas (m)	Numero de Vigas	Cantidad de elementos lineales por viga	Total, de Elementos Lineales	Cantidad de elementos de Área o Placa		
					Losa	Diafragma	Total
25,00	2,10	6,00	21,00	126	280	10	290

Nota: En el Anexo B se encuentra una tabla completa con la discretización realizada para los distintos tipos de casos analizados.

Figura 3-3

Vista Inferior de la cantidad de Elementos Finitos de la Superestructura



Una explicación más detallada del Fundamento de la Modelación de Estructuras en CSI BRIDGE se encuentra en el Anexo A.

3.3 MODELADO DE LAS CARGAS ACTUANTES EN LA SUPERESTRUCTURA.

3.3.1 Modelación de las cargas Permanentes:

3.3.1.1 Peso Propio (DC).

El peso específico del Hormigón será de 23.54 kN/m^3 (2400 kg/m^3) y estará distribuido en las vigas, diafragmas y la losa que conforman la superestructura.

3.3.1.2 Peso Propio de las Barandas (DC).

Las barandas fueron modeladas en el programa de manera lineal correspondiente a un peso de 2.94 kN/m (300 kg/m), a una distancia de 5 centímetros desde el borde la losa.

3.3.1.3 Peso Propio de las Defensas New Jersey (DC).

Las defensas New Jersey fueron modeladas como una carga lineal de 4.77 kN/m (486.9 kg/m), a una distancia de 2.23 metros de los bordes de la losa, las propiedades geométricas de la sección de la defensa New Jersey se determinaron mediante la aplicación del programa AUTOCAD.

$$R = A * \gamma_{\text{Hormigon}}$$

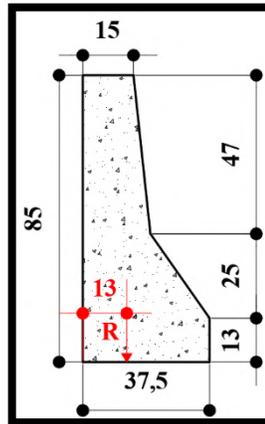
$$R = 0.202875 \text{ m}^2 * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$R = 486.9 \text{ kg/m}$$

$$R = 4.77 \text{ kN/m}$$

Figura 3-4

Medidas en Centímetros de la Geometría de la Defensa New Jersey



3.3.1.4 Peso Propio de la capa de rodadura (DW).

La capa de rodadura tiene una altura de 4 centímetros y fue modelada como una carga de área en los dos carriles a lo largo de la superestructura.

$$w = H * \gamma_{\text{Capa de Rodadura}}$$

$$w = 0.05\text{m} * 2200 \text{ kg/m}^3$$

$$w = 110 \text{ kg/m}^2$$

$$w = 1.0787 \text{ kN/m}^2$$

3.3.2 Modelación de las cargas no Permanentes

3.3.2.1 Carga Peatonal (PL).

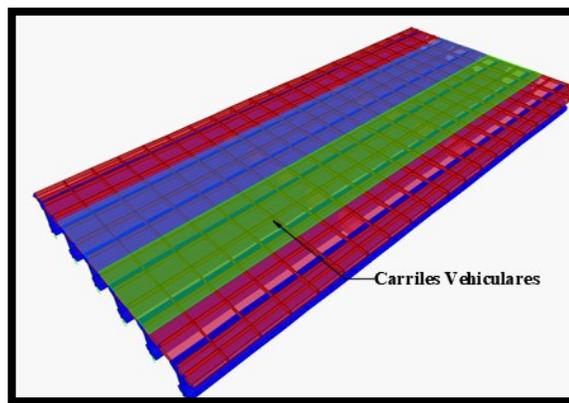
Según lo descrito en la sección 2.3.5.2.3. Cargas Peatonales, se optó tomar el valor de $4.1 \times 10^{-3} \text{ MPa}$ (420 kg/m^2), repartido en las aceras.

3.3.2.2 Carga Vehicular HL-93 (IL).

Se modelo la carga vehicular móvil según lo descrito en la sección 2.3.5.2.1. Cargas Viva Vehicular (IL) y tomando en cuenta las recomendaciones del Anexo A, se modelo en el programa CSI-BRIDGE los carriles vehiculares por donde circulara la carga móvil HL-93. La definición del número, largo y ancho de los carriles es importante, debido a que el Programa determina las máximas solicitaciones en los Elementos Finitos en base a una Superficie de influencia, esta superficie de influencia está determinada por los carriles donde circulara la carga móvil.

Figura 3-5

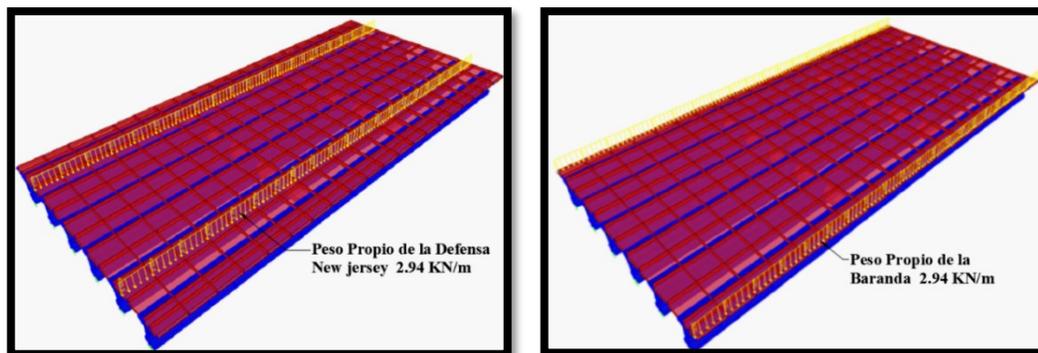
Modelación de los Carriles vehiculares

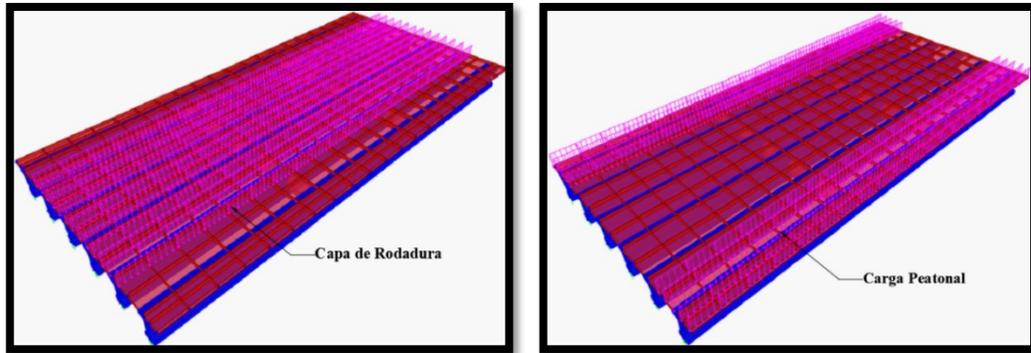


En la siguiente figura se hace una representación completa de las cargas permanentes y transitorias que fueron modeladas en el programa, estas mismas cargas fueron modeladas para las distintas longitudes planteadas.

Figura 3-6

Discretización de las Cargas en CSI BRIDGE





3.4 ANALISIS, CALCULO Y DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA SUPERESTRUCTURA.

3.4.1 Determinación de las solicitaciones.

La determinación de las fuerzas internas, esfuerzos, deformaciones y desplazamientos se lo realizo en el software Csi Bridge, el cual es un programa computacional que utiliza el método de los elementos finitos para realizar el cálculo estructural.

Una explicación más detallada de los fundamentos que utiliza el programa para determinar las solicitaciones se encuentra en el Anexo A.

3.4.2 Análisis de la Variabilidad de la solicitación para distintas configuraciones.

Como se mencionó el capítulo I el análisis y diseño de los casos de estudio, se hará variando la luz de cálculo y la separación entre vigas. Por lo tanto, primeramente, se realizará un análisis preliminar de la configuración del número de vigas y separación entre ellas para una longitud de 25 metros, el fin de este análisis es el de mostrar la variación del momento flector para cada viga que compone la Superestructura según cada situación de carga. Se analizarán 4 situaciones de carga de acuerdo al siguiente detalle:

Situación I: Correspondiente al peso propio de los componentes estructurales (Losa, Diafragmas y Vigas Preesforzadas) y no estructurales (Defensa New Jersey, Barandado, Capa de Rodadura).

Situación II: Correspondiente a la influencia de la Carga Peatonal.

Situación III: Correspondiente a la influencia de la Carga viva Vehicular HL-93.

Situación IV: La combinación de las situaciones I, II, III.

En las tablas 3.3 a la tabla 3.6 se muestra la variación del momento flector en cada viga para cada situación de carga y configuración de número de vigas y separación entre ellas, en las mismas se puede ver cómo cambia el porcentaje de variación que se producen en las vigas cuando las mismas tienen configuraciones.

Tabla 3.3

Variación del Momento Flector (kN·m) en las Vigas para la Situación de Carga I Según Distintas Configuraciones

CONFIGURACIÓN	PESO PROPIO+BARANDADO+DEFENSA NEW JERSEY+CAPA DE RODADURA+ DIAFRAGMAS			
	V.INTERIOR (kN · m)	V.EXTERIOR (kN · m)	V.CENTRAL (kN · m)	%
6V:S=1,90	1781,58	1957,05	1755,41	89,70
6V:S=2,10	1846,79	1824,91	1834,78	98,82
5V:S=2,10	1930,04	2232,80	1903,07	85,23
5V:S=2,40	2022,85	2108,00	2005,64	95,14
4V:S=2,40	2179,14	2563,64	...	85,00
4V:S=2,70	2245,90	2501,70	...	89,77
4V:S=3,00	2332,92	2429,32	...	96,03
4V:S=3,30	2428,73	2347,98	...	96,68

Tabla 3.4

Variación del Momento Flector (kN·m) en las Vigas para la Situación de Carga II Según Distintas Configuraciones

CONFIGURACION	CARGA PEATONAL			
	V.INTERIOR (kN · m)	V.EXTERIOR (kN · m)	V.CENTRAL (kN · m)	%
6V:S=1,90	211,23	278,79	187,48	67,25
6V:S=2,10	220,91	260,98	195,51	74,91
5V:S=2,10	236,92	330,90	218,78	66,12
5V:S=2,40	248,31	314,98	227,93	72,36
4V:S=2,40	281,62	355,10	...	79,31
4V:S=2,70	287,60	389,34	...	73,87
4V:S=3,00	296,40	380,60	...	77,88
4V:S=3,30	307,25	369,74	...	83,10

Tabla 3.5

Variación del Momento Flector en las Vigas para la Situación de Carga III Según Distintas Configuraciones

CONFIGURACION	CARGA HL-93			
	V.INTERIOR (<i>kN · m</i>)	V.EXTERIOR (<i>kN · m</i>)	V.CENTRAL (<i>kN · m</i>)	%
6V:S=1,90	1043,08	1000,00	1076,22	92,92
6V:S=2,10	1078,6	901,18	1139,63	79,08
5V:S=2,10	1217,87	1276,36	1241,50	95,42
5V:S=2,40	1284,22	1158,19	1329,03	87,15
4V:S=2,40	1472,60	1638,42	...	89,88
4V:S=2,70	1550,77	1562,90	...	99,22
4V:S=3,00	1624,79	1479,33	...	91,05
4V:S=3,30	1701,76	1391,55	...	81,77

Tabla 3.6

Variación del Momento Flector en las Vigas para la Situación de Carga IV Según Distintas Configuraciones

CONFIGURACION	ESTADO DE SERVICIO			
	V.INTERIOR (<i>kN · m</i>)	V.EXTERIOR (<i>kN · m</i>)	V.CENTRAL (<i>kN · m</i>)	%
6V:S=1,90	3035,89	3235,84	3019,11	93,30
6V:S=2,10	3146,30	2987,07	3169,92	94,23
5V:S=2,10	3384,83	3840,06	3363,35	87,59
5V:S=2,40	3555,38	3581,17	3562,60	99,28
4V:S=2,40	3933,36	4557,16	...	86,31
4V:S=2,70	4084,27	4453,94	...	91,70
4V:S=3,00	4254,11	4289,25	...	99,18
4V:S=3,30	4437,74	4109,27	...	92,60

De este análisis preliminar se puede observar las distribuciones de los Momentos Flectores en las Vigas Interiores, exteriores y de la viga central, para distintas configuraciones de numero de vigas y separación entre ellas.

Por lo tanto, podríamos decir que las mejores distribuciones se consiguen con 6 vigas separadas 2.10 metros, 5 vigas separadas 2.40 metros y 4 vigas separadas 3.00 metros, ya

que con estas configuraciones se consiguen que para la situación de carga más desfavorable las vigas se encuentren solicitadas con momentos flectores similares.

Si bien este análisis no es del todo correcto ya que preliminarmente las vigas no se encuentran diseñadas para cada configuración de superestructura, esto no modifica los porcentajes de variación presentados en las tablas 3.4 a la tabla 3.6, ya que ese porcentaje es la comparación entre las solicitaciones que se producen entre las vigas para cada configuración y estado de carga.

Como se mencionó el capítulo I el análisis y diseño de los casos de estudio, se hará variando la luz de cálculo y la separación entre vigas.

En este apartado se hará un ejemplo para una longitud de 25 metros con 4 vigas con una separación entre vigas de 3.00 metros, se comenzará el diseño con las Vigas Preesforzadas, luego con la Losa del Tablero y finalmente se terminará con el diseño de las Vigas Diafragmas.

3.4.3 Diseño de las Vigas para una Longitud de cálculo de 25 metros.

Se utilizó un programa Csi-Bridge para determinar las solicitaciones (Fuerzas Internas) a las que estarán sometidas los diferentes elementos (Vigas, Losa, Diafragmas) que conforman la Superestructura y se usó una Planilla Excel para realizar el diseño manual de los diferentes componentes que conforman la Superestructura.

3.4.3.1 Definición de la Resistencia del Hormigón y del acero de Postensado.

Tabla 3.7

Resistencia del Hormigón

DATOS DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN	
Resistencia Característica de la Viga	$f_c = 35 \text{ MPa}$
Resistencia Característica del Hormigón de la losa	$f_c = 25 \text{ MPa}$
Resistencia Característica del Hormigón al Momento de aplicar el Postensado	$f_{ci} = 28 \text{ MPa}$

3.4.3.2 Definición de las Propiedades de la Sección de la Vigas Postensada en Centro Luz

Tabla 3.8

Geometría de la Sección de la Viga

GEOMETRIA DE LA VIGA EN CL		
B1=	65	cm
B2=	18	cm
B3=	60	cm
D1=	140	cm
D2=	7.5	cm
D3=	12.5	cm
D4=	12.5	cm
D5=	22.5	cm
D6=	85.00	cm

Figura 3-7

Sección de la Viga en C/L

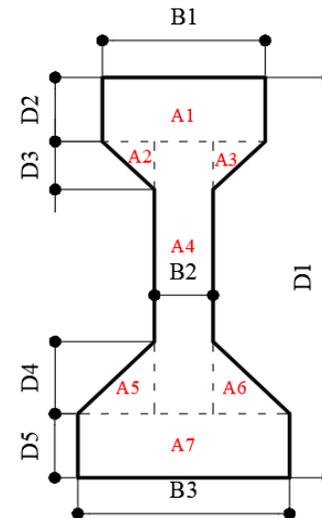


Tabla 3.9

Propiedades de la Sección Bruta

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION BRUTA PARA LA VIGA

SUB-ELEMENTOS	AREA (cm ²)	Y (cm)	Ai*Yi (cm ³)	I (cm ⁴)	d ² (cm ⁴)	Iyc (cm ⁴)
1	487.50	136.25	66421.88	2285.16	5225.84	2549884.16
2	146.88	128.33	18848.96	1274.96	4143.93	609914.09
3	146.88	128.33	18848.96	1274.96	4143.93	609914.09
4	1980.00	77.50	153450.00	1996500.00	183.33	2359496.57
5	131.25	26.67	3500.00	1139.32	1390.79	183680.87
6	131.25	26.67	3500.00	1139.32	1390.79	183680.87
7	1350.00	11.25	15187.50	56953.13	2778.34	3807717.66
Área Total (cm²)	4373.75	Ycg (cm)	63.96		Ixcg (cm⁴)	10304288.30

Tabla 3.10*Propiedades de la Sección Neta (Hueca)*

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN NETA PARA LA VIGA						
FIGURA	AREA (<i>cm</i> ²)	Y (<i>cm</i>)	Ai*Yi (<i>cm</i> ³)	I (<i>cm</i> ⁴)	d ² (<i>cm</i> ²)	Iyc (<i>cm</i> ⁴)
Viga Bruta	4373.75	63.96	279745.05	10304288.30	0.10	10304736.17
TENDON I	11.84	10.70	126.69	11.16	2870.82	-34001.62
TENDON II	11.84	24.70	292.45	11.16	1566.58	-18559.42
TENDON III	11.84	38.70	458.21	11.16	654.34	-7758.50
Área Total (<i>cm</i>²)	4338.23	Ycg (<i>cm</i>)	64.28		Ixcg (<i>cm</i>⁴)	10244416.63

Tabla 3.11*Datos de Tendones y Torones*

DATOS DE TENDONES Y TORONES		
Numero de Tendones	3	<i>unidades</i>
Diámetro nominal del Torón	12.7	<i>mm</i>
Área de un torón	0.987	<i>cm</i> ²
Recubrimiento Nominal	2.5	<i>cm</i>
Diámetro barra de estribo	1.2	<i>cm</i>
Separación entre Tendones	7	<i>cm</i>

Tabla 3.12*Datos de los Tendones*

Tendones	TENDON I	TENDON II	TENDON III
Numero de torones por tendón	12	12	12
Área de torones por tendón (<i>cm</i> ²)	11.84	11.84	11.84
Diámetro equivalente (<i>cm</i>)	3.8827	3.8827	3.8827
Diámetro de la vaina (<i>cm</i>)	7	7	7
Y (<i>cm</i>)	10.7	24.7	38.7

Tabla 3.13*Homogeneización entre la Viga y el Acero de Preesfuerzo*

HOMOGENIZACION ENTRE VIGA Y ACERO PARA POSTESAR EN EL MOMENTO DE TRANSFERENCIA		
Módulo de elasticidad del acero	195000	<i>MPa</i>
Módulo de elasticidad de la viga	25399.21	<i>MPa</i>
Relación modular	7.68	<i>unidades</i>
Área equivalente torón I	79.0912	<i>cm</i> ²
Área equivalente torón II	79.0912	<i>cm</i> ²
Área equivalente torón III	79.0912	<i>cm</i> ²

Tabla 3.14

Propiedades Geométricas de la Sección Homogeneizada de la Viga en el Momento de Transferencia

PROPIEDADES DE LA SECCION HOMOGENEIZADA PARA LA VIGA EN EL MOMENTO DE LA TRANSFERENCIA						
FIGURA	AREA (cm²)	Y (cm)	Ai*Yi (cm³)	I (cm⁴)	d² (cm²)	Iyc (cm⁴)
Viga Neta	4338.23	64.28	278861.42	10244416.63	4.20	10262648.04
Área Equivalente Tendón I	79.09	10.70	846.28	99.36	2655.34	210113.46
Área Equivalente Tendón II	79.09	24.70	1953.55	99.36	1408.50	111499.39
Área Equivalente Tendón III	79.09	38.70	3060.83	99.36	553.66	43889.07
Área Total (cm²)	4575.50	Ycg (cm)	62.23		Ixcg (cm⁴)	10628149.95

Tabla 3.15

Homogeneización de la Sección de la Viga en el Hormigonado de la Losa

HOMOGENIZACION ENTRE VIGA Y ACERO PARA POSTESAR EN EL MOMENTO DEL VACIADO DE LA LOSA		
Módulo de elasticidad del acero		195000 MPa
Módulo de elasticidad de la viga		28397.18 MPa
Relación modular		6.87 unidades
Área Equivalente Tendón I		69.5008 cm ²
Área Equivalente Tendón II		69.5008 cm ²
Área Equivalente Tendón III		69.5008 cm ²

Tabla 3.16

Propiedades Geométricas de la Sección Homogeneizada de la Viga en el Momento del Vaciado de la Losa

PROPIEDADES DE LA SECCION HOMOGENEIZADA PARA LA VIGA EN EL MOMENTO DEL HORMIGONADO DE LA LOSA						
FIGURA	AREA (cm²)	Y (cm)	Ai*Yi (cm³)	I (cm⁴)	d² (cm²)	Iyc (cm⁴)
Viga Neta	4338.23	64.28	278861.42	10244416.63	3.31	10258786.58
Área Equivalente Tendón I	69.50	10.70	743.66	87.31	2679.10	186286.74
Área Equivalente Tendón II	69.50	24.70	1716.67	87.31	1425.82	99182.78
Área Equivalente Tendón III	69.50	38.70	2689.68	87.31	564.54	39323.13
Área Total (cm²)	4546.73	Ycg (cm)	62.46		Ixcg	10583579.23

Tabla 3.17

Homogeneización entre la Viga y la Losa.

HOMOGENIZACION ENTRE VIGA Y LOSA		
Módulo de elasticidad de la viga	28397.18	MPa
Módulo de elasticidad de la losa	24000	MPa
Relación modular	0.85	Unidades
Ancho Losa	300	cm
Ancho de Losa Homogeneizada	255.00	cm
Altura de la Losa	20	cm
Y(losa)	150.00	cm

Tabla 3.18

Propiedades de la Sección Viga+Losa

PROPIEDADES DE LA SECCION HOMOGENEIZADA PARA LA VIGA+LOSA PARA UN TIEMPO INFINITO						
FIGURA	AREA (cm ²)	Y (cm)	Ai*Yi (cm ³)	I (cm ⁴)	d ² (cm ²)	Iyc (cm ⁴)
VIGA HOMOGENEIZADA	4546.73	62.46	283988.7558	10583579.23	2141.84	20321940.13
LOSA HOMOGENEIZADA	5100	150.00	765000.00	170000	1702.39	8852176.76
AREA TOTAL (cm²)	9646.73	Ycg(cm)	108.74		Ixcg	29174116.89

3.4.3.3 Determinación de las cargas actuantes en las vigas de la Superestructura.

Figura 3-8

Esquema de la Geometría Longitudinal de la Viga

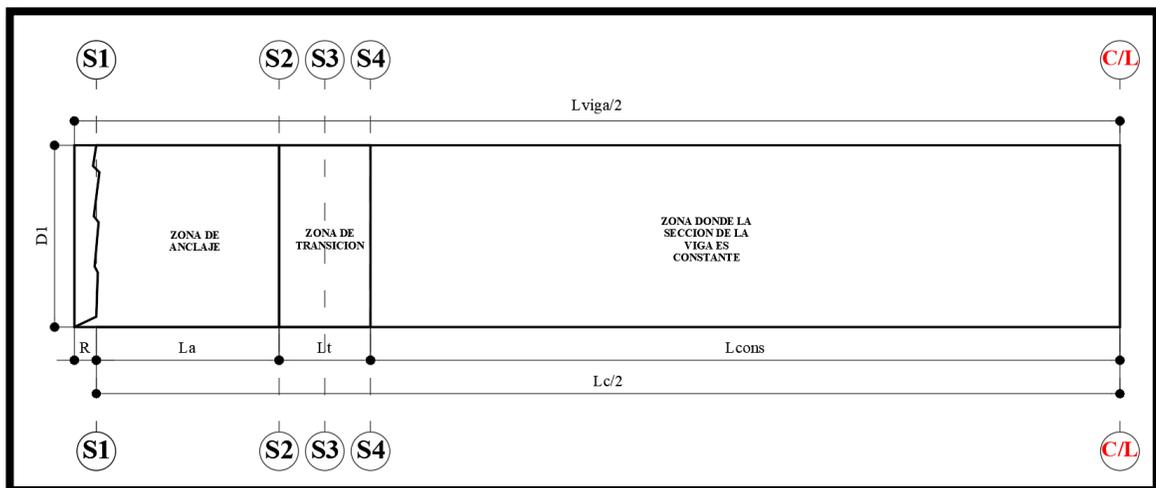


Tabla 3.19

Carga Equivalente Considerando la Geometría Longitudinal de la Viga Durante la Transferencia

CALCULO DE LA CARGA EQUIVALENTE EN EL MOMENTO DE TRANSFERENCIA		
D1	140	cm
Lviga	2530	cm
R	15	cm
La	140	cm
Lt	35	cm
Lcons=	2150	cm
Lc=	2500	cm
A1	8440.82	cm ²
A2	6283.02	cm ²
A3	4575.50	cm ²
PP=	24.00	kN/m ³
q1=	62.80	kN
q2=	10.56	kN
q3=	236.10	kN
qt=	309.46	kN
Q equivalente=	12.38	kN/m

Figura 3-9

Geometría de la Sección de la Viga en los Anclajes

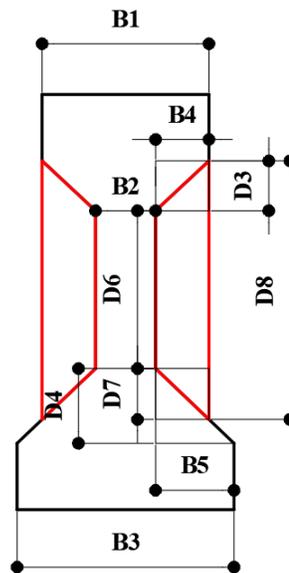


Tabla 3.20

Carga Equivalente Considerando la Geometría Longitudinal de la Viga al Final de la Vida Útil

CALCULO DE LA CARGA EQUIVALENTE PARA UN MOMENTO FINAL		
D1	140	cm
Lviga	2530	cm
R	15	cm
La	140	cm
Lt	35	cm
Lcons=	2150	cm
Lc=	2500	cm
A1	14440.82	cm ²
A2	12283.02	cm ²
A3	10575.50	cm ²
PP=	24.00	kN/m ³
q1=	107.44	kN
q2=	20.64	kN
q3=	545.7	kN
qt=	673.78	kN
Q equivalente=	26.95	kN/m

Tabla 3.21

Peso Propio de los Diafragmas

ANALISIS DEL PESO PROPIO DE LOS DIAFRAGMAS POR VIGA		
b=	20	cm
H=	105	cm
S=	300	cm
Nº diafragmas	2	unidades
Hormigón=	24	kN/m ³
Volumen=	1.180	m ³
q puntual=	28.32	kN/m ³
Lc =	25	m
q distribuida=	1.13	kN/m ³

Tabla 3.22

Momentos Flectores Para cada Caso de Carga

LONGITUD (m)	DC	DW	DW	PL	LL+IM	SERVICIO I EN EL MOMENTO DE LA TRANSFERENCIA	SERVICIO III EN EL MOMENTO FINAL	RESISTENCIA I (kN · m)		
	Peso Propio (Viga) en el Momento de Transferencia (kN · m)	Peso Propio (Viga+Los) en un Tiempo Final (kN · m)	Debido a las Barreras (kN · m)	Debido a las Barandas (kN · m)	Debido a la Capa de Asfalto (kN · m)	Debido a la Carga Peatonal (kN · m)	Debido a la Carga Viva (kN · m)			
0.00	0.00	0.00	-0.25	-38.44	15.51	-0.27	2.49	0.00	-20.96	-30.88
1.25	183.77	416.81	42.57	-0.09	36.83	87.31	267.57	183.77	851.00	1261.01
2.50	348.19	789.75	62.17	32.07	57.30	102.79	610.48	348.19	1654.56	2462.73
3.75	493.27	1118.81	95.37	58.10	76.78	172.18	788.79	493.27	2310.03	3425.58
5.00	619.00	1404.00	122.80	78.27	95.06	227.28	973.25	619.00	2900.65	4300.11
6.25	725.39	1645.31	144.30	92.72	112.15	268.09	1146.89	725.39	3409.46	5056.61
7.50	812.44	1842.75	159.92	102.41	127.74	296.09	1301.38	812.44	3830.28	5684.10
8.75	880.14	1996.31	170.14	108.70	141.10	313.83	1431.37	880.14	4161.45	6179.40
10.00	928.50	2106.00	185.21	121.17	144.55	347.14	1472.77	928.50	4376.85	6493.75
11.25	957.52	2171.81	194.31	129.36	146.44	368.19	1494.05	957.52	4504.16	6678.85
12.50	967.19	2193.75	197.45	132.25	147.04	375.57	1498.57	967.19	4544.63	6737.04
13.75	957.52	2171.81	194.65	129.65	146.41	368.97	1499.67	957.52	4511.16	6690.95
15.00	928.50	2106.00	185.97	122.44	144.23	349.82	1487.92	928.50	4396.38	6527.51
16.25	880.14	1996.31	172.22	112.49	139.59	321.70	1448.32	880.14	4190.63	6229.37
17.50	812.44	1842.75	164.93	111.45	123.93	314.95	1307.25	812.44	3865.26	5742.75
18.75	725.39	1645.31	151.75	106.22	106.65	296.18	1147.13	725.39	3453.24	5129.36
20.00	619.00	1404.00	132.77	95.79	88.02	264.05	962.03	619.00	2946.66	4375.51
21.25	493.27	1118.81	108.35	80.08	67.94	218.82	751.89	493.27	2345.90	3481.83
22.50	348.19	789.75	78.46	58.92	46.51	160.20	519.07	348.19	1652.91	2451.74
23.75	183.77	416.81	42.57	32.09	23.87	87.31	267.57	183.77	870.22	1289.85
25.00	0.00	0.00	-0.25	-0.01	-0.02	-0.27	2.49	0.00	1.95	3.48

3.4.3.4 Determinación de la Fuerza de Preesfuerzo Inicial y Final.

Tabla 3.23

Determinación de la Fuerza de Preesfuerzo Inicial

DETERMINACION DE LA CARGA INICIAL DE PREESFUERZO					
PARA UN T=0 (Momento de Transferencia)			PARA UN T=INFINITO (ETAPA II)		
f superior	0	kN/cm ²	f superior	-2.8	kN/cm ²
f inferior	-1.82	kN/cm ²	f inferior	0	kN/cm ²
Área	4575.50	cm ²	Área	9646.73	cm ²
Inercia	10628149.95	cm ⁴	Inercia	29174116.89	cm ⁴
Y inferior	62.23	cm	Y inferior	108.74	cm
Y superior	77.77	cm	Y superior	51.26	cm
e	37.53	cm	e	84.04	cm
Mpp	967.1900	kN · m	Mt	4544.6301	kN · m
Mpp	96719.00	kN · cm	Mt	454463.01	kN · cm
Pi<	12623.30423	kN	Pi>	-54806.21698	kN
Pi>	5444.451393	kN	Pi<	4895.281575	kN
		Pelegido=		4915	kN
ANALISIS DE ESFUERZOS EN CENTRO LUZ					
PARA UN T=0 (Momento de Transferencia)			PARA UN T=INFINITO (ETAPA II)		
f sup	-0.4322	kN/cm ²	f sup	-0.619	kN/cm ²
f inf	-1.5879	kN/cm ²	f inf	-0.0068	kN/cm ²

3.4.3.5 Determinación de la Trayectoria del Tendón Equivalente.

Tabla 3.24

Determinación de la Zona de Guyon

Excentricidades para un T=0 (cm)		Excentricidades para un T=INFINITO (cm)		Luz de Cálculo (cm)	Ordenadas de las excentricidades para un T=0 (cm)		Ordenadas de las excentricidades para un T=infinito (cm)		Zona de Guyón (cm) ΔH	Ordenadas del Tendón Equivalente (cm)
e(x)>	e(x)>	e(x)<	e(x)<							
29.87	25.92	-332.15	-28.33	0.00	32.36	36.31	440.89	137.07	100.76	70.00
33.61	29.65	-310.78	-6.95	125.00	28.62	32.58	419.52	115.69	83.11	61.39
36.95	33.00	-291.08	12.75	250.00	25.28	29.23	399.82	95.99	66.76	53.69
39.90	35.95	-275.01	28.81	375.00	22.33	26.28	383.75	79.93	53.65	46.90
42.46	38.51	-260.54	43.29	500.00	19.77	23.72	369.28	65.45	41.73	41.01
44.63	40.67	-248.06	55.76	625.00	17.60	21.56	356.80	52.98	31.42	36.03
46.40	42.45	-237.75	66.08	750.00	15.83	19.78	346.49	42.66	22.88	31.95
47.78	43.82	-229.63	74.20	875.00	14.45	18.41	338.37	34.54	16.13	28.78
48.76	44.81	-224.35	79.48	1000.00	13.47	17.42	333.09	29.26	11.84	26.51
49.35	45.40	-221.23	82.60	1125.00	12.88	16.83	329.97	26.14	9.31	25.15
49.55	45.59	-220.24	83.59	1250.00	12.68	16.64	328.98	25.15	8.51	24.70
49.35	45.40	-221.06	82.77	1375.00	12.88	16.83	329.80	25.97	9.14	25.15
48.76	44.81	-223.87	79.96	1500.00	13.47	17.42	332.61	28.78	11.36	26.51
47.78	43.82	-228.92	74.91	1625.00	14.45	18.41	337.66	33.83	15.42	28.78
46.40	42.45	-236.89	66.94	1750.00	15.83	19.78	345.63	41.80	22.02	31.95
44.63	40.67	-246.99	56.84	1875.00	17.60	21.56	355.73	51.90	30.34	36.03
42.46	38.51	-259.41	44.42	2000.00	19.77	23.72	368.15	64.32	40.60	41.01
39.90	35.95	-274.14	29.69	2125.00	22.33	26.28	382.88	79.05	52.77	46.90
36.95	33.00	-291.12	12.71	2250.00	25.28	29.23	399.86	96.03	66.80	53.69
33.61	29.65	-310.31	-6.48	2375.00	28.62	32.58	419.05	115.22	82.64	61.39
29.87	25.92	-331.59	-27.76	2500.00	32.36	36.31	440.33	136.50	100.19	70.00

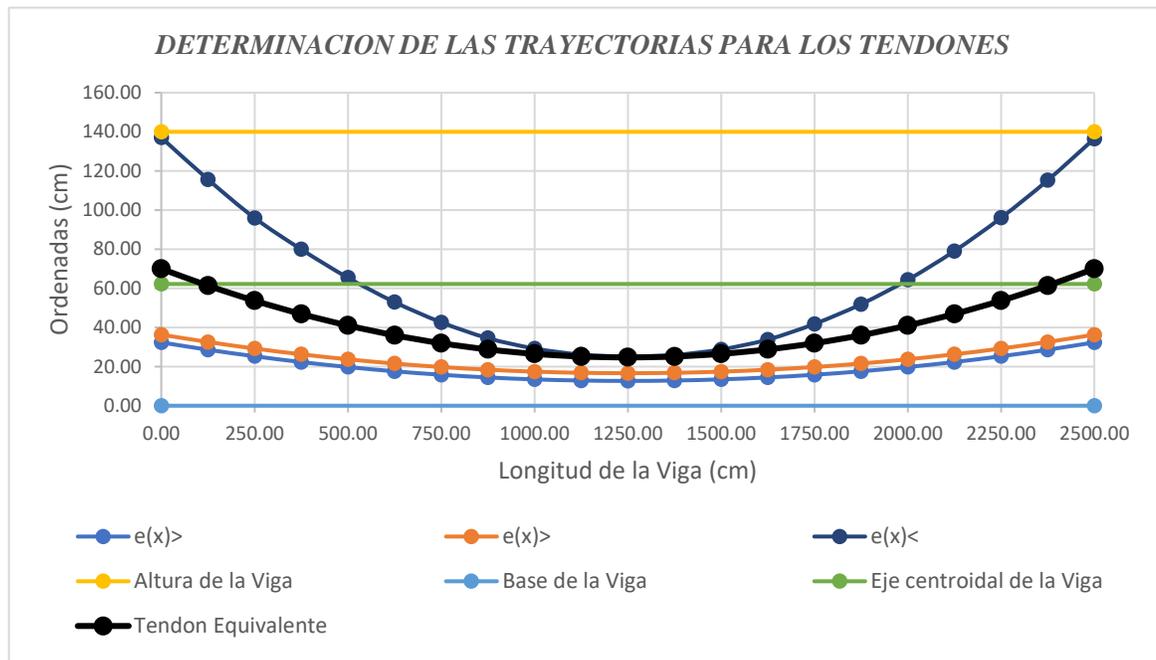
Tabla 3.25

Trayectoria del Tendón Equivalente

PARA GRAFICAR					
TENDON EQUIVALENTE	X(cm)	Y(cm)	A	B	C
	0.00	70.00	0.0000289920	-0.072480000	70.000000
	1250.00	24.70			
	2500.00	70.00			

Figura 3-10

Grafica del Tendón Equivalente



3.4.3.6 Estimación de las Perdida de Preesfuerzo Inmediatas y Dependientes del Tiempo.

3.4.3.6.1 Cálculo de la Perdida por Fricción.

Tabla 3.26

Perdidas Por Fricción

DETERMINACION DE PERDIDAS POR FRICCION PARA EL TENDON EQUIVALENTE		
Pi=	4915000.00	N
Acero Postensado	3552.00	mm ²
Esfuerzo inicial en L/2	1383.73	MPa
L/2=	12500.00	mm
K=	0.0000020000	1/mm
u =	0.20	rad
P gato=	5344936.75	N
Pi (medio)=	5137816.96	N
Esfuerzo antes del acuñamiento	1504.77	MPa
Esfuerzo antes del acuñamiento (admisible)	1506.60	MPa

Tabla 3.27*Determinación de las Perdidas por Fricción*

PERDIDAS POR FRICCIÓN EN TENDON EQUIVALENTE						
L(x) (mm)	Ordenadas del Tendón Equivalente (mm)	m	α	SUMATORIA DE LAS DESVIACIONES	P(x) (N)	ΔF_{px} (MPa)
0.00	700.00	-0.07	-0.07	0.00	5344936.75	0.00
1250.00	613.93	-0.07	-0.07	-0.01	5323831.28	5.94
2500.00	536.92	-0.06	-0.06	-0.01	5302816.46	11.86
3750.00	468.97	-0.05	-0.05	-0.02	5281891.06	17.75
5000.00	410.08	-0.04	-0.04	-0.03	5261053.86	23.62
6250.00	360.25	-0.04	-0.04	-0.04	5240303.66	29.46
7500.00	319.48	-0.03	-0.03	-0.04	5219639.29	35.28
8750.00	287.77	-0.02	-0.02	-0.05	5199059.58	41.07
10000.00	265.12	-0.01	-0.01	-0.06	5178563.37	46.84
11250.00	251.53	-0.01	-0.01	-0.07	5158149.54	52.59
12500.00	247.00	0.00	0.00	-0.07	5137816.96	58.31
13750.00	251.53	0.01	0.01	-0.08	5117564.53	64.01
15000.00	265.12	0.01	0.01	-0.09	5097391.15	69.69
16250.00	287.77	0.02	0.02	-0.09	5077295.75	75.35
17500.00	319.48	0.03	0.03	-0.10	5057277.26	80.99
17500.00	319.48	0.03	0.03	-0.10	5057277.26	80.99
20000.00	410.08	0.04	0.04	-0.12	5017466.81	92.19
21250.00	468.97	0.05	0.05	-0.12	4997672.77	97.77
22500.00	536.92	0.06	0.06	-0.13	4977951.49	103.32
23750.00	613.93	0.07	0.07	-0.14	4958301.97	108.85
25000.00	700.00	0.07	0.07	-0.15	4938723.20	114.36

3.4.3.6.2 Cálculo de la Perdida por Acuñaamiento.**Tabla 3.28***Cálculo de la Perdida Por Acuñaamiento*

PERDIDA POR ACUÑAMIENTO EN TENDON EQUIVALENTE EN C/L O EN PUNTO INICIAL		
Hundimiento (h)=	6	mm
Módulo de Elasticidad del Acero Postensado	195000	MPa
L/2	12500.00	mm
ΔF_{pf} (L/2)	58.311	MPa
X	15837.03	mm
Perdida por Acuñaamiento (Calculado)	31.13	MPa
Perdida por Acuñaamiento en Anclaje (Supuesto)	31.13	MPa

3.4.3.6.3 Cálculo de la Perdida por Acortamiento Elástico.

Tabla 3.29

Cálculo de la Perdida por Acortamiento Elástico

PERDIDA POR ACORTAMIENTO ELASTICO

N=	3	Unidades
Ep=	195000	MPa
Eci=	28397.18	MPa
n=	6.870	
fcgp=	-1.39	kN/cm ²
fcgp=	-13.9	MPa
Perdida por Acortamiento Elástico	31.83	MPa

Figura 3-11

Grafica de la Variación de la Fuerza de Preesfuerzo Inicial

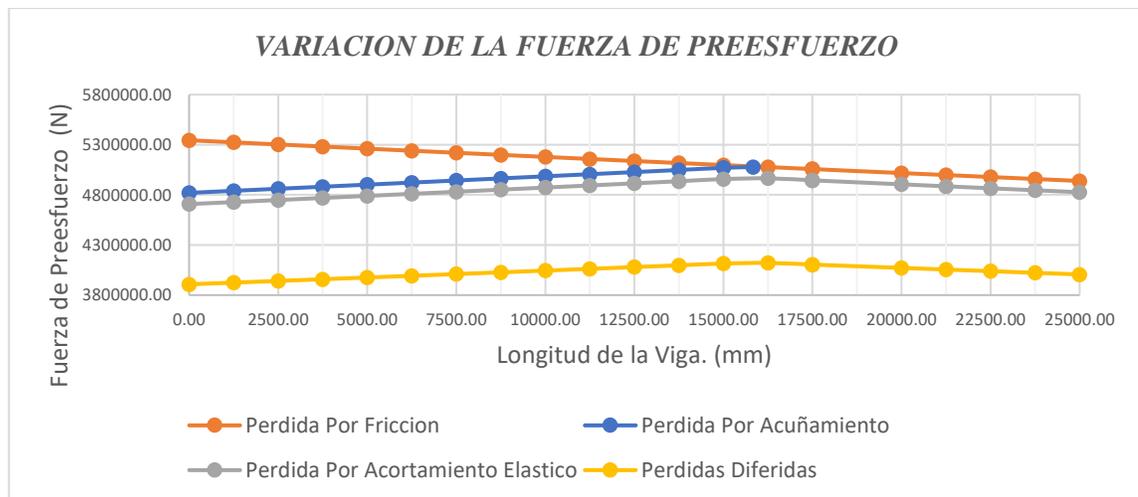


Tabla 3.30

Variación de la Fuerza de Preesfuerzo Inicial y Final

VARIACION DE LA FUERZA DE PREEFUERZO INICIAL Y FINAL.							
L(x) (mm)	ΔF_{pxA} (MPa)	ΔF		Pi (N)	ESFUERZO INICIAL EN EL TENDON (MPa)	Pe (N)	ESFUERZO EFECTIVO EN EL TENDON (MPa)
0.00	147.75	524813.34	4820123.41	4707880.21	1325.42	3907540.57	1100.10
1250.00	136.09	483390.38	4840440.90	4728197.70	1331.14	3924404.09	1104.84
2500.00	124.43	441967.42	4860849.04	4748605.84	1336.88	3941342.85	1109.61
3750.00	112.77	400544.46	4881346.60	4769103.40	1342.65	3958355.82	1114.40
5000.00	101.10	359121.50	4901932.36	4789689.16	1348.45	3975442.01	1119.21
6250.00	89.44	317698.54	4922605.13	4810361.93	1354.27	3992600.40	1124.04

7500.00	77.78	276275.57	4943363.72	4831120.52	1360.11	4009830.03	1128.89
8750.00	66.12	234852.61	4964206.96	4851963.76	1365.98	4027129.92	1133.76
10000.00	54.46	193429.65	4985133.72	4872890.52	1371.87	4044499.13	1138.65
11250.00	42.79	152006.69	5006142.85	4893899.65	1377.79	4061936.71	1143.56
12500.00	31.13	110583.73	5027233.23	4914990.03	1383.72	4079441.72	1148.49
13750.00	19.47	69160.77	5048403.76	4936160.56	1389.68	4097013.26	1153.44
15000.00	7.81	27737.81	5069653.34	4957410.14	1395.67	4114650.42	1158.40
15837.03	0.00	0.00	5077295.75	4965052.55	1397.82	4120993.62	1160.19
15837.03	0.00	0.00	5057277.26	4945034.06	1392.18	4104378.27	1155.51
15837.03	0.00	0.00	5057277.26	4945034.06	1392.18	4104378.27	1155.51
15837.03	0.00	0.00	5017466.81	4905223.61	1380.98	4071335.59	1146.21
15837.03	0.00	0.00	4997672.77	4885429.57	1375.40	4054906.54	1141.58
15837.03	0.00	0.00	4977951.49	4865708.29	1369.85	4038537.88	1136.98
15837.03	0.00	0.00	4958301.97	4846058.77	1364.32	4022228.78	1132.38
15837.03	0.00	0.00	4938723.20	4826480.00	1358.81	4005978.40	1127.81

3.4.3.6.4 Cálculo de la Perdida por Retracción del Hormigón desde el Momento de la Transferencia al Hormigonado de la losa de H°A°.

Tabla 3.31

Perdida por Retracción del Hormigón

Desde la transferencia al colocado de la losa		
a) Retracción del Hormigón		
ebid=	0.00016182	<i>in/in</i>
Ep=	28282.36000	<i>ksi</i>
Kid=	0.8963	<i>adimensional</i>
Eci=	4118.66	<i>ksi</i>
Ep/Eci=	6.87	<i>adimensional</i>
Aps=	35.52	<i>cm²</i>
Ag=	4575.50	<i>cm²</i>
epg=	37.53	<i>cm</i>
Ig=	10628149.95	<i>cm⁴</i>
Ψb(td,ti)	0.4991	<i>adimensional</i>
ΔfpSR=	4.1021	<i>ksi</i>
ΔfpSR=	28.28	<i>MPa</i>

Tabla 3.32

Cálculo de los Coeficientes para la Perdida por Retracción

CALCULO DEL COEFICIENTE DE FLUENCIA DEL HORMIGON DE LA VIGA DESDE EL MOMENTO DE LA TRANSFERENCIA AL HORMIGONADO DEL TABLERO		
td	28	<i>dias</i>
ti	7	<i>dias</i>
Δt	21	
Área	4373.75	<i>cm²</i>
Perímetro	457.11	<i>cm</i>
V/S	9.57	<i>cm</i>
H	70	<i>%</i>
Ks	1	
khc	1	

kf	0.9881
ktd	0.3345
$\Psi_b(td,ti)$	0.4991

3.4.3.6.5 Cálculo de la Perdida por Fluencia del Hormigón desde el Momento de la Transferencia al Hormigonado de la losa de H°A°.

Tabla 3.33

Cálculo de la Perdida por Fluencia del Hormigón

b) Fluencia en el Hormigón		
Ep/Eci=	6.87	adimensional
fcgp=	-13.8	MPa
Ep/Eci=	6.87	adimensional
$\Psi_b(td,ti)$	0.4991	adimensional
Kid=	0.8963	adimensional
Δf_{pCR} =	6.15	ksi
Δf_{pCR} =	42.4	MPa

3.4.3.6.6 Cálculo de la Perdida por la Relajación del Acero de Postensado desde el Momento de Transferencia al Hormigonado de la Losa de H°A°.

Tabla 3.34

Perdida por Relajación del Acero

c) Relajación del Acero		
fpy=	1674.00	MPa
fpt=	1339.20	MPa
kl=	30	
Δf_{pR1} =	1.62	ksi
Δf_{pR1} =	11.17	MPa

3.4.3.6.7 Cálculo de la Perdida por Retracción del Hormigón desde el Momento de la del Hormigonado de la losa de H°A° al final de la Vida Útil de la Estructura.

Tabla 3.35

Perdida por Retracción

d) Retracción del Hormigón		
ebid=	0.000483048	in/in
Ep=	28282.36000	ksi
Kdf=	0.8529	adimensional
Eci=	4118.66	ksi
Ep/Eci=	6.87	adimensional
Aps=	35.52	cm ²
Ag=	9646.73	cm ²
epg=	84.04	cm
Ig=	29174116.89	cm ⁴
$\Psi_b(tf,ti)$	1.49	adimensional
Δf_{pSD} =	11.6521	ksi
Δf_{pSD} =	80.34	MPa

Tabla 3.36*Coeficiente de Fluencia*

CALCULO DEL COEFICIENTE DE FLUENCIA DEL HORMIGON DE LA VIGA DESDE EL MOMENTO DE LA TRANSFERENCIA AL TIEMPO FINAL DE VIDA UTIL		
tf	27375	dias
ti	7	dias
Δt	27368	
Area	4373.75	cm ²
Perimetro	457.11	cm
V/S	9.57	cm
H	70	%
Ks	1	
khc	1	
kf	0.9881	
ktd	0.9985	
$\Psi_b(t_f, t_i)$	1.49	
CALCULO DEL COEFICIENTE DE RETRACCION DEL HORMIGON DESDE EL MOMENTO DE LA TRANSFERENCIA AL TIEMPO FINAL		
Khs=	1.02	
ebid=	0.00048305	

3.4.3.6.8 Cálculo de la Perdida por Retracción del Hormigón desde el Momento de la del Hormigonado de la losa de H°A° al final de la Vida Útil de la Estructura.

Tabla 3.37*Cálculo de la Perdida Por fluencia*

e) Fluencia en el Hormigón		
Ep/Eci=	6.87	adimensional
fcgp=	-13.8	MPa
Δf_{cgp} =	3.39	MPa
Ep/Eci=	6.87	adimensional
$\Psi_b(t_f, t_i)$	1.49	adimensional
$\Psi_b(t_d, t_i)$	0.4991	adimensional
$\Psi_b(t_f, t_d)$	1.2651	adimensional
Kdf=	0.8529	adimensional
Δf_{pCD} =	15.24445496	ksi
Δf_{pCD} =	105.11	MPa

Tabla 3.38*Coeficiente de Fluencia*

CALCULO DEL COEFICIENTE DE FLUENCIA DEL HORMIGON DE LA VIGA DESDE EL MOMENTO DE LA COLOCACION DEL TABLERO AL TIEMPO FINAL		
tf	27375	dias
td	28	dias
Δt	27347	dias
Area	4373.75	cm ²
Perimetro	457.11	cm
V/S	9.57	cm
H	70	%
Ks	1	
khc	1	
kf	0.9881	
ktd	0.9985	
$\Psi_b(tf,td)$	1.2651	
CALCULO DEL COEFICIENTE DE RETRACCION DEL HORMIGON DESDE EL MOMENTO DE LA COLOCACION DEL TABLERO AL TIEMPO FINAL		
Khs=	1.02	
esh=	0.000483048	

3.4.3.6.9 Cálculo de la Perdida por la Relajación del Acero de Postensado desde el Momento del Hormigonado de la Losa de H°A° hasta el final de la Vida Útil.

Tabla 3.39*Perdida Por Relajación del Acero*

f) Relajación del Acero		
fpy=	1674.00	MPa
fpt=	1339.20	MPa
kl=	30	
$\Delta fpR2=$	1.62	ksi
$\Delta fpR2=$	11.17	MPa

3.4.3.6.10 Ganancia debido a la Retracción de la Losa de H°A°.

Tabla 3.40*Ganancia debido a la Retracción de la Losa*

g) Ganancia debido a la retracción de la Losa		
Ep=	28282.36000	Ksi
Ec(losa)=	3480.91	Ksi
Ad=	930.00	in ²
ed=	25.97	in
epc=	33.09	in

Ac	1495.25	in^2
Ic=	700910.96	in^4
$\Psi_d(t_f, t_d)$	1.3825	
eddf=	0.000527873	
Δf_{cdf} =	-0.483941001	ksi
$\Psi_b(t_f, t_d)$	1.2651	
Δf_{pSS} =	-6.32	ksi
Δf_{pSS} =	-43.57	MPa

Tabla 3.41

Coefficiente de Fluencia del Hormigón

CALCULO DEL COEFICIENTE DE FLUENCIA DEL HORMIGON DEL TABLERO DESDE EL MOMENTO DE LA COLOCACION AL TIEMPO FINAL

tf	27375	dias
td	28	dias
Δt	27347	dias
Area	6000.00	cm^2
Perimetro	640	cm
V/S	9.38	cm
H	70	%
Ks	1	
khc	1	
kf	1.0799	
ktd	0.9984	
$\Psi_d(t_f, t_d)$	1.3825	

CALCULO DEL COEFICIENTE DE RETRACCION DEL HORMIGON DESDE EL MOMENTO DE LA COLOCACION DEL TABLERO AL TIEMPO FINAL

Khs=	1.02
eddf=	0.000527873

Tabla 3.42

Detalle de las Perdidas Dependientes del Tiempo

DETALLE DE LAS PERDIDAS INMEDIATAS			
Antes del	Perdida por Fricción	58.31	MPa
Hormigonado de la	Perdida por Acuñaamiento	31.13	MPa
losa	Perdida por Acortamiento Elástico	31.6	MPa
DETALLE DE LAS PERDIDAS DEPENDIENTES DEL TIEMPO			
Antes del	Perdida por Retracción del Hormigón	28.28	MPa
Hormigonado de la	Perdida por Fluencia del Hormigón	42.4	MPa
losa	Perdida por Relajación del Acero	11.17	MPa
Después del	Perdida por Retracción del Hormigón	80.34	MPa
Hormigonado de la	Perdida por fluencia del Hormigón	105.11	MPa
losa hasta el final de la	Perdida por Relajación del Acero	11.17	MPa
Vida útil	Ganancia debido a la retracción de la Losa	-43.57	MPa
Sumatoria de las Perdidas Diferidas		234.9	MPa

3.4.3.7 Verificación por Flexión en el Estado de Resistencia I.

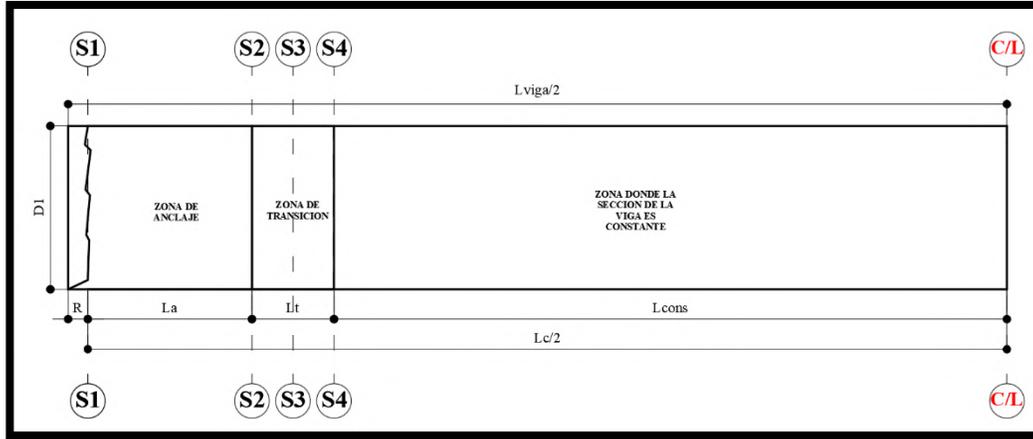
Tabla 3.43

Verificación al Momento Ultimo

VERIFICACION A FLEXIÒN		
fps/fpu=	0.62	
fpu (MPa)=	1860.00	MPa
fpy(MPA)=	1674.00	MPa
dp=	1353.00	mm
Aps=	3552.00	mm ²
K=	0.2	
fps(calculado)	1832.25	MPa
fc=	35	MPa
β=	0.85	
C=	100.93	mm
a=	85.79	mm
Ancho Losa=	3000	mm
Relación modular=	0.85	
Ancho Homogeneizado=	2550.00	mm
Mn=	8526362475.96	N · mm
Mn=	8526.36	kN · m
1,33*Mu=	8960.260	kN · m
Momento por Agrietamiento		
γ1=	1.20	
γ2=	1.10	
γ3=	1.00	
fr=	3.73	
fcpe=	1.79	kN/cm ²
fcpe=	17.9	MPa
Sc=	268292412.1	mm ³
Snc=	136661308.4	mm ³
Mdnc=	2193750000	N · mm
Mcr=	4370551584	N · mm
Mcr=	4370.55	kN · m

3.4.3.8 Diseño por Cortante.

Se analizo los cortantes que se producen en las siguientes secciones S1, S2, S3 y S4.



3.4.3.8.1 Verificación para Determinar la Consideración a Torsión.

Tabla 3.44

Verificación a Torsión

VERIFICACION A TORSION EN LA SECCION DE CORTE MAXIMO		
X=	175.00	cm
T=	4736360.959	N
F _{pc} =	4.91	MPa
A _{cp} =	964673	mm ²
p _c =	8771.1	mm
f _c =	35	MPa
T _{cr} =	386830254.7	N · mm
T _{cr} =	386.83	KN · m
T _u =	63.72596	KN · m
Ø=	0.9	adimensional

Análisis=

No Considerar la Torsión en el Corte

3.4.3.8.2 Verificación de la contribución a Cortante del Hormigón y la Armadura mínima de refuerzo para resistir el Cortante, en las secciones establecidas.

Tabla 3.45

Verificación a Corte en Sección S1-S2

DISEÑO DE ARMADURA A CORTANTE		
Sección S1-S2		
X=	115.20	cm
X=	1.15	m
bw=	65.00	cm
h=	160.00	cm
Cp=	62.04	cm
de=	97.96	cm
dv=	115.20	cm
Mu=	1157.66	kN · m
Vu=	1008.28862	kN
Vp=	0	kN
fci=	35	MPa
CORTANTE PROPORCIONADO POR EL HORMIGON		
Vc=	1764.03	kN
fpo=	1302	MPa
Aps=	3262.31	mm ²
Ep=	195000	MPa
As=	452	mm ²
Es=	195000	MPa
γ=	1	
es=	0	
Θ=	29	Grados
β=	4.8	
Ø=	0.9	
$V_u > 0,5 * \emptyset * (V_c + V_p)$		
1008.28862	>	909.73908
CORTANTE PROPORCIONADO POR LA ARMADURA MINIMA		
S=	300	mm
fy=	420	MPa
Av(minima)=	259.64	mm ²
Av(adoptado)=	452.4	mm ²
S(adoptada)=	300	mm
bv=	650.00	mm
ζ=	2	
Øvaina=	70	mm
γducto	0.98	
Vs=	1287.52	kN
Vn1=	3309.1624	kN
Vn2=	6809.6124	kN
Vn=	3309.1624	kN

Tabla 3.46

Verificación a Corte en Sección S4

DISEÑO DE ARMADURA A CORTANTE		
Sección S4		
X=	175.00	cm
X=	1.75	m
bw=	18.00	cm
h=	160.00	cm
Cp=	58.20	cm
de=	101.80	cm
dv=	115.20	cm
Mu=	1741.70	kN · m
Vu=	961.7197	kN
Vp=	0	kN
fci=	35	MPa
CORTANTE PROPORCIONADO POR EL HORMIGON		
Vc=	488.75	kN
fpo=	1302	MPa
Aps=	3262.31	mm ²
Ep=	195000	MPa
As=	452	mm ²
Es=	195000	MPa
γ=	1	
es=	0	
Θ=	29	Grados
β=	4.8	
Ø=	0.9	
$V_u > 0,5 * \emptyset * (V_c + V_p)$		
961.7197	>	329.976
CORTANTE PROPORCIONADO POR LA ARMADURA MINIMA		
S=	300	mm
fy=	420	MPa
Av(minima)=	71.94	mm ²
Av(adoptado)=	226.2	mm ²
S(adoptada)=	200	mm
bv=	180.00	mm
ζ=	2	
Øvaina=	70	mm
γducto	0.7	
Vs=	690.02	kN
Vn1=	1423.3	kN
Vn2=	2058.93	kN
Vn=	1423.3	kN

3.4.3.9 Diseño Zona de Anclaje y de Transición.

Las dimensiones de las zonas de Anclaje y Transición fueron realizadas en base a recomendaciones constructivas de la Normativa AASHTO LRFD 2024 y del Fabricante de los anclajes.

- La zona de anclaje tiene una longitud igual a la altura de la Viga Preesforzada.
- La zona de transición tiene una Longitud de H/4 donde H representa la Altura de la Viga Preesforzada.
- El armado de la Zona de Anclaje se lo realizo en base a las recomendaciones del Fabricante de los Anclajes, la misma se puede visualizar en los Planos.

3.4.3.10 Verificación en la zona de Interfaz entre la Viga de H°P° y la Losa de H°A°.

Por un tema constructivo se prolonga la armadura que se coloca por cortante en las vigas Preesforzadas para que se una con la Losa de Hormigón Armado, luego se verifica que la armadura que se prolonga resista la fuerza máxima que se produce en la interfaz.

$$A_{v_{adoptada}} = 226.20 \text{ mm}^2 = 0.35 \text{ in}^2$$

$$S_{adoptada} = 200.00 \text{ mm} = 7.87 \text{ in}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa} = 60 \text{ ksi}$$

$$V_{ni} = cA_{cv} + \mu(A_{vf}f_y + P_c)$$

$$A_{cv} = 12 \text{ in} \times bw = 12 \text{ in} \times 25.6 \text{ in} = 307.20 \text{ in}^2$$

$$A_{vf} = \frac{226.20 \text{ mm}^2}{200.00 \text{ mm}} = 1.1231 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 0.044 \frac{\text{in}^2}{\text{in}}$$

$$V_{ni} = 0.28 \frac{\text{klb}^2}{\text{in}^2} \times 307.20 \text{ in}^2 + 1.00 \left(0.044 \frac{\text{in}^2}{\text{in}} \times 60 \text{ ksi} \right)$$

$$V_{ni} = 88.65 \frac{\text{klb}}{\text{in}} = 1551.67 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\phi V_{ni} = 0.75 \times 1551.67 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 1163.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{ui} = \frac{961.72 \text{ kN}}{1.02 \text{ m}} = 942.86 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

3.4.3.11 Verificación de las Flechas.

La flecha producida por las cargas de servicio se obtuvo del Modelo de Elementos finitos, mientras que la contraflecha se calculó de manera manual considerando la etapa de transferencia y la fuerza de preesfuerzo en los anclajes y centro Luz.

$$\Delta_{permisible} = \frac{L}{1000} = \frac{25000 \text{ mm}}{1000} = 25 \text{ mm}$$

$$\Delta_{Contraflecha} = \frac{L^2}{8E_{ci}I} \left(M_e + \frac{5}{6} M_c \right)$$

$$\Delta_{servicio} = 39.58 \text{ mm}$$

$$L = 2500 \text{ cm}$$

$$E_{ci} = 2839.72 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$I = 10628149.95 \text{ cm}^4$$

$$M_e = P \times e_{x=0} = 4820 \text{ KN} \times (70.00 \text{ cm} - 62.23 \text{ cm}) = 37451.40 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{L/2} = P \times e_{x=L/2} = 5027 \text{ KN} \times (62.23 \text{ cm} - 24.70 \text{ cm}) = 188663.31 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{Contraflecha} &= \frac{2500^2}{8 \times 2839.72 \times 10628149.95} \left(37451.40 + \frac{5}{6} \times 188663.31 \right) \\ &= 5.04 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\Delta_{Contraflecha} = 50.40 \text{ mm}$$

$$\Delta_{Viga} = 50.40 \text{ mm} - 39.58 \text{ mm} = \mathbf{10.82 \text{ mm}}$$

La diferencia entre la contraflecha producida por la fuerza de Preesfuerzo y la flecha producida para las cargas en servicio es de 10.82 mm que es menor a la flecha relativa de 25 mm.

3.4.3.12 Verificación del Comportamiento de las Armaduras Activas.

Se analizó el comportamiento del acero de Preesfuerzo de las Vigas Postensadas para tres etapas que toman en cuenta la metodología constructiva empleada. Las etapas son las siguientes:

Etapa I.- En esta etapa es donde se produce la introducción de la fuerza de Preesfuerzo manteniendo unidos a los segmentos que conforman las vigas, en esta etapa solo actúa el Peso Propio de la viga y la fuerza de Preesfuerzo inicial.

Etapa II.- En esta etapa se hace referencia al momento del hormigonado del Tablero, en esta etapa actúa el Peso Propio de la Viga, la Losa del Tablero y Vigas Diafragmas, también se considera una carga viva correspondiente a los trabajadores encargados de realizar el Hormigonado de la Losa del Tablero (135 kg/m), en esta situación no se considera una sección monolítica entre la Viga y el Tablero de Hormigón Armado.

Etapa III.- Situación donde se considera que la Viga Preesforzada con el Tablero de Hormigón Armado trabajan como una sección monolítica, se considera el Peso Propio de los componentes estructurales y no estructurales, también la carga viva perteneciente a la carga de carril, Camión HL-93 y carga Peatonal.

Para cada etapa se ha determinado las propiedades de la sección de la viga, magnitud de la fuerza de preesfuerzo y las solicitaciones correspondientes, esto nos ayudó a determinar los esfuerzos que se producen en las fibra superior e inferior de la sección de la Viga, de esta manera se pudo obtener la distribución de esfuerzos en una sección de la viga para cada etapa.

Generalmente la Etapa I y III son las que rigen el diseño de una Viga Preesforzada.

El siguiente ejemplo del análisis del Comportamiento del Acero de Preesfuerzo corresponde al modelo de 4 vigas separados 3.00 metros para una Longitud de 25 metros.

ETAPA I.

Tabla 3.47

Análisis de las Fibras para una Etapa I

ANÁLISIS DE LA FUERZA DE PREESFUERZO Y LOS ESFUERZOS EN LAS FIBRAS DE LA VIGA EN LA ETAPA I							
L (m)	M (kN · m)	Pi (kN)	Pix (kN)	Piy (kN)	e (cm)	f sup (MPa)	f inf (MPa)
0.00	0.00	4707.88	4695.56	340.33	-7.77	-12.93	-8.13
1.25	183.77	4728.20	4718.17	307.78	0.84	-11.37	-9.47
2.50	348.19	4748.61	4740.65	274.88	8.54	-9.95	-10.69
3.75	493.27	4769.10	4762.97	241.65	15.33	-8.68	-11.80
5.00	619.00	4789.69	4785.17	208.10	21.22	-7.56	-12.78
6.25	725.39	4810.36	4807.20	174.21	26.20	-6.60	-13.63
7.50	812.44	4831.12	4829.09	140.01	30.28	-5.80	-14.36
8.75	880.14	4851.96	4850.81	105.48	33.45	-5.17	-14.95
10.00	928.50	4872.89	4872.38	70.63	35.72	-4.71	-15.40
11.25	957.52	4893.90	4893.77	35.47	37.08	-4.42	-15.71
12.50	967.19	4914.99	4914.99	0.00	37.53	-4.32	-15.88
13.75	957.52	4936.16	4936.03	35.78	37.08	-4.40	-15.90
15.00	928.50	4957.41	4956.89	71.86	35.72	-4.67	-15.76
16.25	880.14	4965.05	4963.88	107.93	33.45	-5.14	-15.42
17.50	812.44	4945.03	4942.95	143.31	30.28	-5.80	-14.81
18.75	725.39	4945.03	4942.95	143.31	26.20	-6.64	-14.14
20.00	619.00	4905.22	4900.59	213.12	21.22	-7.63	-13.18
21.25	493.27	4885.43	4879.15	247.55	15.33	-8.80	-12.16
22.50	348.19	4865.71	4857.55	281.66	8.54	-10.13	-11.01
23.75	183.77	4846.06	4835.78	315.45	0.84	-11.62	-9.73
25.00	0.00	4826.48	4813.85	348.91	-7.77	-13.26	-8.33

Figura 3-12

Variación de las Fibras Estado I

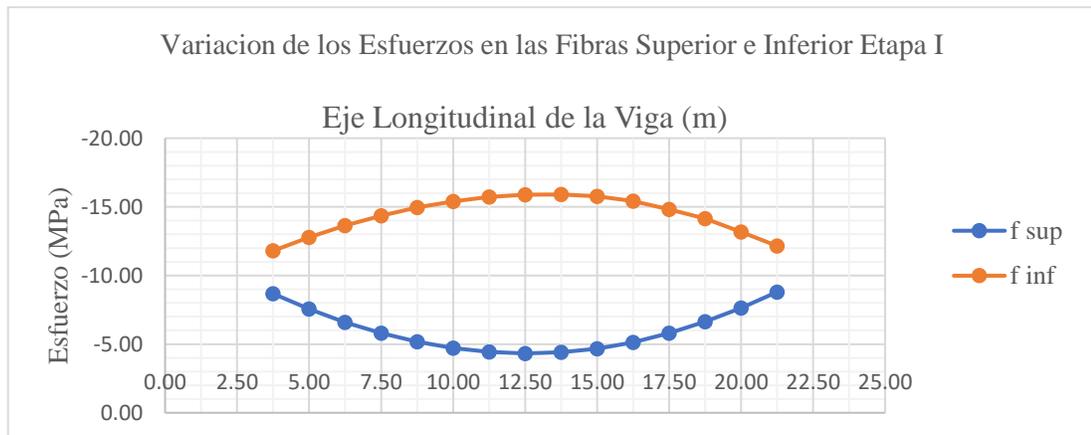
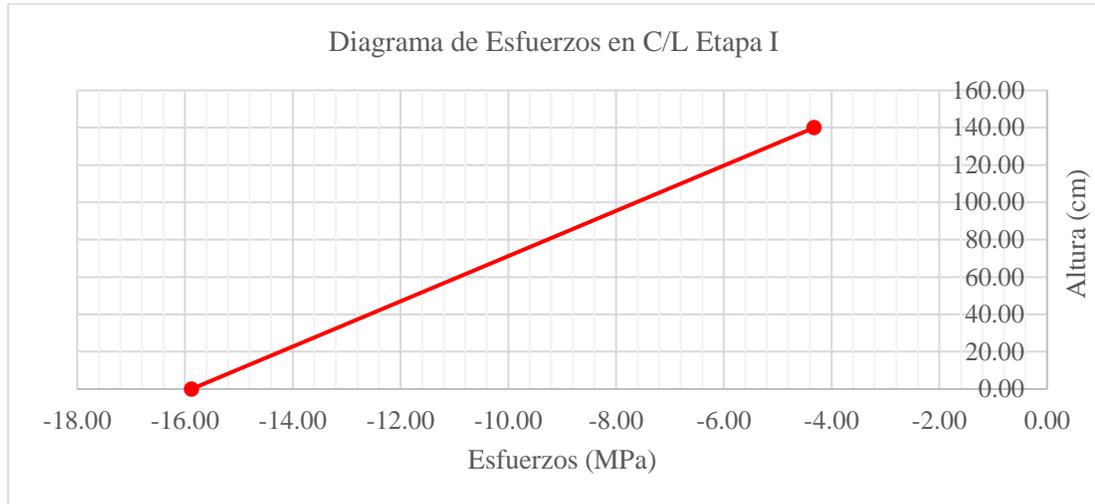


Figura 3-13

Diagrama de Esfuerzos en la Sección C/L Etapa I



ETAPA II.

Tabla 3.48

Análisis de las Fibras para una Etapa II

ANÁLISIS DE LA FUERZA DE PREESFUERZO Y LOS ESFUERZOS EN LAS FIBRAS DE LA VIGA EN LA ETAPA II

L (m)	M (kN · m)	Pi (kN)	Pix (kN)	Piy (kN)	e (cm)	f sup (MPa)	f inf (MPa)
0.00	0.00	4417.15	4405.59	319.32	-7.77	-12.13	-7.62
1.25	475.79	4437.47	4428.06	288.85	0.84	-12.89	-7.11
2.50	901.49	4457.88	4450.40	258.05	8.54	-13.54	-6.67
3.75	1277.11	4478.37	4472.62	226.92	15.33	-14.10	-6.31
5.00	1602.65	4498.96	4494.71	195.47	21.22	-14.57	-6.02
6.25	1878.11	4519.63	4516.66	163.68	26.20	-14.96	-5.80
7.50	2103.48	4540.39	4538.48	131.58	30.28	-15.26	-5.65
8.75	2278.77	4561.23	4560.15	99.16	33.45	-15.48	-5.56
10.00	2403.98	4582.16	4581.68	66.42	35.72	-15.63	-5.52
11.25	2479.10	4603.17	4603.05	33.36	37.08	-15.71	-5.54
12.50	2504.14	4624.26	4624.26	0.00	37.53	-15.73	-5.61
13.75	2479.10	4645.43	4645.31	33.67	37.08	-15.69	-5.72
15.00	2403.98	4666.68	4666.19	67.64	35.72	-15.59	-5.88
16.25	2278.77	4674.32	4673.21	101.61	33.45	-15.45	-6.02
17.50	2103.48	4654.30	4652.34	134.88	30.28	-15.25	-6.10
18.75	1878.11	4654.30	4652.34	134.88	26.20	-14.99	-6.31
20.00	1602.65	4614.49	4610.13	200.49	21.22	-14.65	-6.42
21.25	1277.11	4594.70	4588.80	232.82	15.33	-14.23	-6.67
22.50	901.49	4574.98	4567.31	264.83	8.54	-13.73	-6.99
23.75	475.79	4555.33	4545.67	296.52	0.84	-13.14	-7.37
25.00	0.00	4535.75	4523.88	327.89	-7.77	-12.46	-7.83

Variación de las Fibras Estado II

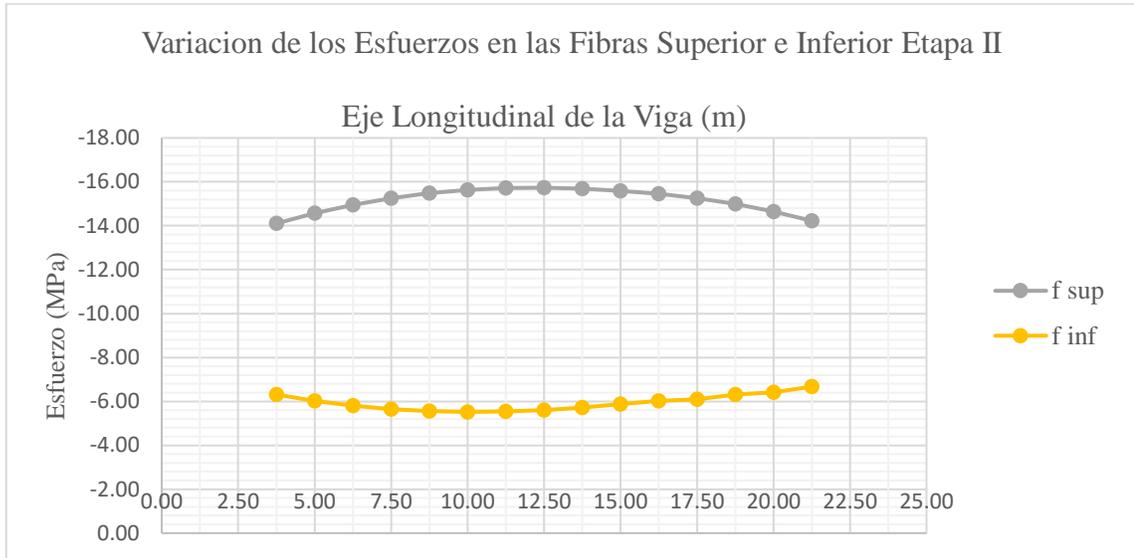
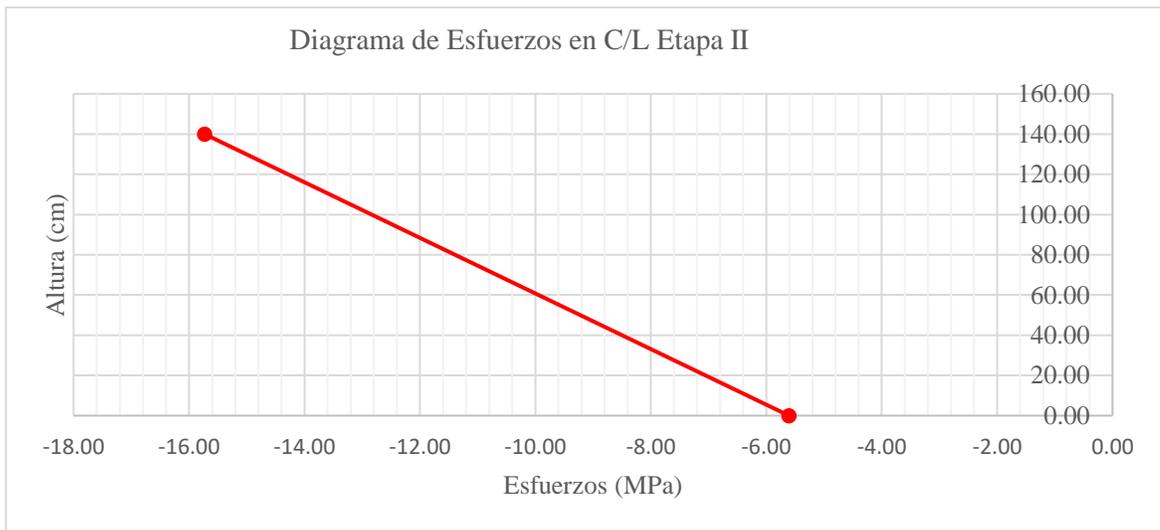


Figura 3-15

Diagrama de Esfuerzos en la Sección C/L Etapa II



ETAPA III.

Tabla 3.49

Análisis de las Fibras para una Etapa III

ANÁLISIS DE LA FUERZA DE PREESFUERZO Y LOS ESFUERZOS EN LAS FIBRAS DE LA VIGA EN LA ETAPA III

L (m)	M (kN · m)	Pe (kN)	Pex (kN)	Pey (kN)	e (cm)	f sup (MPa)	f inf (MPa)
0.00	-20.96	3907.54	3897.32	282.48	38.74	-1.35	-9.75
1.25	851.00	3924.40	3916.08	255.45	47.35	-2.30	-7.80
2.50	1654.56	3941.34	3934.73	228.15	55.05	-3.18	-5.99
3.75	2310.03	3958.36	3953.27	200.57	61.84	-3.86	-4.60
5.00	2900.65	3975.44	3971.69	172.72	67.73	-4.49	-3.33
6.25	3409.46	3992.60	3989.98	144.60	72.71	-5.03	-2.24
7.50	3830.28	4009.83	4008.15	116.20	76.79	-5.48	-1.35
8.75	4161.45	4027.13	4026.18	87.55	79.96	-5.83	-0.66
10.00	4376.85	4044.50	4044.07	58.62	82.23	-6.04	-0.27
11.25	4504.16	4061.94	4061.83	29.44	83.59	-6.16	-0.08
12.50	4544.63	4079.44	4079.44	0.00	84.04	-6.19	-0.07
13.75	4511.16	4097.01	4096.91	29.69	83.59	-6.16	-0.20
15.00	4396.38	4114.65	4114.22	59.64	82.23	-6.05	-0.49
16.25	4190.63	4120.99	4120.02	89.59	79.96	-5.85	-0.93
17.50	3865.26	4104.38	4102.65	118.94	76.79	-5.51	-1.59
18.75	3453.24	4104.38	4102.65	118.94	72.71	-5.08	-2.50
20.00	2946.66	4071.34	4067.49	176.89	67.73	-4.55	-3.50
21.25	2345.90	4054.91	4049.70	205.47	61.84	-3.92	-4.79
22.50	1652.91	4038.54	4031.77	233.78	55.05	-3.18	-6.29
23.75	870.22	4022.23	4013.70	261.82	47.35	-2.35	-8.00
25.00	1.95	4005.98	3995.50	289.59	38.74	-1.43	-9.90

Figura 3-16

Variación de las Fibras Estado III

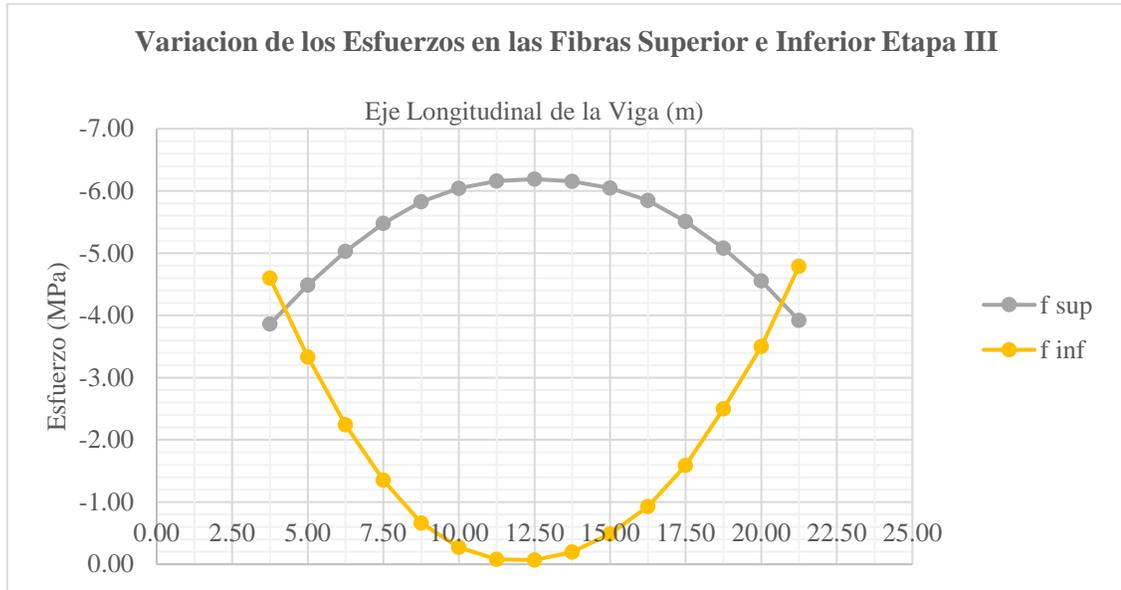
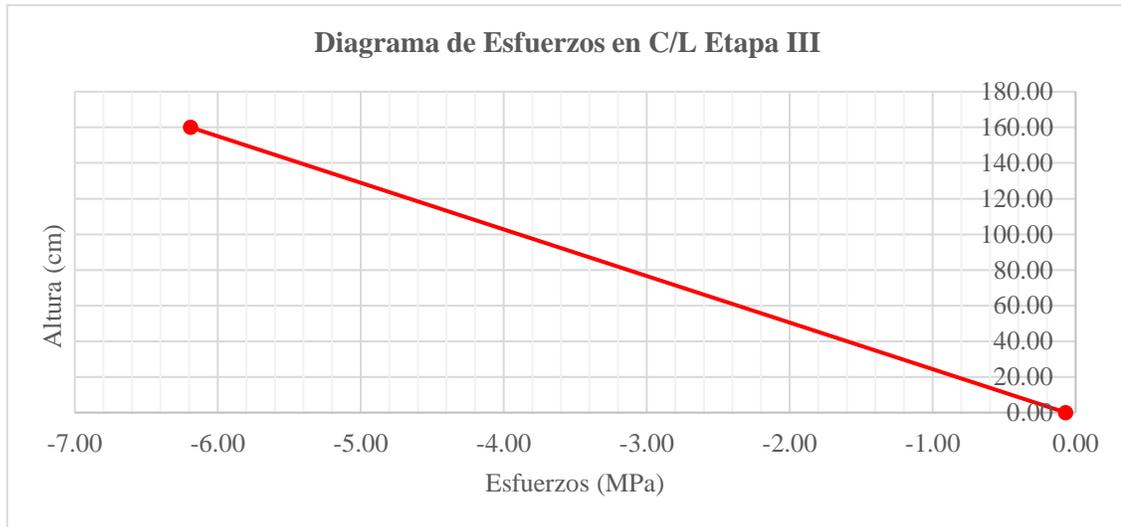


Figura 3-17

Diagrama de Esfuerzos en la Sección C/L Etapa III



3.4.3.13 Verificación de las llaves de Corte.

La verificación de las llaves de corte se las realizo tanto para un Estado Limite de resistencia como para un Estado Limite de servicio para la ubicación crítica del cortante.

Para un estado Limite de resistencia se consideró que el contracortante es nulo debido a que la viga se encuentra ya descomprimida por lo tanto la llave de corte tiene que resistir solo los cortantes mayorados provocados por las cargas para un Estado Limite de Resistencia. Mientras que para un estado de servicio se determinó el contracortante producido por la fuerza de Preesfuerzo ya que la viga se encuentra precomprimida, luego se determinó el máximo cortante que se produce en dirección del contracortante, ya que la llave de corte tiene que resistir el contracortante y el máximo cortante producido por las cargas en sentido de dirección del cortante.

$$V_n = A_K \times \sqrt{f'c} \times (1.20 + 0,017 \times f_{pc}) + 0,6 \times A_{sm} \times f_{pc}$$

Donde:

V_n = Resistencia Nominal de la Llave de Corte (*lbf*).

A_K = Área total de la Base de las Llaves de corte (in^2).

$f'c$ = Resistencia a compresión del Hormigón a los 28 días (*psi*).

f_{pc} = Esfuerzo de compresión efectivo en el centroide de la sección debido al Postensado (*psi*).

A_{sm} = Área de contacto entre superficies lisas en el plano de falla (in^2).

$$A_K = (0.54 \text{ m} \times 0.18 \text{ m}) = 0.097 \text{ m}^2 = 150.35 \text{ in}^2$$

$$A_{sm} = (0.18 \text{ m} \times (1.40 \text{ m} - 0.54 \text{ m})) = 0.1548 \text{ m}^2 = 239.94 \text{ in}^2$$

$$f'c = 35 \text{ MPa} = 5076.33 \text{ psi}$$

$$f_{pc} = \frac{3953.27 \text{ kN}}{9646.73 \text{ cm}^2} = \frac{889874.95 \text{ lbf}}{1495 \text{ in}^2} = 595.13 \text{ psi}$$

$$V_n = 150.35 \times \sqrt{5076.33} \times (1.20 + 0,017 \times 595.13) + 0,6 \times 239.94 \times 595.13$$

$$V_n = 206909.42 \text{ lbf} = 920.39 \text{ kN}$$

El valor de V_n representa la máxima resistencia nominal de la llave de corte con una geometría representada por A_K y A_{sm} que está sometida a un esfuerzo de compresión f_{pc} , el valor con el que se calcula la fuerza de compresión es la fuerza de preesfuerzo efectiva horizontal en la ubicación de la llave de corte.

- Cortante ultimo a 3.75 metros para un Estado de Resistencia I.

$$V_u = 807.67 \text{ kN}$$

- Cortante ultimo a 3.75 metros para un Estado de Servicio III.

$$V_u = 200.57 \text{ kN} + 545.51 \text{ kN} = 746.08 \text{ kN}$$

Como se puede observar se analizó la llave de corte ubicada a 3.75 metros, se determinó su máxima resistencia nominal, la cual es mayor a los cortante provocados por las cargas y el contracortante.

3.4.4 Análisis y Diseño de la Losa de Hormigón Armado.

Para realizar el análisis y diseño de la Losa de H°A° se utilizará el modelo de elementos finitos realizado en el software CSI BRIDGE, en el cual se pueden observar la variación de momentos a lo largo del eje X y del eje Y, para las distintas combinaciones de carga para el Estado Limite de Resistencia. (Ver Anexo A)

Figura 3-18

Variación de Momentos Positivos a lo largo del eje Y-Y en Resistencia I (kN-m)

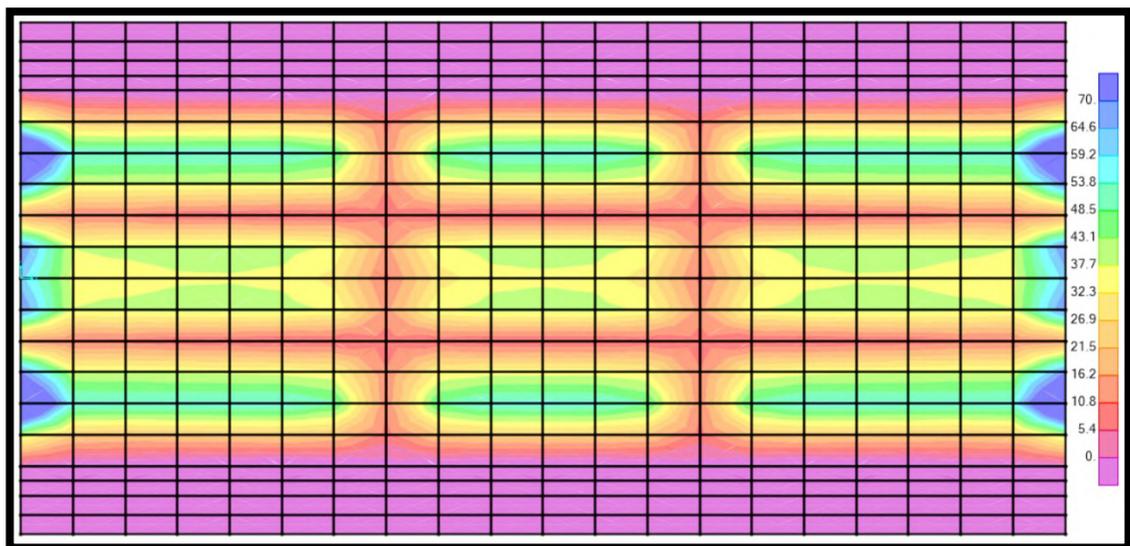
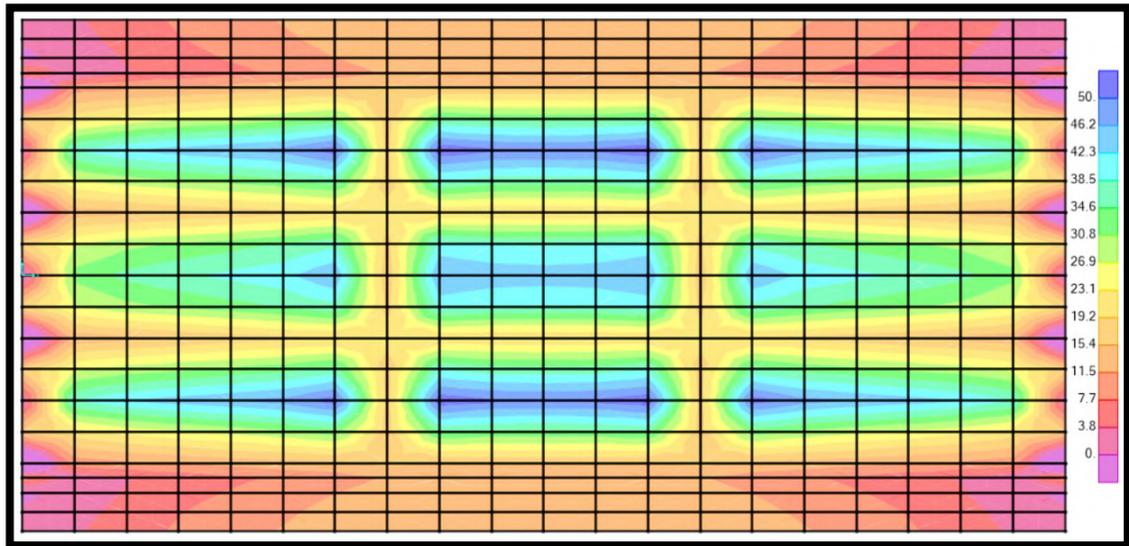


Figura 3-19

Variación de Momentos a lo largo del eje X-X en Resistencia I (kN·m).



El acero de refuerzo se determinó con la teoría clásica de elementos de Hormigón Armado utilizando el método de rotura mediante las siguientes dos ecuaciones:

$$M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi * 0.85 * f_c * b * d^2}} \right]$$

$$A_{s+} = \frac{0.85 * f_c * a * b}{f_y}$$

Se tiene que considerar que tienen que existir cuatro capas de armaduras en la losa del tablero, las cuales son las siguientes:

- Refuerzo para Momento Positivo (A_{s+}).
- Armadura de distribución ($A_{s_{distr}}$).
- Refuerzo para Momento Negativo (A_{s-}).
- Armadura por Retracción y Temperatura ($A_{s_{temper}}$).

Cada una de estas cuatro armaduras tienen que ser como mínimo iguales a la armadura mínima $A_{s_{min}}$ que tiene que llevar una losa.

3.4.4.1 Refuerzo para Momento Positivo (A_{s+}).

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi * 0.85 * f_c * b * d^2}} \right]$$

$$A_{s+} = \frac{0.85 * f_c * a * b}{f_y}$$

$$a = 169 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 55.71 * 10^6 * N \text{ mm}}{0.9 * 0.85 * 25 \text{ MPa} * 1000 \text{ mm} * 169 \text{ mm}^2}} \right] = 18.22 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{0.85 * 25 \text{ MPa} * 18.22 \text{ mm} * 1000 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} = 921.84 \text{ mm}^2$$

Usando barras de 12 mm de diámetro con un área de 113.10 mm^2 :

$$N_{barras} = \frac{A_{s+}}{A_{barra}} = \frac{921.84 \text{ mm}^2}{113.10 \text{ mm}^2} = 9 \text{ barras}$$

Armadura para Momento Positivo será de ϕ 12 mm c/10 cm.

3.4.4.2 Armadura de Distribución ($A_{s \text{ distr.}}$).

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi * 0.85 * f_c * b * d^2}} \right]$$

$$A_{s+} = \frac{0.85 * f_c * a * b}{f_y}$$

$$a = 169 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 50.71 * 10^6 * N \text{ mm}}{0.9 * 0.85 * 25 \text{ MPa} * 1000 \text{ mm} * 169 \text{ mm}^2}} \right] = 16.49 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{0.85 * 25 \text{ MPa} * 16.49 \text{ mm} * 1000 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} = 832.79 \text{ mm}^2$$

Usando barras de 12 mm de diámetro con un área de 113.10 mm^2 :

$$N_{barras} = \frac{A_{s+}}{A_{barra}} = \frac{832.79 \text{ mm}^2}{113.10 \text{ mm}^2} = 88 \text{ barras}$$

Armadura de distribución será de $\emptyset 12 \text{ mm c}/12.5 \text{ cm}$.

3.4.4.3 Refuerzo para Momento Negativo (A_{s-}).

Realizando un análisis Refinado por medio del Método de los Elementos Finitos (Anexo A) se puede concluir que para el Estado Limite de Resistencia I la Losa del Tablero solo está siendo afectada por Momentos Positivos, por lo tanto, no sería necesario colocar Armadura de Refuerzo Negativo, sin embargo, se colocara la armadura mínima correspondiente y se comprobara si la misma es suficiente para absorber los momentos negativos que podrían llegar a existir bajo otras combinaciones de cargas.

3.4.4.4 Armadura por Retracción y Temperatura ($A_{s_{temper.}}$).

$$b = 1000 \text{ mm} = 39,37 \text{ in}$$

$$h = 200 \text{ mm} = 7,87 \text{ in}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa} = 72,52 \text{ Ksi}$$

$$A_{s_{temper.}} = \frac{1.30 * b * h}{2(b + h) * f_y}$$

$$A_{s_{temper.}} = \frac{1.30 * 39,37 \text{ in} * 7,87 \text{ in}}{2(39,37 \text{ in} + 7,87 \text{ in}) * 72,52 \text{ Ksi}} = 0.06 \text{ in}^2/\text{ft}$$

$$A_{s_{temper.}} = 0.07 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}}$$

$$0.11 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} < A_{s_{temper.}} < 0.60 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}}$$

$$A_{s_{temper.}} = 0.11 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} = 232.84 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Usando barras de 10 mm de diámetro con un área de 78.50 mm^2 :

$$N_{barras} = \frac{A_{s+}}{A_{barra}} = \frac{232.84 \text{ mm}^2}{78,50 \text{ mm}^2} = 3.00$$

$A_{s_{temper.}}$ será de $\emptyset 10 \text{ mm c}/30 \text{ cm}$.

3.4.5 Análisis y Diseño de los Diafragmas.

El análisis, cálculo de la Viga Diafragma se lo realizo mediante el Método de los Elementos Finitos, la Superestructura fue modelada y calculada con ese Método, como se puede observar en el Anexo A, el resultado de ese análisis es que se puede observar que para un Estado de Resistencia Ultimo la sección de la Viga diafragma se encuentra sometida a Tracción compuesta, en donde toda la sección se encuentra traccionada.

Para determinar la fuerza a tracción ultima en el estado de resistencia I, se realizó una discretización en el diafragma donde se dividió el mismo en cuatro elementos verticales, lo cual nos dan cinco nudos, entonces podemos conocer los esfuerzos de tracción o compresión que se podrían llegar a presentar en la sección transversal del diafragma, se determinó el esfuerzo promedio en cada área discretizada del diafragma y con este se determinó la fuerza de tracción ultima en el elemento.

Figura 3-20

Vista de los esfuerzos en el eje Y-Y del Diafragma más Solicitado (MPa).

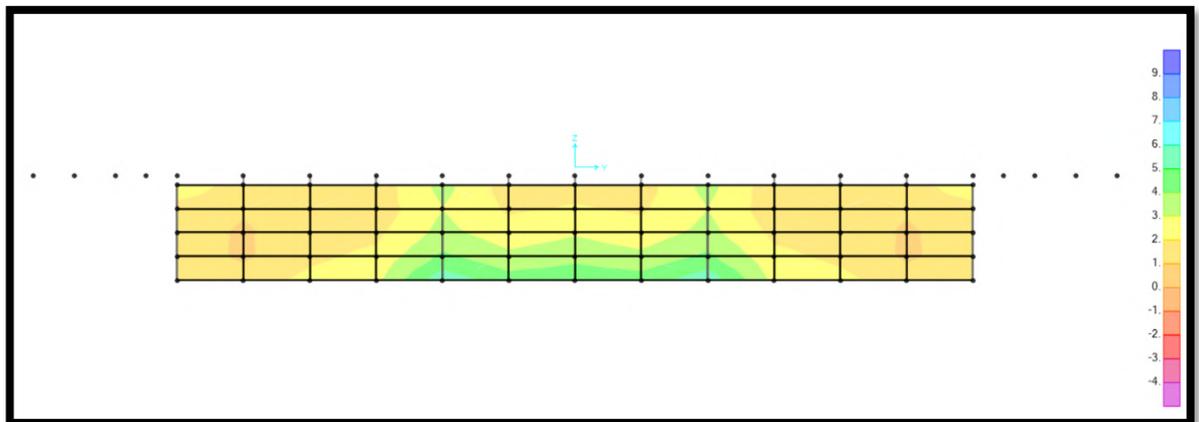


Figura 3-21

Detalle de la discretización y de los esfuerzos Producidos en los Diafragmas

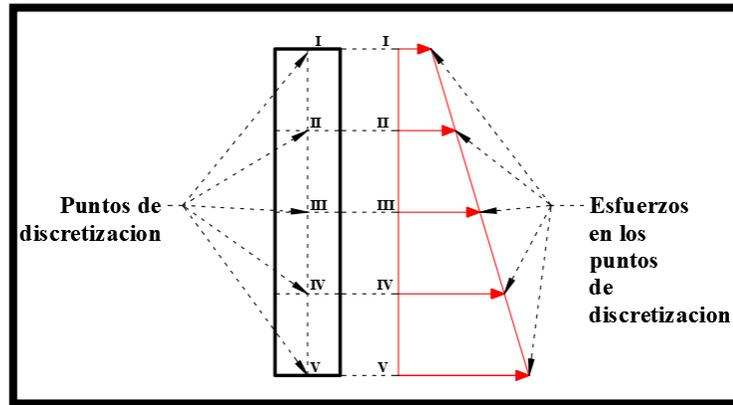


Tabla 3.50

Esfuerzos en los Puntos Discretizados

Punto	Esfuerzo (MPa)
I	1.55
II	2.10
III	2.86
IV	3.70
V	4.68

La fuerza a Tracción resultante se determina de la siguiente manera:

$$P = (A_I \times \sigma_{I-II}) + (A_{II} \times \sigma_{II-III}) + (A_{III} \times \sigma_{III-IV}) + (A_{IV} \times \sigma_{IV-V})$$

$$A_I = A_{II} = A_{III} = A_{IV}$$

Donde:

P = Fuerza de Tracción Resultante.

$A_I = A_{II} = A_{III} = A_{IV}$ = Área Transversal entre los puntos discretizados.

σ_{I-II} = Esfuerzos en los Puntos Discretizados.

$$A = b \times h$$

$$A = 200 \text{ mm} \times 262.5 \text{ mm} = 5250 \text{ mm}^2$$

$$P = 5250 \text{ mm}^2 \left[\left(\frac{1.55 \text{ MPa} + 2.10 \text{ MPa}}{2} \right) + \left(\frac{2.10 \text{ MPa} + 2.86 \text{ MPa}}{2} \right) + \left(\frac{2.86 \text{ MPa} + 3.70 \text{ MPa}}{2} \right) + \left(\frac{3.70 \text{ MPa} + 4.68 \text{ MPa}}{2} \right) \right]$$

$$P = 618450 \text{ N}$$

$$P = \phi \times f_y \times A_s$$

$$A_s = \frac{P}{\phi \times f_y}$$

$$A_s = \frac{618450 \text{ N}}{0.9 \times 420 \text{ MPa}} = 1636.11 \text{ mm}^2$$

Usando barras de 10 mm de diámetro con un área de 78.50 mm^2 : obtenemos

$$A_s = \frac{1636.11 \text{ mm}^2}{78.50 \text{ mm}^2} = 20$$

En este ejemplo se mostró el diseño estructural de los tres componentes estructurales que conforman una Superestructura tipo Viga-Losa, se siguió el mismo procedimiento para realizar el diseño de los componentes para todos los casos de estudio, en la Tabla 3.51, se muestran las dimensiones obtenidas para los todos los casos estudiados.

En la tabla 3.54 se muestra el resumen del diseño de la Losa de Hormigón Armado para todos los casos analizados.

Tabla 3.51

Propiedades Geométricas de las Vigas

LUZ (m)	N° MODELO	SEPARACION											MN (III) kN-m
		ENTRE VIGAS (m)	N° DE VIGAS	B1 (cm)	B2 (cm)	B3 (cm)	D1 (cm)	D2 (cm)	D3 (cm)	D4 (cm)	D5 (cm)	D6 (cm)	
25,00	M1	2,10	6	65,00	18,00	60,0	115,0	7,50	12,50	12,50	22,50	60,00	3308,57
25,00	M2	2,10	5	65,00	18,00	60,00	122,50	7,50	12,50	12,50	22,50	67,50	3744,55
25,00	M3	2,40	5	65,00	18,00	60,00	120,00	7,50	12,50	12,50	22,50	65,00	3696,71
25,00	M4	2,40	4	65,00	18,00	60,00	142,50	7,50	12,50	12,50	22,50	87,50	4512,57
25,00	M5	2,70	4	65,00	18,00	60,00	140,00	7,50	12,50	12,50	22,50	85,00	4521,24
25,00	M6	3,00	4	65,00	18,00	60,00	140,00	7,50	12,50	12,50	22,50	85,00	4517,29
27,50	M7	2,10	6	65,00	18,00	60,00	135,00	7,50	12,50	12,50	22,50	80,00	4179,41
27,50	M8	2,10	5	65,00	18,00	60,00	147,50	7,50	12,50	12,50	22,50	92,50	4603,22
27,50	M9	2,40	5	65,00	18,00	60,00	147,50	7,50	12,50	12,50	22,50	92,50	4754,46
27,50	M10	2,40	4	65,00	18,00	60,00	170,00	7,50	12,50	12,50	22,50	115,00	5452,11
27,50	M11	2,70	4	65,00	18,00	60,00	170,00	7,50	12,50	12,50	22,50	115,00	5567,26
27,50	M12	3,00	4	65,00	18,00	60,00	167,50	7,50	12,50	12,50	22,50	112,50	5576,40
30,00	M13	2,10	6	65,00	18,00	60,00	150,00	7,50	12,50	12,50	22,50	95,00	4846,85
30,00	M14	2,10	5	65,00	18,00	60,00	170,00	7,50	12,50	12,50	22,50	115,00	5534,65
30,00	M15	2,40	5	65,00	18,00	60,00	167,50	7,50	12,50	12,50	22,50	112,50	5544,11
30,00	M16	2,40	4	120,00	18,00	60,00	170,00	12,50	10,00	12,50	22,50	112,50	6754,11
30,00	M17	2,70	4	120,00	18,00	60,00	167,50	12,50	10,00	12,50	22,50	110,00	6786,71
30,00	M18	3,00	4	120,00	18,00	60,00	162,50	7,50	10,00	12,50	22,50	110,00	6659,08
32,50	M19	2,10	6	65,00	18,00	60,00	150,00	7,50	12,50	12,50	22,50	95,00	5568,82
32,50	M20	2,10	5	65,00	18,00	60,00	167,50	7,50	12,50	12,50	22,50	112,50	6359,73
32,50	M21	2,40	5	65,00	18,00	60,00	162,50	7,50	12,50	12,50	22,50	107,50	6323,45
32,50	M22	2,40	4	120,00	18,00	60,00	185,00	7,50	10,00	12,50	22,50	132,50	7716,59
32,50	M23	2,70	4	120,00	18,00	60,00	185,00	7,50	10,00	12,50	22,50	132,50	7814,80
32,50	M24	3,00	4	120,00	18,00	60,00	182,50	7,50	10,00	12,50	22,50	130,00	7862,67
35,00	M25	2,10	6	65,00	18,00	60,00	160,00	7,50	12,50	12,50	22,50	105,00	6457,42
35,00	M26	2,10	5	65,00	18,00	60,00	180,00	7,50	12,50	12,50	22,50	125,00	2231,03
35,00	M27	2,40	5	65,00	18,00	60,00	177,50	7,50	12,50	12,50	22,50	122,50	7348,27
35,00	M28	2,40	4	120,00	18,00	60,00	215,00	7,50	10,00	12,50	22,50	162,50	9139,17
35,00	M29	2,70	4	120,00	18,00	60,00	212,50	7,50	10,00	12,50	22,50	160,00	9219,28
35,00	M30	3,00	4	120,00	18,00	60,00	212,50	7,50	10,00	12,50	22,50	160,00	9300,24
37,50	M31	2,10	6	65,00	18,00	60,00	185,00	7,50	12,50	12,50	22,50	130,00	7618,24
37,50	M32	2,10	5	65,00	18,00	60,00	205,00	7,50	12,50	12,50	22,50	150,00	8643,84
37,50	M33	2,40	5	65,00	18,00	60,00	202,50	7,50	12,50	12,50	22,50	147,50	8631,84
37,50	M34	2,40	4	120,00	18,00	60,00	202,50	7,50	10,00	12,50	22,50	150,00	10159,32
37,50	M35	2,70	4	120,00	18,00	60,00	200,00	7,50	10,00	12,50	22,50	147,50	10159,32
37,50	M36	3,00	4	120,00	18,00	60,00	197,50	7,50	10,00	12,50	22,50	145,00	10332,90
40,00	M37	2,10	6	65,00	18,00	60,00	207,50	7,50	12,50	12,50	22,50	152,50	8782,40
40,00	M38	2,10	5	65,00	18,00	60,00	235,00	7,50	12,50	12,50	22,50	180,00	10089,61
40,00	M39	2,40	5	65,00	18,00	60,00	232,50	7,50	12,50	12,50	22,50	177,50	10113,70
40,00	M40	2,40	4	120,00	18,00	60,00	232,50	7,50	10,00	12,50	22,50	180,00	11818,28
40,00	M41	2,70	4	120,00	18,00	60,00	230,00	7,50	10,00	12,50	22,50	177,50	11948,30
40,00	M42	3,00	4	120,00	18,00	60,00	227,50	7,50	10,00	12,50	22,50	175,00	12034,77
30,00	M43	2,40	4	120,00	18,00	60,00	170,00	12,50	10,00	12,50	22,50	105,00	6786,73
30,00	M44	2,70	4	120,00	18,00	60,00	162,50	7,50	5,00	12,50	22,50	110,00	6562,84
30,00	M45	3,00	4	120,00	18,00	60,00	155,00	7,50	5,00	12,50	22,50	102,50	6195,58
32,50	M46	2,40	4	120,00	18,00	60,00	190,00	12,50	10,00	12,50	22,50	125,00	7956,89
32,50	M47	2,70	4	120,00	18,00	60,00	190,00	12,50	10,00	12,50	22,50	125,00	8053,78
32,50	M48	3,00	4	120,00	18,00	60,00	182,50	7,50	5,00	12,50	22,50	130,00	7801,94
35,00	M49	2,40	4	120,00	18,00	60,00	217,50	12,50	10,00	12,50	22,50	152,50	9387,23
35,00	M50	2,70	4	120,00	18,00	60,00	217,50	12,50	10,00	12,50	22,50	152,50	9496,43
35,00	M51	3,00	4	120,00	18,00	60,00	210,00	7,50	5,00	12,50	22,50	157,50	9202,24
37,50	M52	2,40	4	120,00	18,00	60,00	205,00	12,50	10,00	12,50	22,50	140,00	10444,57
37,50	M53	2,70	4	120,00	18,00	60,00	202,50	12,50	10,00	12,50	22,50	137,50	10444,57
37,50	M54	3,00	4	120,00	18,00	60,00	197,50	5,00	5,00	12,50	22,50	147,50	10150,09
40,00	M55	2,40	4	120,00	18,00	60,00	230,00	7,50	10,00	12,50	22,50	172,50	11814,28
40,00	M56	2,70	4	120,00	18,00	60,00	230,00	7,50	10,00	12,50	22,50	172,50	11942,30
40,00	M57	3,00	4	120,00	18,00	60,00	230,00	7,50	10,00	12,50	22,50	172,50	12030,77
30,00	M58	2,40	5	65,00	18,00	60,00	145,00	7,50	12,50	12,50	22,50	90,00	5377,61
35,00	M59	3,00	4	120,00	18,00	60,00	180,00	7,50	5,00	12,50	22,50	127,50	8871,49
37,50	M60	2,40	5	65,00	18,00	60,00	180,00	7,50	12,50	12,50	22,50	125,00	8380,47
40,00	M61	2,10	6	65,00	18,00	60,00	180,00	7,50	12,50	12,50	22,50	125,00	8435,76
40,00	M62	2,40	5	65,00	18,00	60,00	192,50	7,50	12,50	12,50	22,50	137,50	9571,70

Tabla 3.52

Propiedades Geométricas y Resistentes de las Vigas

LUZ (m)	Nº MODELO	SEPARACION ENTRE VIGAS (m)	Nº DE VIGAS	Eje centrodial (cm)	Nº de Tendones	Área (cm ²)	Momento de Inercia (cm ⁴)	Radio de Giro (cm)	fc (MPa)	fci (MPa)
25,00	M1	2,10	6	51,19	3	4125,50	6313799,34	39,12	35,00	28,00
25,00	M2	2,10	5	54,47	3	4260,50	7468389,09	41,87	35,00	28,00
25,00	M3	2,40	5	53,38	3	4215,50	7070632,53	40,95	35,00	28,00
25,00	M4	2,40	4	63,36	3	4620,50	11135128,46	49,09	35,00	28,00
25,00	M5	2,70	4	62,23	3	4575,50	10628149,95	48,20	35,00	28,00
25,00	M6	3,00	4	62,23	3	4575,50	10628149,95	48,20	35,00	28,00
27,50	M7	2,10	6	60,00	3	4485,50	9656865,14	46,40	35,00	28,00
27,50	M8	2,10	5	65,60	3	4710,50	12191668,35	50,87	35,00	28,00
27,50	M9	2,40	5	65,60	3	4710,50	12191668,35	50,87	35,00	28,00
27,50	M10	2,40	4	75,81	3	5115,50	17684351,62	58,80	35,00	28,00
27,50	M11	2,70	4	75,81	3	5115,50	17684351,62	58,80	35,00	28,00
27,50	M12	3,00	4	74,67	3	5070,50	17012387,27	57,92	35,00	28,00
30,00	M13	2,10	6	66,73	3	4755,50	12741864,76	51,76	35,00	28,00
30,00	M14	2,10	5	75,81	3	5115,50	17684351,62	58,80	35,00	28,00
30,00	M15	2,40	5	74,67	3	5070,50	17012387,27	57,92	35,00	28,00
30,00	M16	2,40	4	90,86	4	6309,19	24386674,18	62,17	35,00	30,00
30,00	M17	2,70	4	89,60	4	6264,19	23488716,01	61,23	35,00	30,00
30,00	M18	3,00	4	81,60	4	5664,19	19713913,02	59,00	35,00	30,00
32,50	M19	2,10	6	66,53	4	4822,75	12754954,19	51,43	35,00	28,00
32,50	M20	2,10	5	74,38	4	5137,75	17044502,11	57,60	35,00	28,00
32,50	M21	2,40	5	72,13	4	5047,75	15741579,56	55,84	35,00	28,00
32,50	M22	2,40	4	92,47	4	6069,19	27361111,67	67,14	35,00	30,00
32,50	M23	2,70	4	92,47	4	6069,19	27361111,67	67,14	35,00	30,00
32,50	M24	3,00	4	91,27	4	6024,19	26437852,08	66,25	35,00	30,00
35,00	M25	2,10	6	71,10	4	4990,44	15091551,63	54,99	35,00	30,00
35,00	M26	2,10	5	80,17	4	5350,44	20551172,60	61,98	35,00	30,00
35,00	M27	2,40	5	79,03	4	5305,44	19812217,25	61,11	35,00	30,00
35,00	M28	2,40	4	107,06	4	6609,19	39962966,28	77,76	35,00	30,00
35,00	M29	2,70	4	105,83	4	6564,19	38802267,63	76,88	35,00	30,00
35,00	M30	3,00	4	105,83	4	6564,19	38802267,63	76,88	35,00	30,00
37,50	M31	2,10	6	82,46	4	5440,44	22079118,10	63,71	35,00	30,00
37,50	M32	2,10	5	91,67	4	5800,44	28877922,98	70,56	35,00	30,00
37,50	M33	2,40	5	90,51	4	5755,44	27966292,67	69,71	35,00	30,00
37,50	M34	2,40	4	100,95	5	6415,80	34301400,24	73,12	35,00	35,00
37,50	M35	2,70	4	99,74	5	6370,80	33241877,84	72,23	35,00	35,00
37,50	M36	3,00	4	98,52	5	6325,80	32201901,69	71,35	35,00	35,00
40,00	M37	2,10	6	93,11	4	5819,39	29703355,16	71,44	35,00	35,00
40,00	M38	2,10	5	105,96	4	6314,39	41112397,14	80,69	35,00	35,00
40,00	M39	2,40	5	104,79	4	6269,39	39979875,93	79,86	35,00	35,00
40,00	M40	2,40	4	115,49	5	6955,80	48618690,41	83,60	35,00	35,00
40,00	M41	2,70	4	114,28	5	6910,80	47309513,46	82,74	35,00	35,00
40,00	M42	3,00	4	113,06	5	6865,80	46021492,33	81,87	35,00	35,00
30,00	M43	2,40	4	92,03	4	6440,44	24812721,42	62,07	35,00	30,00
30,00	M44	2,70	4	79,04	4	5459,19	18718233,39	58,56	35,00	30,00
30,00	M45	3,00	4	75,51	4	5324,19	16601403,77	55,84	35,00	30,00
32,50	M46	2,40	4	102,33	4	6800,44	32877490,74	69,53	35,00	30,00
32,50	M47	2,70	4	102,33	4	6800,44	32877490,74	69,53	35,00	30,00
32,50	M48	3,00	4	88,50	4	5819,19	25121416,64	65,70	35,00	30,00
35,00	M49	2,40	4	116,43	4	7295,44	46199068,66	79,58	35,00	30,00
35,00	M50	2,70	4	116,43	4	7295,44	46199068,66	79,58	35,00	30,00
35,00	M51	3,00	4	101,59	4	6314,19	35835526,93	75,34	35,00	30,00
37,50	M52	2,40	4	109,96	5	7102,05	39755465,71	74,82	35,00	35,00
37,50	M53	2,70	4	108,69	5	7057,05	38543854,46	73,90	35,00	35,00
37,50	M54	3,00	4	91,61	5	5865,80	28332843,27	69,50	35,00	35,00
40,00	M55	2,40	4	115,35	5	6985,80	48050378,10	82,94	35,00	35,00
40,00	M56	2,70	4	114,13	5	6940,80	46744188,72	82,07	35,00	35,00
40,00	M57	3,00	4	112,90	5	6895,80	45458730,66	81,19	35,00	35,00
30,00	M58	2,40	5	64,30	4	4732,75	11665351,04	49,65	35,00	28,00
35,00	M59	3,00	4	87,36	5	5805,8	24196779,07	64,56	35,00	35,00
37,50	M60	2,40	5	80,01	5	5414,61	20562808,50	61,63	35,00	30,00
40,00	M61	2,10	6	80,26	5	5382,05	20494100,09	61,71	35,00	35,00
40,00	M62	2,40	5	85,96	5	5607,05	24436588,02	66,02	35,00	35,00

Tabla 3.53

Propiedades Resistentes de las Vigas

LUZ (m)	Nº MODELO	Esfuerzo en la Fibra Superior en T=0 (MPa)	Esfuerzo en la Fibra Inferior en T=0 (MPa)	Esfuerzo en la Fibra Superior en T=INFINITO (MPa)	Esfuerzo en la Fibra Inferior en T=INFINITO (MPa)	Esfuerzo Máximo en el Acero de Preesfuerzo (MPa)	Resistencia Nominal al Momento (kN·m)	Resistencia Nominal al Cortante (kN)	Resistencia Nominal a la Torsión (kN·m)
25,00	M1	-7,27	-15,68	-7,74	-1,16	1506,09	6708,82	1215,50	346,76
25,00	M2	-6,21	-15,82	-8,15	-0,03	1505,23	7202,70	1293,32	348,67
25,00	M3	-6,55	-15,78	-7,41	-0,31	1505,05	7107,85	1267,53	359,13
25,00	M4	-4,08	-16,01	-7,18	-0,06	1505,44	8591,35	1500,72	366,03
25,00	M5	-4,32	-15,90	-6,71	-0,01	1505,97	8481,79	1473,59	375,89
25,00	M6	-4,32	-15,88	-6,14	-0,17	1504,32	8526,36	1473,29	386,83
27,50	M7	-6,22	-14,89	-7,93	-0,13	1505,58	8026,28	1402,70	353,26
27,50	M8	-4,99	-14,89	-7,72	-0,15	1505,91	8850,24	1528,58	356,81
27,50	M9	-4,98	-15,04	-7,19	-0,23	1506,89	8921,14	1530,08	368,69
27,50	M10	-3,38	-14,73	-6,82	-0,09	1504,94	10405,56	1751,75	374,28
27,50	M11	-3,38	-14,73	-6,36	-0,13	1504,94	10461,51	1751,75	385,57
27,50	M12	-3,53	-14,76	-5,99	-0,01	1505,07	10348,39	1727,33	395,81
30,00	M13	-6,16	-14,04	-7,96	0,00	1506,11	11715,80	1602,64	356,90
30,00	M14	-4,60	-13,96	-7,65	-0,03	1505,06	10334,04	1780,57	362,90
30,00	M15	-4,76	-14,01	-7,08	-0,07	1506,07	10240,57	1768,86	373,37
30,00	M16	-3,94	-18,05	-7,63	-0,35	1498,24	13037,53	1782,02	506,27
30,00	M17	-4,08	-18,06	-7,24	-0,37	1498,62	12915,27	1756,03	515,31
30,00	M18	-5,14	-18,47	-7,22	-0,68	1506,30	12554,12	1704,66	486,76
32,50	M19	-9,69	-17,15	-9,62	-1,18	1499,27	11157,35	1549,42	402,52
32,50	M20	-7,47	-17,39	-9,37	-1,02	1500,50	12693,57	1732,87	407,82
32,50	M21	-8,04	-17,36	-8,80	-1,01	1499,80	12378,45	1680,46	417,95
32,50	M22	-4,67	-17,34	-8,26	-0,05	1502,78	14356,05	1914,68	471,28
32,50	M23	-4,67	-17,36	-7,68	-0,27	1504,14	14454,29	1914,99	482,25
32,50	M24	-4,81	-17,42	-7,32	-0,06	1505,97	13471,58	1889,70	492,57
35,00	M25	-9,88	-16,24	-10,27	-0,02	1500,32	12035,03	1634,98	406,03
35,00	M26	-7,59	-16,47	-9,91	-0,03	1502,52	13791,57	1840,28	412,29
35,00	M27	-7,84	-16,46	-9,12	-0,07	1502,21	13696,76	1814,67	423,39
35,00	M28	-4,12	-16,11	-7,92	-0,04	1506,08	16994,39	2194,74	480,26
35,00	M29	-4,24	-16,08	-7,51	-0,02	1502,48	16873,50	2168,81	490,01
35,00	M30	-4,25	-16,06	-7,04	-0,02	1501,39	16953,17	2168,45	500,81
37,50	M31	-8,57	-15,36	-9,84	-0,03	1502,35	14230,87	1870,61	414,36
37,50	M32	-6,86	-15,38	-9,65	0,00	1506,60	15988,74	2070,82	420,79
37,50	M33	-7,06	-15,36	-8,91	-0,03	1502,60	15894,89	2045,53	431,87
37,50	M34	-6,73	-19,22	-10,06	-0,20	1503,13	18825,10	2093,55	523,69
37,50	M35	-6,92	-19,20	-9,51	-0,22	1501,99	18702,22	2066,56	420,79
37,50	M36	-7,12	-19,27	-9,05	-0,07	1506,37	18549,57	2041,20	545,24
40,00	M37	-8,02	-14,40	-9,65	-0,13	1501,86	16208,52	2074,02	421,89
40,00	M38	-6,21	-14,25	-9,26	-0,08	1502,58	18626,79	2342,59	430,75
40,00	M39	-6,35	-14,29	-8,60	-0,09	1503,43	18533,95	2318,53	441,75
40,00	M40	-5,87	-18,10	-9,51	-0,48	1507,03	22120,94	2384,02	533,25
40,00	M41	-6,01	-18,12	-9,03	-0,49	1506,79	21999,38	2358,26	543,81
40,00	M42	-6,17	-18,13	-8,62	-0,28	1506,55	21847,82	2332,51	554,28
30,00	M43	-3,79	-17,97	-7,58	-0,23	1497,97	13037,53	1508,65	521,85
30,00	M44	-5,55	-18,39	-7,90	-0,43	1499,11	12475,76	1440,19	458,52
30,00	M45	-6,23	-18,35	-7,34	-0,67	1506,49	11894,61	1624,99	468,44
32,50	M46	-3,70	-16,96	-7,60	-0,10	1501,56	14795,67	1663,65	526,78
32,50	M47	-3,70	-16,93	-7,13	-0,16	1499,58	14894,02	1663,06	535,79
32,50	M48	-5,15	-17,49	-7,43	-0,05	1508,77	13471,58	1890,42	476,90
35,00	M49	-3,48	-15,72	-7,42	-0,07	1502,91	17214,37	1877,34	533,13
35,00	M50	-3,48	-15,72	-6,98	-0,04	1502,91	17313,44	1877,34	543,11
35,00	M51	-4,62	-16,17	-7,24	-0,07	1505,55	16733,12	1921,52	484,48
37,50	M52	-5,56	-18,88	-9,44	-0,01	1501,97	19099,64	1796,45	582,00
37,50	M53	-5,72	-18,87	-8,98	-0,04	1501,71	18976,74	1773,39	420,79
37,50	M54	-8,31	-19,35	-9,36	-0,17	1505,48	18549,57	2040,64	508,69
40,00	M55	-5,90	-18,09	-9,59	-0,24	1506,79	21846,23	1998,50	541,56
40,00	M56	-6,05	-18,05	-9,14	-0,04	1503,93	21724,48	1975,40	551,56
40,00	M57	-6,19	-18,12	-8,70	-0,02	1506,66	21572,89	2306,56	562,10
30,00	M58	-8,86	-18,07	-8,77	-1,47	1506,01	10841,18	1517,70	412,99
35,00	M59	-8,03	-20,24	-9,01	-0,82	1500,53	16626,42	1874,17	521,47
37,50	M60	-11,12	-18,76	-10,69	-0,84	1504,83	16355,02	2042,23	466,73
40,00	M61	-12,66	-17,79	-11,92	-0,91	1501,41	16164,07	1832,46	455,19
40,00	M62	-10,95	-18,07	-11,11	-0,25	1506,55	17727,12	2108,15	471,80

En la tabla 3.54 se muestra el resumen del diseño de la losa de Hormigón Armado para todos los casos analizados en la tabla 3.47-3.53.

Tabla 3.54

Diseño de Losa de Hormigón Armado

DISEÑO DE LOSA DE HORMIGON ARMADO															
L(m)	Detalle Superestructura	Mu(kN *m) T.	As	As	Separación	1,33*	Mcrr	Mu	As	As	Separación	1,33*	Retracción y Contracción		
			(Positivo) mm2	(Positivo) T mm2		Mu KN*m		(Positivo) L.	(Positivo) L.	Mu kN*m		As (in 2/ft)	As(mm 2/m)	Separación	
25,00	6V:S=2,10	42,27	689,49	791,70	Ø12 c/14cm	56,22	8,58	40,54	660,09	678,60	Ø12 c/16cm	53,92	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	5V:S=2,10	42,19	688,13	791,70	Ø12 c/14cm	56,11	8,58	41,77	680,98	791,70	Ø12 c/14cm	55,55	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	5V:S=2,40	52,99	874,19	904,80	Ø12 c/12,5cm	70,48	8,58	46,92	769,07	791,70	Ø12 c/14cm	62,40	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	4V:S=2,40	45,35	742,11	791,70	Ø12 c/14cm	60,32	8,58	41,91	683,36	791,70	Ø12 c/14cm	55,74	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	4V:S=2,70	41,86	682,51	791,70	Ø12 c/14cm	55,67	8,58	39,22	637,73	678,60	Ø12 c/16cm	52,16	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	4V:S=3,00	55,71	921,76	1017,90	Ø12 c/11cm	74,09	8,58	50,58	832,28	904,80	Ø12 c/12,5cm	67,27	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
27,50	6V:S=2,10	41,43	675,20	678,60	Ø12 c/16cm	55,10	8,58	36,89	598,41	678,60	Ø12 c/16cm	49,06	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	5V:S=2,10	42,35	690,85	791,70	Ø12 c/14cm	56,33	8,58	32,95	532,37	678,60	Ø12 c/16cm	43,82	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	5V:S=2,40	42,18	687,96	791,70	Ø12 c/14cm	56,10	8,58	34,51	558,45	678,60	Ø12 c/16cm	45,90	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	4V:S=2,40	44,53	728,06	791,70	Ø12 c/14cm	59,22	8,58	39,06	635,02	678,60	Ø12 c/16cm	51,95	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	4V:S=2,70	42,09	686,42	791,70	Ø12 c/14cm	55,98	8,58	35,50	575,05	678,60	Ø12 c/16cm	47,22	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	4V:S=3,00	55,69	921,41	1017,90	Ø12 c/11cm	74,07	8,58	47,02	770,79	791,70	Ø12 c/14cm	62,54	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
30,00	6V:S=2,10	41,66	679,11	791,70	Ø12 c/14cm	55,41	8,58	36,44	590,84	678,60	Ø12 c/16cm	48,47	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	5V:S=2,10	41,90	683,19	791,70	Ø12 c/14cm	55,73	8,58	35,39	573,20	678,60	Ø12 c/16cm	47,07	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	5V:S=2,40	53,15	876,98	904,80	Ø12 c/12,5cm	70,69	8,58	42,34	690,68	791,70	Ø12 c/14cm	56,31	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	4V:S=2,40	43,94	717,97	791,70	Ø12 c/14cm	58,44	8,58	41,49	676,22	678,60	Ø12 c/16cm	55,18	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	4V:S=2,70	37,20	603,63	678,60	Ø12 c/16cm	49,48	8,58	38,95	633,16	678,60	Ø12 c/16cm	51,80	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	4V:S=3,00	57,51	953,41	1017,90	Ø12 c/11cm	76,49	8,58	44,05	719,85	791,70	Ø12 c/14cm	58,59	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
32,50	6V:S=2,10	40,50	659,41	678,60	Ø12 c/16cm	53,87	8,58	35,93	582,27	678,60	Ø12 c/16cm	47,79	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	5V:S=2,10	42,32	690,34	791,70	Ø12 c/14cm	56,29	8,58	37,84	614,42	678,60	Ø12 c/16cm	50,33	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	5V:S=2,40	51,67	851,20	904,80	Ø12 c/12,5cm	68,72	8,58	44,48	727,21	791,70	Ø12 c/14cm	59,16	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	4V:S=2,40	45,00	736,11	791,70	Ø12 c/14cm	59,85	8,58	41,40	674,69	678,60	Ø12 c/16cm	55,06	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	4V:S=2,70	42,01	685,06	791,70	Ø12 c/14cm	55,87	8,58	38,35	623,02	678,60	Ø12 c/16cm	51,01	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	4V:S=3,00	41,85	682,34	791,70	Ø12 c/14cm	55,66	8,58	38,08	618,47	678,60	Ø12 c/16cm	50,65	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
35,00	6V:S=2,10	40,73	663,31	678,60	Ø12 c/16cm	54,17	8,58	34,61	560,13	678,60	Ø12 c/16cm	46,03	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	5V:S=2,10	43,09	703,46	791,70	Ø12 c/14cm	57,31	8,58	35,70	578,41	678,60	Ø12 c/16cm	47,48	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	5V:S=2,40	52,5	865,65	904,80	Ø12 c/12,5cm	69,83	8,58	43,32	707,39	791,70	Ø12 c/14cm	57,62	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	4V:S=2,40	44,00	719,00	791,70	Ø12 c/14cm	58,52	8,58	39,41	640,94	678,60	Ø12 c/16cm	52,42	0,110	232,84	Ø10 c/30cm

	4V;S=2,70	42,88	699,88	791,70	Ø12 c/14cm	57,03	8,58	36,3	588,49	678,60	Ø12 c/16cm	48,28	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	4V;S=3,00	55,93	925,62	1017,90	Ø12 c/11cm	74,39	8,58	47,2	773,88	791,70	Ø12 c/14cm	62,78	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
37,50	6V;S=2,10	42,29	689,83	791,70	Ø12 c/14cm	56,25	8,58	38,17	619,98	678,60	Ø12 c/16cm	50,77	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	5V;S=2,10	41,79	681,32	791,70	Ø12 c/14cm	55,58	8,58	36,49	591,68	678,60	Ø12 c/16cm	48,53	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	5V;S=2,40	53,43	881,86	904,80	Ø12 c/12,5cm	71,06	8,58	44,19	722,25	791,70	Ø12 c/14cm	58,77	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	4V;S=2,40	43,98	718,66	791,70	Ø12 c/14cm	58,49	8,58	42,74	697,49	791,70	Ø12 c/14cm	56,84	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	4V;S=2,70	44,62	729,60	791,70	Ø12 c/14cm	59,34	8,58	40,10	652,63	678,60	Ø12 c/16cm	53,33	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	4V;S=3,00	58,00	962,04	1017,90	Ø12 c/11cm	77,14	8,58	50,80	836,09	904,80	Ø12 c/12,5cm	67,56	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	6V;S=2,10	38,89	632,15	678,60	Ø12 c/16cm	51,72	8,58	34,82	563,64	678,60	Ø12 c/16cm	46,31	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
40,00	5V;S=2,10	42,02	685,23	791,70	Ø12 c/14cm	55,89	8,58	35,35	572,53	678,60	Ø12 c/16cm	47,02	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	5V;S=2,40	51,6	849,99	904,80	Ø12 c/12,5cm	68,63	8,58	41,44	675,37	678,60	Ø12 c/16cm	55,12	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	4V;S=2,40	45,38	742,62	791,70	Ø12 c/14cm	60,36	8,58	41,02	668,23	678,60	Ø12 c/16cm	54,56	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	4V;S=2,70	42,44	692,38	791,70	Ø12 c/14cm	56,45	8,58	37,92	615,77	678,60	Ø12 c/16cm	50,43	0,110	232,84	Ø10 c/30cm
	4V;S=3,00	55,97	926,32	1017,90	Ø12 c/11cm	74,44	8,58	49,24	809,07	904,80	Ø12 c/12,5cm	65,49	0,110	232,84	Ø10 c/30cm

El diseño de los diafragmas para todos los casos analizado se presenta en la Tabla 3.55.

Tabla 3.55

Diseño de Diafragmas para los Casos Analizados

DISEÑO DE DIAFRAGMAS																		
L(m)	Detalle Superestructura	b (m)	h (m)	Esfuerzo en el Punto I (MPa)	Esfuerzo en el Punto II (MPa)	Esfuerzo en el Punto III (MPa)	Esfuerzo en el Punto IV (MPa)	Esfuerzo en el Punto VI (MPa)	Pu (N)	As (m ²)	Diametro de la Barrera (mm)	Ar de la Barrera (mm)	Nº de barras	As (Fisuración Eje Y-Y) (mm ²)	As (Fisuración Eje Z-Z) (mm ² /m)	Diametro de la Barrera (mm)	Ar de la Barrera (mm)	Nº de barras/m
25,00	6V;S=2,10	200,00	800,00	6,43	1,97	3,06	4,73	7,50	66900,00	176,84	10,00	78,50	23,00	480,00	600,00	10,00	78,50	8,00
	5V;S=2,10	200,00	875,00	5,8	0,82	1,05	1,85	3,86	37406,25	989,58	10,00	78,50	13,00	525,00	600,00	10,00	78,50	8,00
	5V;S=2,40	200,00	850,00	6,03	1,62	2,59	4,20	6,96	63346,25	167,83	10,00	78,50	22,00	510,00	600,00	10,00	78,50	8,00
	4V;S=2,40	200,00	107,50	5,91	0,95	0,00	0,00	0,00	20989,37	555,27	10,00	78,50	8,00	645,00	600,00	10,00	78,50	8,00
	4V;S=2,70	200,00	105,00	5,64	1,31	0,71	1,31	2,79	39611,25	104,79	10,00	78,50	14,00	630,00	600,00	10,00	78,50	8,00
	4V;S=3,00	200,00	105,00	1,55	2,10	2,86	3,70	4,68	61845,00	156,67	10,00	78,50	20,00	630,00	600,00	10,00	78,50	8,00
	6V;S=2,10	200,00	100,00	5,75	1,61	2,51	3,87	6,60	70825,00	187,68	10,00	78,50	24,00	600,00	600,00	10,00	78,50	8,00
27,50	5V;S=2,10	200,00	112,50	3,96	0,77	0,61	1,04	2,72	32400,00	857,14	10,00	78,50	11,00	675,00	600,00	10,00	78,50	8,00
	5V;S=2,40	200,00	112,50	4,07	0,84	0,64	1,11	2,81	33918,75	897,32	10,00	78,50	12,00	675,00	600,00	10,00	78,50	8,00
	4V;S=2,40	200,00	135,00	5,04	0,90	0,00	0,00	0,60	25110,00	664,29	10,00	78,50	9,00	810,00	600,00	10,00	78,50	8,00
	4V;S=2,70	200,00	135,00	4,53	1,06	0,62	1,02	2,89	43267,50	114,46	10,00	78,50	15,00	810,00	600,00	10,00	78,50	8,00
	4V;S=3,00	200,00	132,50	4,02	1,12	1,09	1,93	4,12	54391,25	143,89	10,00	78,50	19,00	795,00	600,00	10,00	78,50	8,00
30,00	6V;S=2,10	200,00	115,00	5,60	1,51	2,32	3,54	6,49	77136,25	204,64	10,00	78,50	26,00	690,00	600,00	10,00	78,50	8,00

	5V;S=2,1 0	200 .00	135 0,00	4,59	0,91	0,68	0,98	3,07	43200 0,00	114 2,86	10,00	78, 50	15, 00	810,00	600,00	10,00	78, 50	8,00
	5V;S=2,4 0	200 .00	135 0,00	4,42	1,13	1,56	2,44	4,73	65508 7,50	173 3,04	10,00	78, 50	23, 00	810,00	600,00	10,00	78, 50	8,00
	4V;S=2,4 0	200 .00	135 0,00	5,84	0,96	0,00	0,00	0,00	26190 0,00	692, 86	10,00	78, 50	9,0 0	810,00	600,00	10,00	78, 50	8,00
	4V;S=2,7 0	200 .00	132 5,00	5,43	1,24	0,52	0,92	2,51	44056 2,50	116 5,51	10,00	78, 50	15, 00	795,00	600,00	10,00	78, 50	8,00
	4V;S=3,0 0	200 .00	132 5,00	4,82	1,41	1,28	2,44	4,81	65885 6,25	174 3,01	10,00	78, 50	23, 00	795,00	600,00	10,00	78, 50	8,00
	6V;S=2,1 0	200 .00	115 0,00	6,10	1,77	2,50	3,67	6,34	81420 0,00	215 3,97	10,00	78, 50	28, 00	690,00	600,00	10,00	78, 50	8,00
	5V;S=2,1 0	200 .00	132 5,00	4,91	1,00	0,52	0,70	2,32	38656 8,75	102 2,67	10,00	78, 50	14, 00	795,00	600,00	10,00	78, 50	8,00
32, 50	5V;S=2,4 0	200 .00	127 5,00	5,33	1,36	1,75	2,62	4,73	68595 0,00	181 4,68	10,00	78, 50	24, 00	765,00	600,00	10,00	78, 50	8,00
	4V;S=2,4 0	200 .00	150 0,00	5,64	1,08	0,00	0,00	0,00	29250 0,00	773, 81	10,00	78, 50	10, 00	900,00	600,00	10,00	78, 50	8,00
	4V;S=2,7 0	200 .00	150 0,00	5,20	1,28	0,48	0,66	1,98	45075 0,00	119 2,46	10,00	78, 50	16, 00	900,00	600,00	10,00	78, 50	8,00
	4V;S=3,0 0	200 .00	150 0,00	5,26	1,28	0,48	0,66	1,98	45300 0,00	119 8,41	10,00	78, 50	16, 00	900,00	600,00	10,00	78, 50	8,00
	6V;S=2,1 0	200 .00	125 0,00	5,72	1,59	2,20	3,17	5,53	78656 2,50	208 0,85	10,00	78, 50	27, 00	750,00	600,00	10,00	78, 50	8,00
	5V;S=2,1 0	200 .00	145 0,00	5,32	1,11	0,66	0,81	2,87	48393 7,50	128 0,26	10,00	78, 50	17, 00	870,00	600,00	10,00	78, 50	8,00
35, 00	5V;S=2,4 0	200 .00	142 5,00	4,61	1,32	1,05	1,54	3,47	56643 7,50	149 8,51	10,00	78, 50	20, 00	855,00	600,00	10,00	78, 50	8,00
	4V;S=2,4 0	200 .00	180 0,00	5,17	1,10	0,00	0,00	0,80	36765 0,00	972, 62	10,00	78, 50	13, 00	1080,0 0	600,00	10,00	78, 50	8,00
	4V;S=2,7 0	200 .00	177 5,00	4,62	1,34	0,54	0,76	3,16	57953 7,50	153 3,17	10,00	78, 50	20, 00	1065,0 0	600,00	10,00	78, 50	8,00
	4V;S=3,0 0	200 .00	177 5,00	4,06	1,23	0,93	1,53	3,42	65941 2,50	174 4,48	10,00	78, 50	23, 00	1065,0 0	600,00	10,00	78, 50	8,00
	6V;S=2,1 0	200 .00	150 0,00	5,94	1,69	2,24	3,22	6,23	99262 5,00	262 5,99	10,00	78, 50	34, 00	900,00	600,00	10,00	78, 50	8,00
	5V;S=2,1 0	200 .00	170 0,00	5,08	1,13	0,40	0,48	2,33	48577 5,00	128 5,12	10,00	78, 50	17, 00	1020,0 0	600,00	10,00	78, 50	8,00
37, 50	5V;S=2,4 0	200 .00	167 5,00	4,62	1,35	1,48	2,26	4,68	81572 5,00	215 8,00	10,00	78, 50	28, 00	1005,0 0	600,00	10,00	78, 50	8,00
	4V;S=2,4 0	200 .00	167 5,00	6,28	1,20	0,00	0,00	0,00	36347 5,00	961, 57	10,00	78, 50	13, 00	1005,0 0	600,00	10,00	78, 50	8,00
	4V;S=2,7 0	200 .00	165 0,00	5,77	1,43	0,40	0,47	2,02	51108 7,50	135 2,08	10,00	78, 50	18, 00	990,00	600,00	10,00	78, 50	8,00
	4V;S=3,0 0	200 .00	165 0,00	4,99	1,62	1,11	1,89	4,11	75652 5,00	200 1,39	10,00	78, 50	26, 00	990,00	600,00	10,00	78, 50	8,00
	6V;S=2,1 0	200 .00	172 5,00	4,30	1,35	1,44	1,89	3,88	75641 2,50	200 1,09	10,00	78, 50	26, 00	1035,0 0	600,00	10,00	78, 50	8,00
	5V;S=2,1 0	200 .00	200 0,00	5,21	1,30	0,56	0,52	2,38	61750 0,00	163 3,60	10,00	78, 50	21, 00	1200,0 0	600,00	10,00	78, 50	8,00
40, 00	5V;S=2,4 0	200 .00	197 5,00	4,72	1,31	1,23	1,63	3,56	82061 2,50	217 0,93	10,00	78, 50	28, 00	1185,0 0	600,00	10,00	78, 50	8,00
	4V;S=2,4 0	200 .00	190 0,00	4,93	1,13	0,08	0,00	0,08	35292 5,00	933, 66	10,00	78, 50	12, 00	1140,0 0	600,00	10,00	78, 50	8,00
	4V;S=2,7 0	200 .00	187 5,00	5,00	1,35	0,39	0,34	1,62	50531 2,50	133 6,81	10,00	78, 50	18, 00	1125,0 0	600,00	10,00	78, 50	8,00
	4V;S=3,0 0	200 .00	182 5,00	4,30	1,38	0,90	1,32	3,08	66521 2,50	175 9,82	10,00	78, 50	23, 00	1095,0 0	600,00	10,00	78, 50	8,00

3.5 PROCESO DE OPTIMIZACION DE LAS SUPERESTRUCTURAS ANALIZADAS.

El componente estructural más importante en las Superestructura tipo Viga-Losa, es la viga de Hormigón Preesforzado, por lo tanto, un análisis eficiente de este elemento estructural afecta de gran manera la seguridad y costo de la Superestructura.

Los primeros 42 modelos realizados y mostrados en la tabla 3.51 a la tabla 3.53 corresponden a Superestructuras conformadas por vigas con geometría tipo BPR, en las cuales la única diferencia con las vigas BULT-TEE o AASHTO es que las vigas tipos BPR no cuentan con un chaflán en el ala superior y el ancho de la misma es reducido en comparación de una viga BULB-TEE.

La forma de la sección de estas vigas (ver Figuras 3-22 a 3-28) sirvió de base para determinar otras soluciones óptimas tomando en cuenta la disminución del área del ala superior y el aumento del número de tendones para tener un mejor aprovechamiento de la fuerza de Preesfuerzo transmitida a las vigas y verificadas en las fibras superiores e inferiores en centro luz.

La altura mínima de la viga tiene que cumplir con requerimientos estructurales como constructivos.

Si bien en las vigas Preesforzadas Postensadas se trata de aprovechar al máximo la fuerza de Preesfuerzo aplicada por el Gato de manera que no se produzca esfuerzos excesivos en las fibras superior e inferior de las vigas en centro luz, en el caso de vigas Isostáticas, esto se logra de varias maneras, algunas de ellas son:

- Disposición de los tendones en centro luz.
- Cantidad de Torones alojados en el Tendón.
- Aumento de la fuerza de Preesfuerzo aplicado por el gato.
- Aumento en el Numero de tendones.
- Propiedades Geométricas y Resistentes de la sección de la Viga en centro luz.

En este trabajo solo se centró en analizar las propiedades geométricas, resistentes de la sección de la Viga y numero de tendones, las demás disposiciones fueron tomadas en base a la normativa AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 10th Edition (2024).

Una condición que tiene que cumplir la altura mínima de la viga es que la misma sea lo suficientemente alta de manera que la colocación de los anclajes sea en un solo plano vertical, en la siguiente tabla se muestra las dimensiones mínimas de la zona de anclaje según la cantidad de tendones que se pueden colocar en una viga.

Tabla 3.56

Dimensiones Mínimas de la Zona de Anclaje

DIMENSIONES MINIMAS DEL BLOQUE DE ANCLAJES		
N° DE TENDONES	B(cm)	H(cm)
3	40	110
4	40	145
5	40	180
6	40	215
7	40	250

Con ayuda de la tabla 3.56 y 3.57 se pudo determinar las secciones de las vigas que no estaban teniendo esfuerzos excesivos de compresión en el momento de transferencia, por lo tanto, se pudo comparar la altura de dichas vigas con la altura mínima según el número de tendones que puede llegar a tener una viga, de estas comparaciones se procedió a realizar el aumento del número de tendones y/o la reducción de la altura de las vigas para tener un mejor aprovechamiento de la fuerza de Preesfuerzo y una reducción del volumen de las vigas.

Tabla 3.57

Aprovechamiento de la Fuerza de Preesfuerzo

APROVECHAMIENTO DE LA FUERZA DE PREESFUERZO								
L (m)	N° DE VIGAS	H(cm)	N° Tendones	fc (MPa)	fci (MPa)	fadm (MPa)	finferior (MPa)	%
25,00	6,00	115,00	3,00	-35,00	-28,00	-18,20	-15,68	86,16
	5,00	120,00	3,00	-35,00	-28,00	-18,20	-15,78	86,69
	4,00	140,00	3,00	-35,00	-28,00	-18,20	-15,88	87,25
27,50	6,00	135,00	3,00	-35,00	-28,00	-18,20	-14,89	81,79
	5,00	147,50	3,00	-35,00	-28,00	-18,20	-15,04	82,66
	4,00	167,50	3,00	-35,00	-28,00	-18,20	-14,76	81,10
30,00	6,00	150,00	3,00	-35,00	-28,00	-18,20	-14,04	77,14
	5,00	167,50	3,00	-35,00	-28,00	-18,20	-14,01	76,99
	4,00	162,50	4,00	-35,00	-30,00	-19,50	-18,47	94,72
32,50	6,00	150,00	4,00	-35,00	-28,00	-18,20	-17,15	94,20
	5,00	162,50	4,00	-35,00	-28,00	-18,20	-17,15	94,20
	4,00	182,50	4,00	-35,00	-30,00	-19,50	-17,42	89,31
35,00	6,00	160,00	4,00	-35,00	-30,00	-19,50	-16,24	83,29

	5,00	177,50	4,00	-35,00	-30,00	-19,50	-16,46	84,39
	4,00	212,50	4,00	-35,00	-30,00	-19,50	-16,06	82,36
	6,00	185,00	4,00	-35,00	-30,00	-19,50	-15,36	78,76
37,50	5,00	202,50	4,00	-35,00	-30,00	-19,50	-15,36	78,77
	4,00	197,50	5,00	-35,00	-35,00	-22,75	-19,27	84,70
	6,00	207,50	4,00	-35,00	-35,00	-22,75	-14,40	63,31
40,00	5,00	232,50	4,00	-35,00	-35,00	-22,75	-14,29	62,82
	4,00	225,00	5,00	-35,00	-35,00	-22,75	-18,18	79,90

En las siguientes figuras se muestra la variación de las dimensiones de las vigas y el número de tendones para los distintos casos de análisis, solo se mostrará la cantidad de vigas correspondiente a su separación óptima dentro de los primeros 42 modelos analizados.

Figura 3-22

Variación de las Dimensiones de las Vigas Para una Longitud de 25 metros

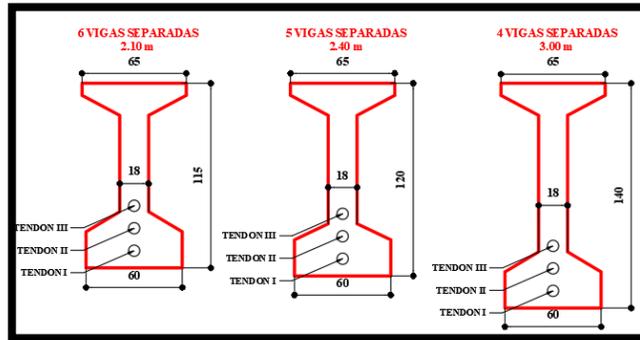


Figura 3-23

Variación de las Dimensiones de las Vigas Para una Longitud de 27,5 metros

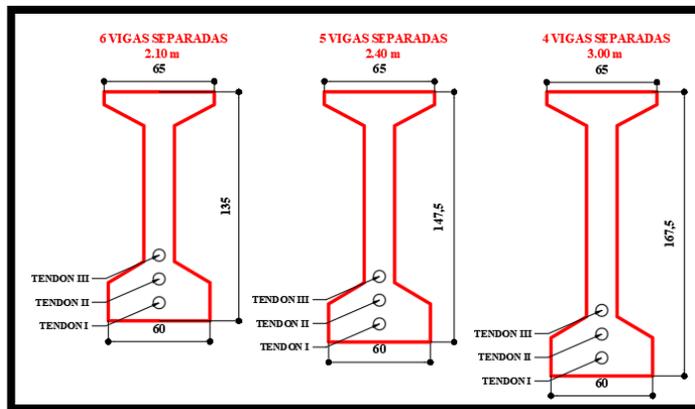


Figura 3-24

Variación de las Dimensiones de las Vigas Para una Longitud de 30,00 metros

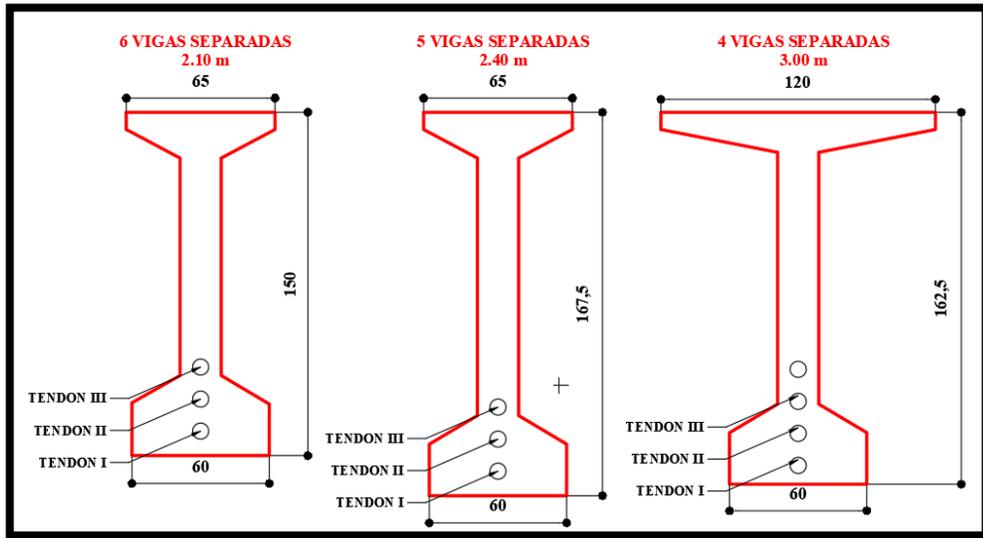


Figura 3-25

Variación de las Dimensiones de las Vigas Para una Longitud de 32,50 metros

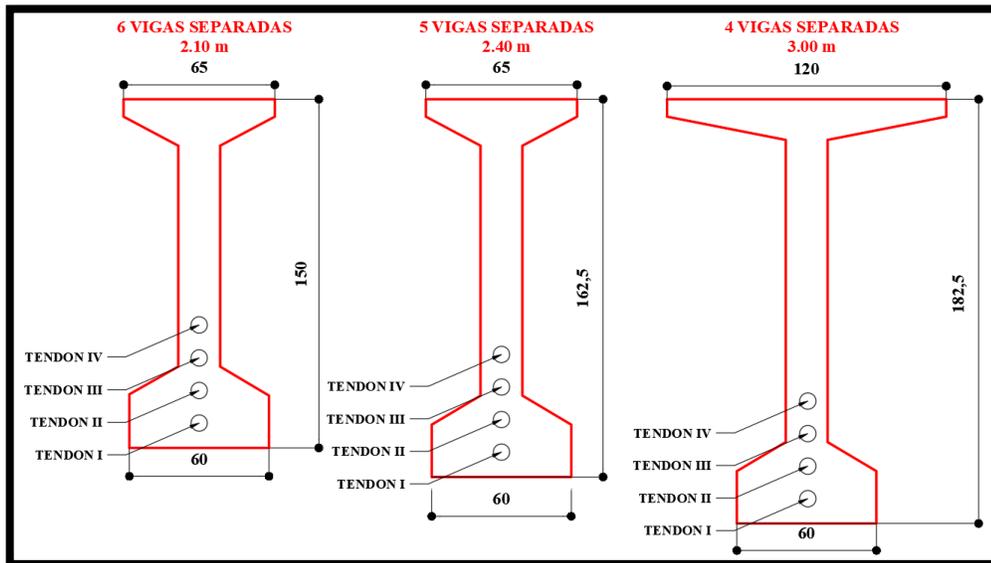


Figura 3-26

Variación de las Dimensiones de las Vigas Para una Longitud de 35,00 metros

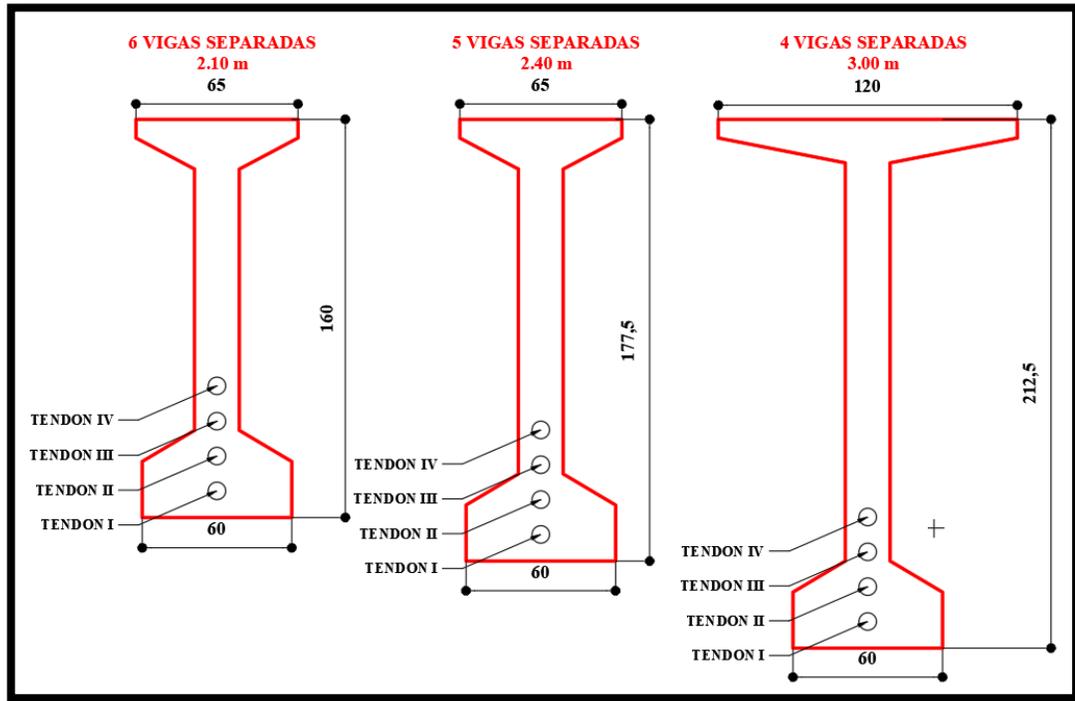


Figura 3-27

Variación de las Dimensiones de las Vigas Para una Longitud de 37,50 metros

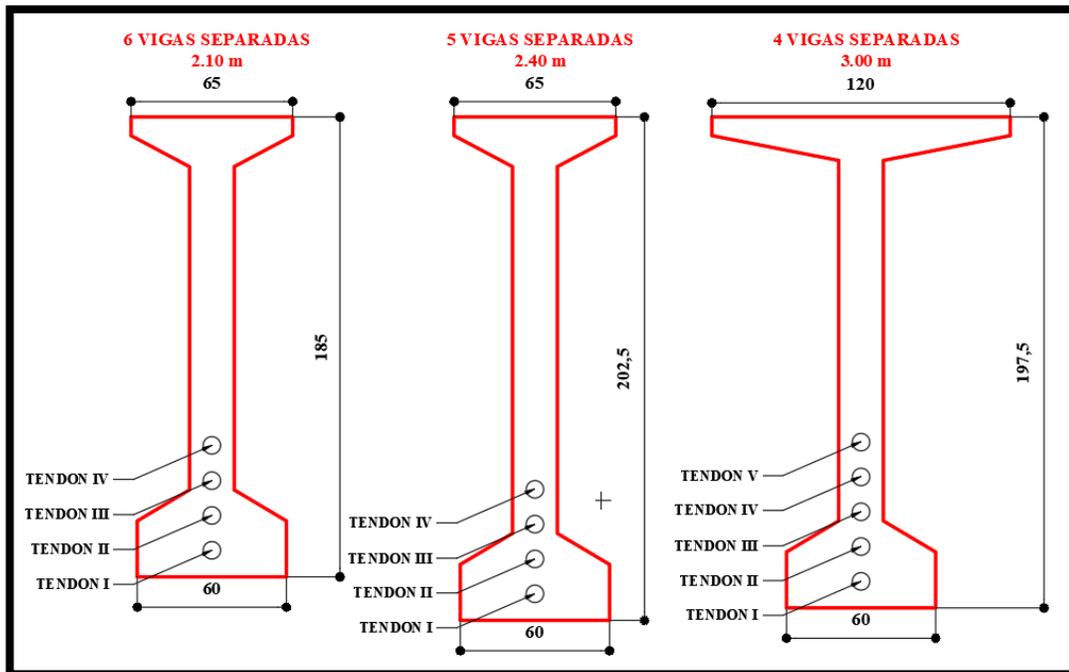
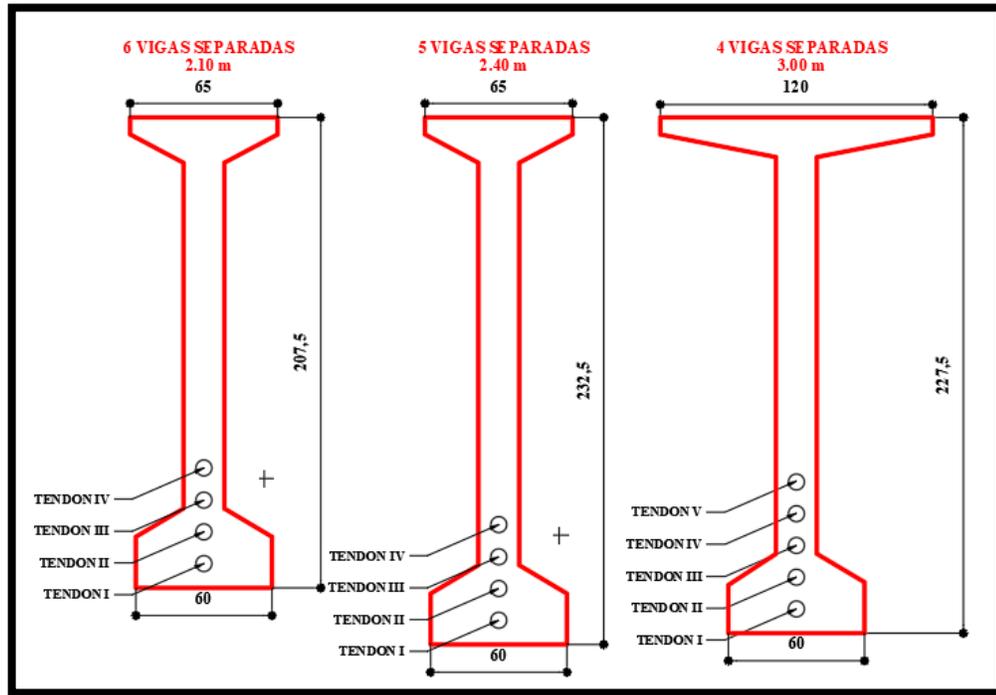


Figura 3-28

Variación de las Dimensiones de las Vigas Para una Longitud de 40,00 metros



Del diseño de los primeros 42 modelos de vigas se obtiene las siguientes graficas donde se muestra el aprovechamiento de las fuerzas de Preesfuerzo aplicada a las vigas en centro luz en la fibra inferior durante el momento de transferencia para cada caso de longitud de tramo analizado.

Figura 3-29

Esfuerzo a Compresión L=25 m

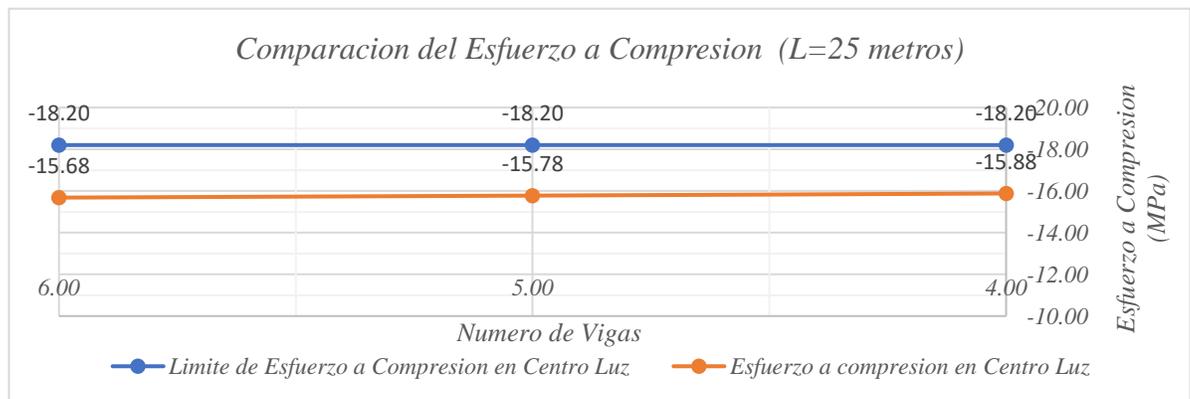


Figura 3-30

Esfuerzo a Compresión L=27,50 m

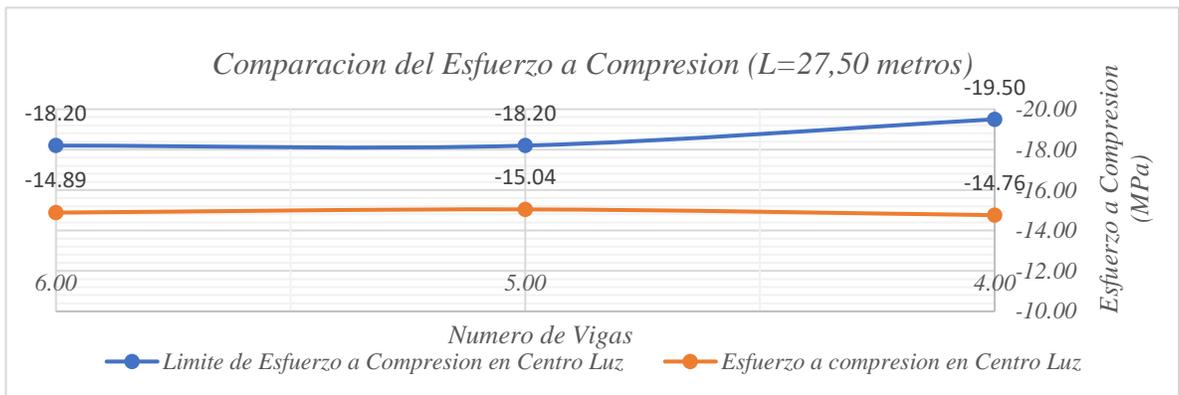


Figura 3-31

Esfuerzo a Compresión L=30,00 m.

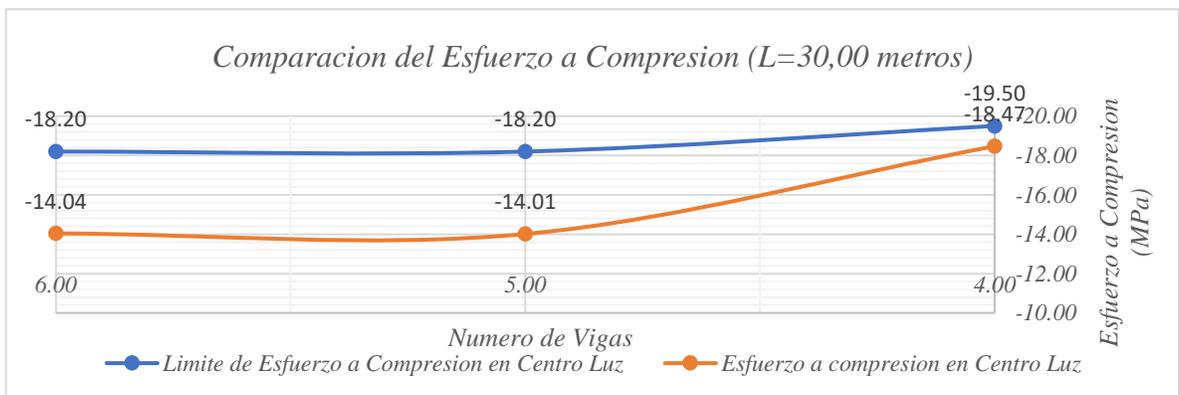


Figura 3-32

Esfuerzo a Compresión L=32,50m

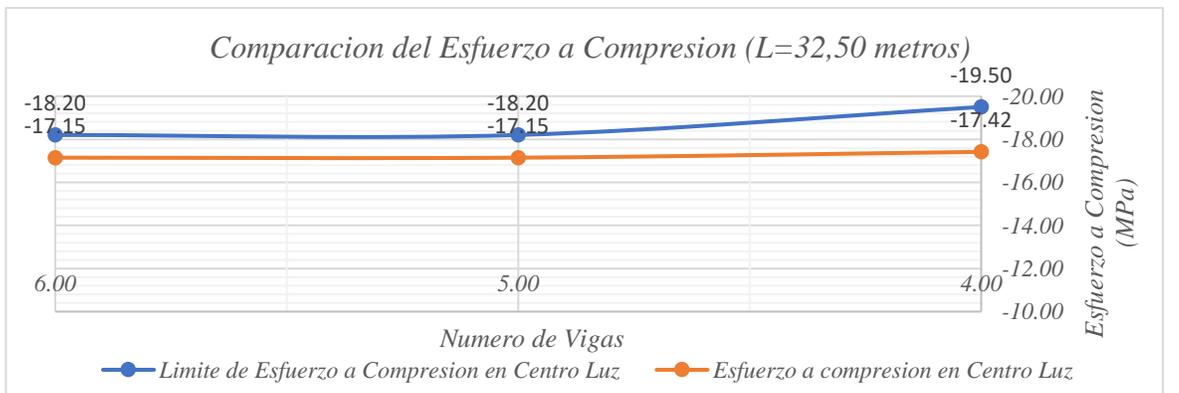


Figura 3-33

Esfuerzo a Compresión L=35,00 m

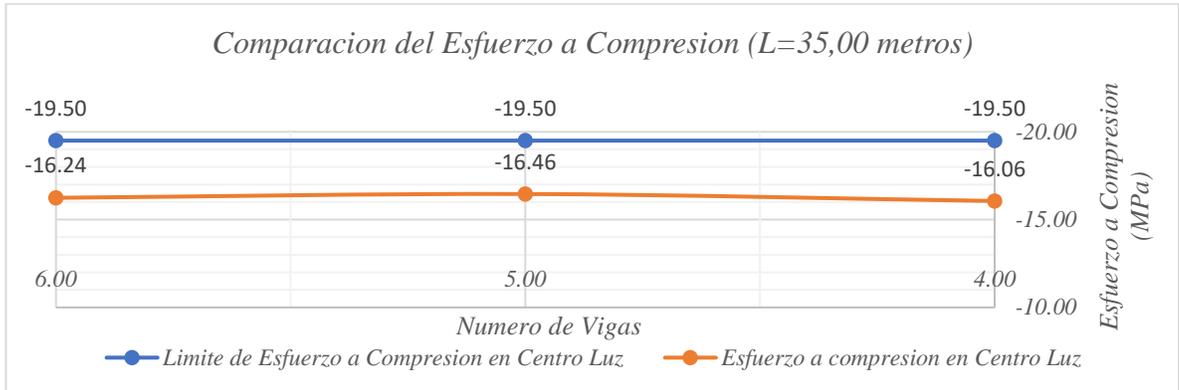


Figura 3-34

Esfuerzo a Compresión L=37,50 m

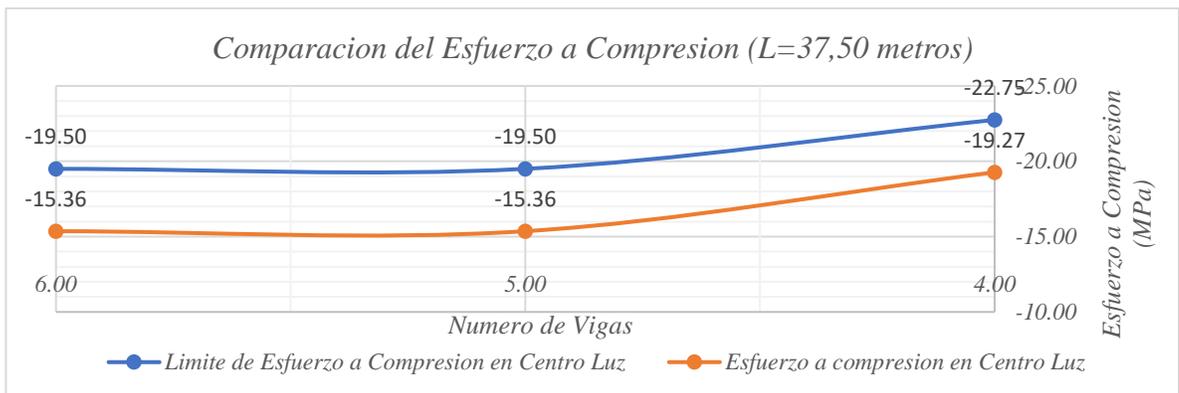
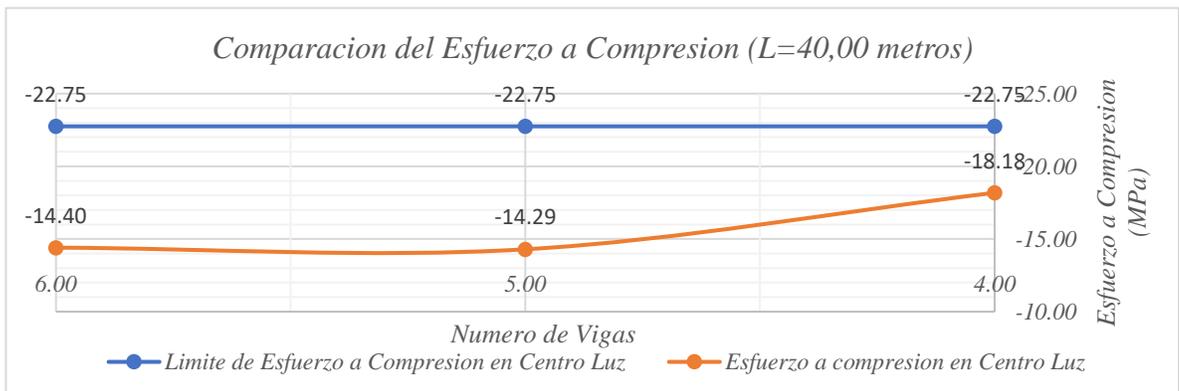


Figura 3-35

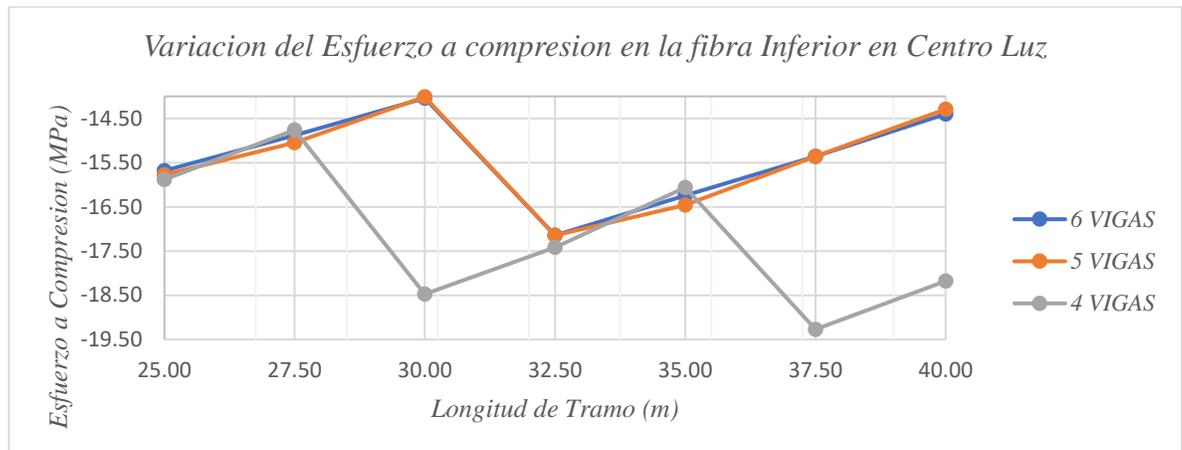
Esfuerzo a Compresión L=40,00 m



En la siguiente figura se muestra la variación de los esfuerzos en la fibra inferior para las distintas cantidades de vigas y distintas longitudes analizadas.

Figura 3-36

Variación del Esfuerzo en la Fibra Inferior para distintas Longitudes



En las siguientes graficas se muestra la variación de los esfuerzos en la fibra inferior durante el momento final de servicio.

Figura 3-37

Esfuerzo a Compresión L=25,00 m

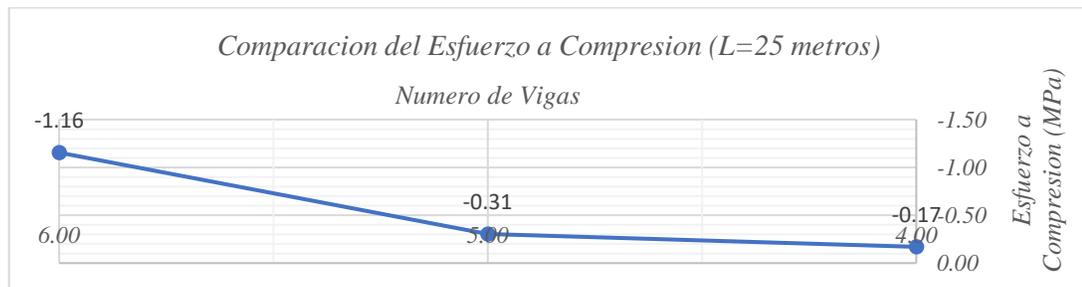


Figura 3-38

Esfuerzo a Compresión L=27,50 m.

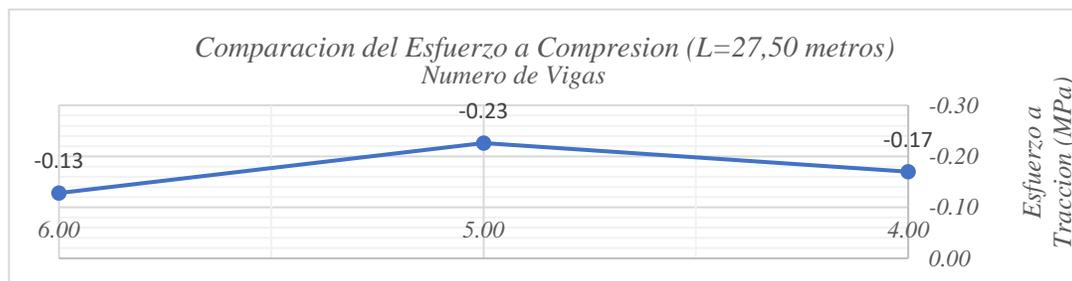


Figura 3-39

Esfuerzo a Compresión L=30,00 m

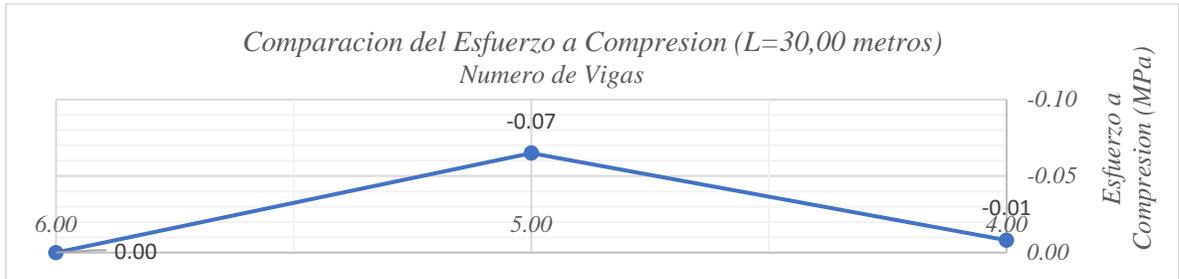


Figura 3-40

Esfuerzo a Compresión L=32,50 m

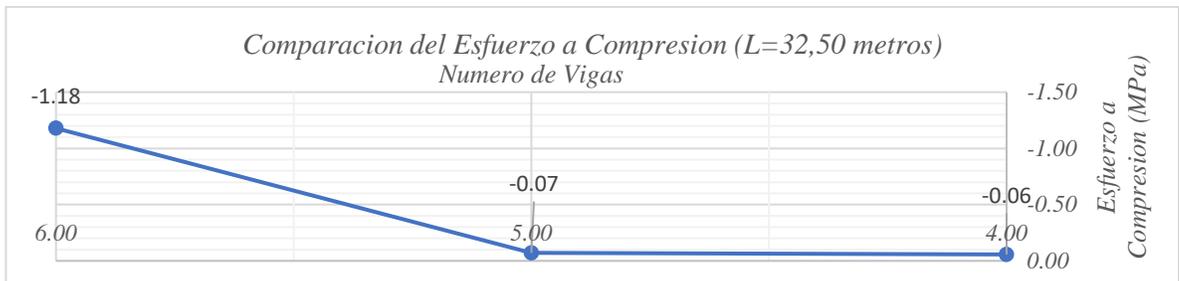


Figura 3-41

Esfuerzo a Compresión L=35,00 m

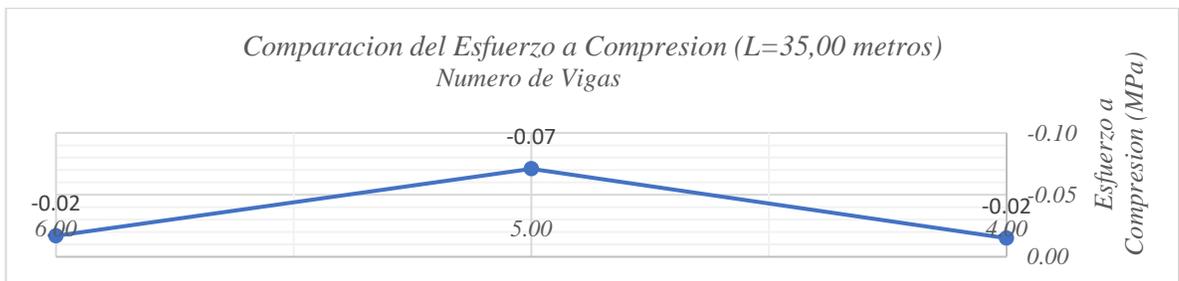


Figura 3-42

Esfuerzo a Compresión L=37,50 m

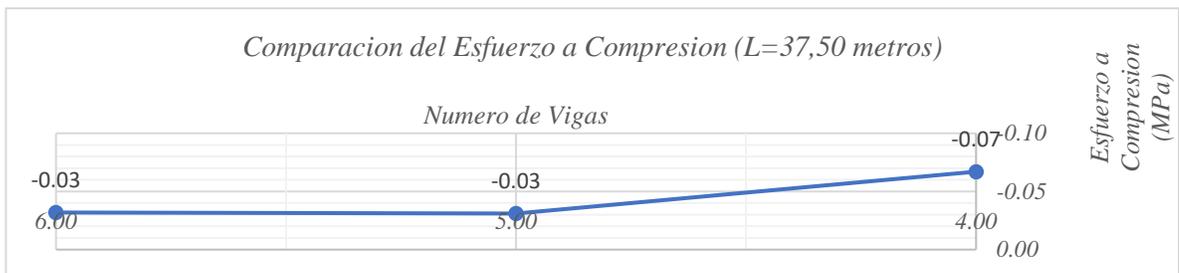


Figura 3-43

Esfuerzo a Compresión L=40,00 m

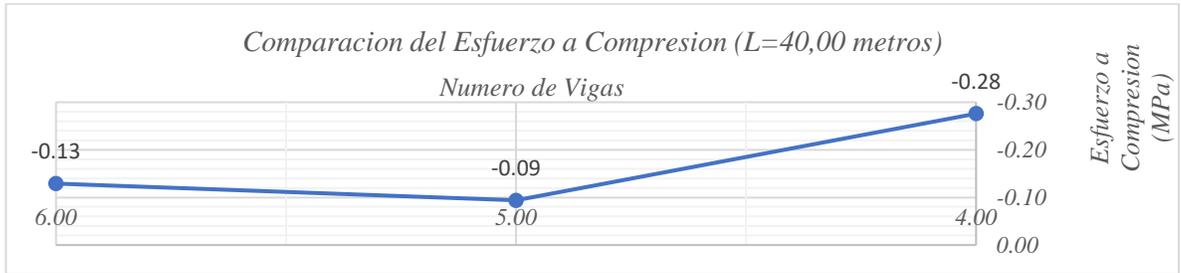
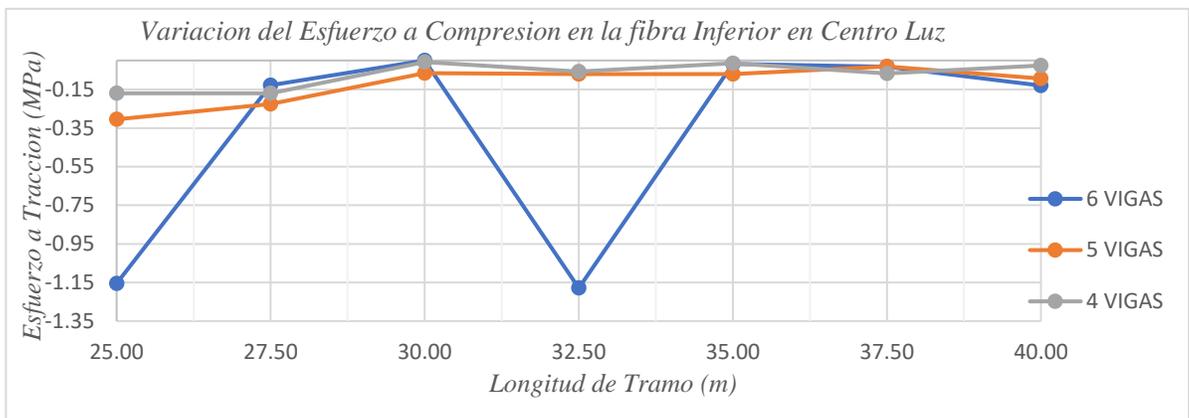


Figura 3-44

Variación del Esfuerzo en la Fibra Inferior para distintas Longitudes



Del análisis de las gráficas se realizó una optimización de la sección de la viga para las configuraciones establecidas (ver figuras 3-22 al 3-28) reduciendo las dimensiones del ala superior de las vigas (Ver Figura 3-45) y realizando un aumento de tendones para los tramos de 30 a 40 metros. En los tramos de 25,00 y 27,50 metros no se necesario realizar una disminución del ala superior de la viga o aumento de tendones, debido a que las solicitaciones que se obtienen en estos rangos de longitudes son fácilmente absorbibles por las dimensiones establecidas de los modelos M1 al M12 de la tabla 3.51.

Figura 3-45

Reducción de las dimensiones del Ala Superior Unidades en centímetros

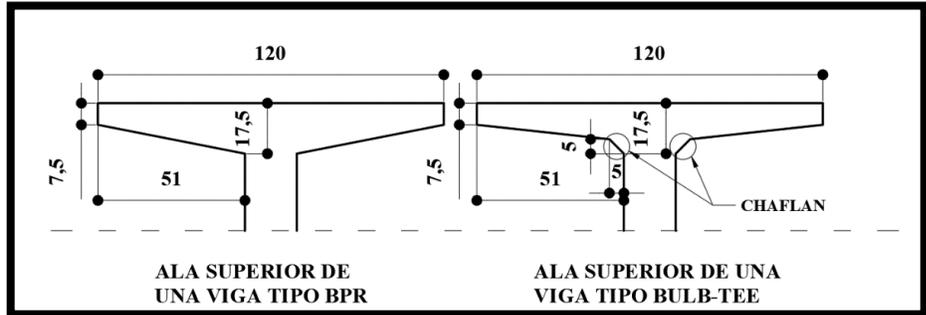


Figura 3-46

Optimización Estructural Para un Tramo de 30,00 m

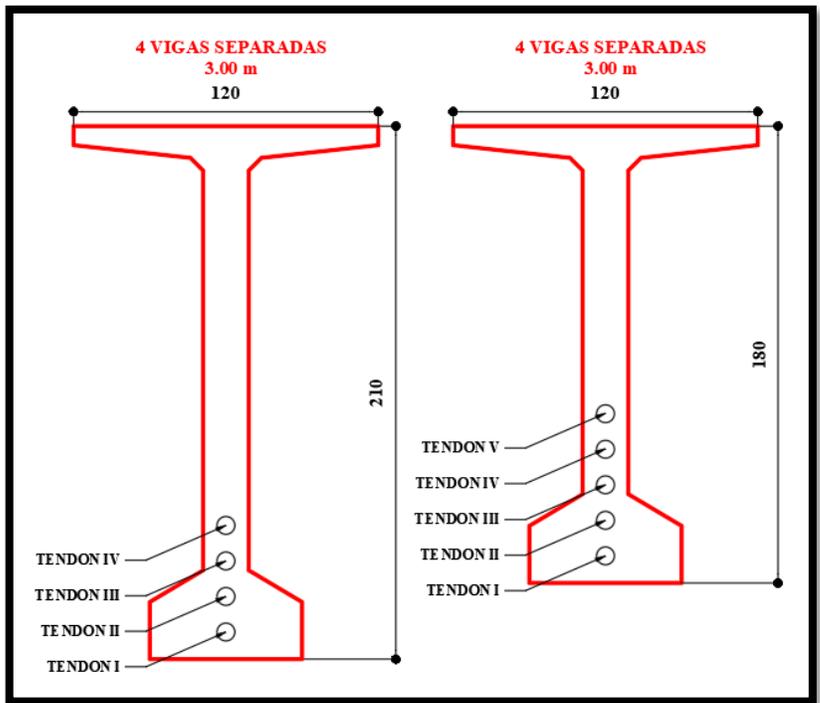


Figura 3-47

Optimización Estructural Para un Tramo de 32,50 m

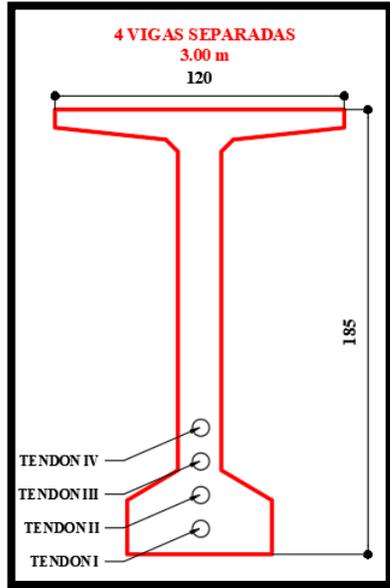


Figura 3-48

Optimización Estructural Para un Tramo de 35,00 m

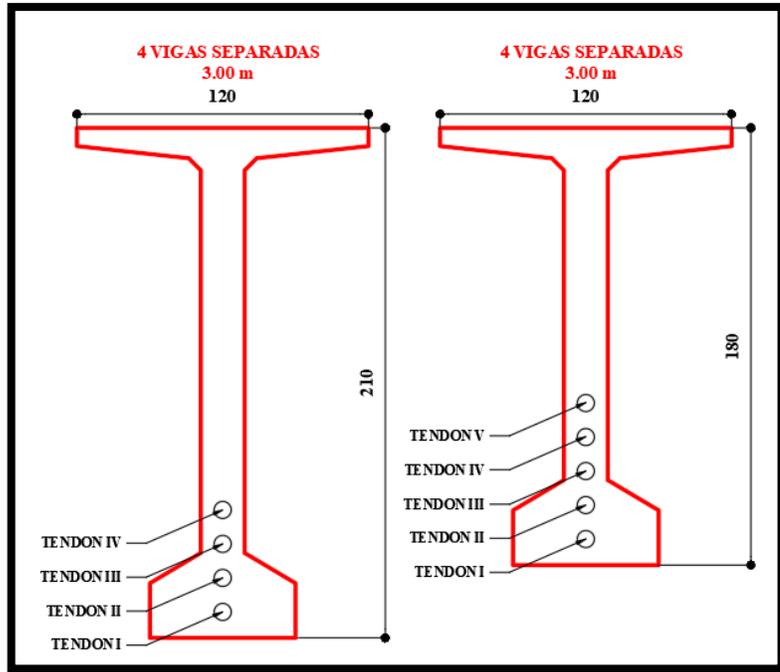


Figura 3-49

Optimización Estructural Para un Tramo de 37,50 m

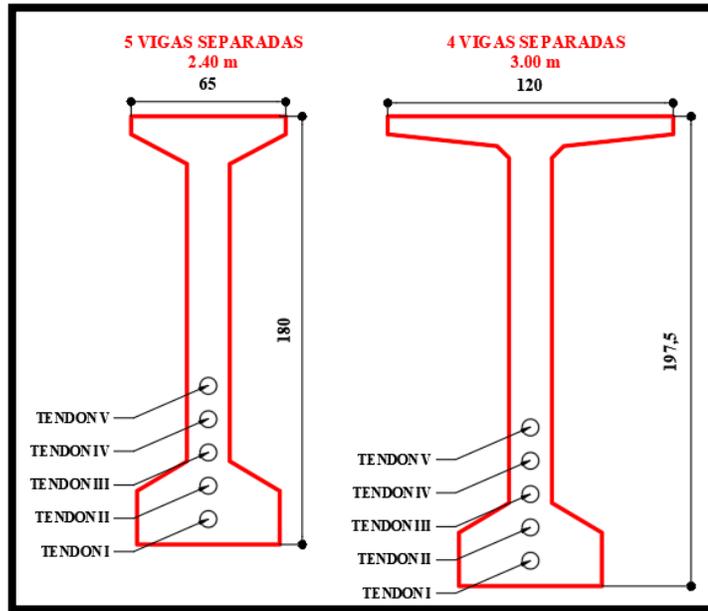
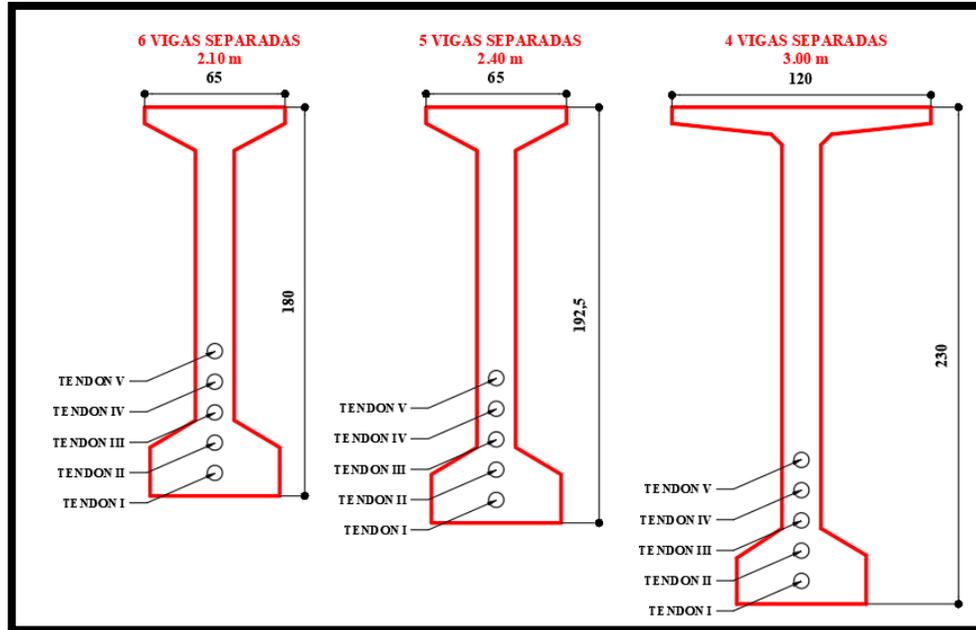


Figura 3-50

Optimización Estructural Para un Tramo de 40,00 m



Con lo mostrado se logró realizar la optimización estructural de la superestructura, ya que para un numero de torones, los cuales se están tesando a su máximo valor permitido por la norma se logró una sección de viga en la cual se esté aprovechando al máximo las

propiedades resistentes de las mismas, es decir secciones en las cuales se están aprovechando sus propiedades geométricas de manera que se consigue esfuerzos en las fibras de las secciones muy cercanos a los límites permitidos por la norma.

3.6 ANALISIS DEL COSTO DE LAS SUPERESTRUCTURAS ANALIZADAS.

Como se mencionó anteriormente la optimización de la superestructura de un puente no solo tiene que considerar la parte estructural sino también la correspondiente al costo de ejecución de los distintos componentes estructurales de la misma, por lo tanto, se analizó el costo de ejecución de todos los modelos de la tabla 3.59 en la cual se determina la variación del costo de realizar un aumento de tendones.

El análisis de costo de ejecución de los 62 modelos de Superestructuras se realizado en base a los ítems de la tabla 3.58, en el Anexo C se encuentra el detalle de los precios unitarios.

Tabla 3.58

Costo de los Elementos que Conforman las Viga

ITEMS	COSTO	UNIDAD
Tesado e Inyección de Mortero en Vigas	75,89	Bs/m
Anclaje de 12T D=0,5in	2209.85	Bs/Pieza
Vaina Galvanizada D=7cm	64,66	Bs/m
Torón de D=0,5in	44,16	Bs/m
Hormigón Preesforzado H=35 MPa	3378,81	Bs/m ³
Hormigón H=25 MPa	2876,41	Bs/m ³
Acero de refuerzo	27.40	Bs/kg

Tabla 3.59

Volúmenes de Hormigones de Vigas, Diafragmas y Losa

LUZ (m)	TIPO DE VIGA	Nº MODELO	SEPARACION ENTRE VIGAS (m)	Nº DE VIGAS	VOLUMEN DE LA VIGA (m3)	VOLUMEN TOTAL DE LAS VIGAS (m3)	VOLUMEN TOTAL DE DIAFRAGMAS (m3)	VOLUMEN TOTAL DE LA LOSA (m3)
25,00	AASHTO	M1	2,10	6	10,59	63,54	3,05	12,45
25,00	AASHTO	M2	2,10	5	11,05	55,25	2,68	12,45
25,00	AASHTO	M3	2,40	5	10,90	54,50	3,00	12,45
25,00	AASHTO	M4	2,40	4	12,37	49,48	2,85	12,45
25,00	AASHTO	M5	2,70	4	12,20	48,80	3,18	12,45
25,00	AASHTO	M6	3,00	4	12,20	48,80	2,43	12,45
27,50	AASHTO	M7	2,10	6	12,94	77,64	3,85	13,68
27,50	AASHTO	M8	2,10	5	13,85	69,25	3,44	13,68
27,50	AASHTO	M9	2,40	5	13,85	69,25	4,00	13,68
27,50	AASHTO	M10	2,40	4	15,53	62,12	3,60	13,68
27,50	AASHTO	M11	2,70	4	15,53	62,12	4,08	13,68
27,50	AASHTO	M12	3,00	4	15,35	61,40	4,47	13,68
30,00	AASHTO	M13	2,10	6	15,16	90,96	4,40	14,91
30,00	AASHTO	M14	2,10	5	16,76	83,80	4,16	14,91
30,00	AASHTO	M15	2,40	5	16,57	82,85	4,72	14,91
30,00	AASHTO	M16	2,40	4	20,09	80,36	3,60	14,91
30,00	AASHTO	M17	2,70	4	19,89	79,56	4,02	14,91
30,00	AASHTO	M18	3,00	4	18,03	72,12	4,32	14,91
32,50	AASHTO	M19	2,10	6	16,30	97,80	4,40	16,14
32,50	AASHTO	M20	2,10	5	17,78	88,90	4,08	16,14
32,50	AASHTO	M21	2,40	5	17,35	86,75	4,52	16,14
32,50	AASHTO	M22	2,40	4	21,34	85,36	3,99	16,14
32,50	AASHTO	M23	2,70	4	21,34	85,36	4,53	16,14
32,50	AASHTO	M24	3,00	4	21,12	84,48	4,98	16,14
35,00	AASHTO	M25	2,10	6	18,33	109,98	4,80	17,37
35,00	AASHTO	M26	2,10	5	20,15	100,75	4,44	17,37
35,00	AASHTO	M27	2,40	5	19,92	99,60	5,08	17,37
35,00	AASHTO	M28	2,40	4	25,70	102,80	4,80	17,37
35,00	AASHTO	M29	2,70	4	25,45	101,80	5,37	17,37
35,00	AASHTO	M30	3,00	4	25,45	101,80	6,00	17,37
37,50	AASHTO	M31	2,10	6	21,90	131,40	5,75	18,61
37,50	AASHTO	M32	2,10	5	23,91	119,55	5,24	18,61
37,50	AASHTO	M33	2,40	5	23,66	118,30	5,96	18,61
37,50	AASHTO	M34	2,40	4	26,00	104,00	4,47	18,61
37,50	AASHTO	M35	2,70	4	25,75	103,00	4,98	18,61
37,50	AASHTO	M36	3,00	4	25,50	102,00	5,49	18,61
40,00	AASHTO	M37	2,10	6	25,57	153,42	6,60	19,84
40,00	AASHTO	M38	2,10	5	28,58	142,90	6,16	19,84
40,00	AASHTO	M39	2,40	5	28,30	141,50	7,00	19,84
40,00	AASHTO	M40	2,40	4	30,79	123,16	5,25	19,84
40,00	AASHTO	M41	2,70	4	30,52	122,08	5,91	19,84
40,00	AASHTO	M42	3,00	4	30,25	121,00	6,51	19,84
30,00	BULB-TEE	M43	2,40	4	20,44	81,76	3,6	14,91
30,00	BULB-TEE	M44	2,70	4	17,46	69,84	3,87	14,91
30,00	BULB-TEE	M45	3,00	4	16,86	67,44	4,05	14,91
32,50	BULB-TEE	M46	2,40	4	23,75	95,00	4,14	16,14
32,50	BULB-TEE	M47	2,70	4	23,75	95,00	4,68	16,14
32,50	BULB-TEE	M48	3,00	4	20,51	82,04	4,98	16,14
35,00	BULB-TEE	M49	2,40	4	28,03	112,12	4,86	17,37
35,00	BULB-TEE	M50	2,70	4	28,03	112,12	5,52	17,37
35,00	BULB-TEE	M51	3,00	4	24,54	98,16	5,91	17,37
37,50	BULB-TEE	M52	2,40	4	28,52	114,08	4,53	18,61
37,50	BULB-TEE	M53	2,70	4	28,26	113,04	5,07	18,61
37,50	BULB-TEE	M54	3,00	4	23,87	95,48	5,49	18,61
40,00	BULB-TEE	M55	2,40	4	30,79	123,16	5,19	19,84
40,00	BULB-TEE	M56	2,70	4	30,51	122,04	5,82	19,84
40,00	BULB-TEE	M57	3,00	4	30,24	120,96	6,42	19,84
30,00	AASHTO	M58	2,40	5	14,77	73,85	3,92	14,91
35,00	BULB-TEE	M59	3,00	4	21,67	86,68	4,92	17,37
37,50	AASHTO	M60	2,40	5	21,42	107,1	5,16	18,61
40,00	AASHTO	M61	2,10	6	22,69	136,14	5,55	19,84
40,00	AASHTO	M62	2,40	5	23,98	119,9	5,6	19,84

Tabla 3.60

Volúmenes del Acero de Alta Resistencia

LUZ (m)	Nº MOD ELO	Nº DE ANCLAJES DE 12T de D=0,5 in POR VIGA	Nº TOTAL DE ANCLAJES	LONGITUD DE ACERO ADHERENTE POR VIGA (m)	LONGITUD DEL ACERO ACTIVO ADHERENTE TOTAL (m)	CANTIDAD TOTAL DE ACERO ADHERIDO D=0,5 in (Kg)	LONGITUD DE ACERO GALVANIZADO POR VIGA (m)	LONGITUD DE ACERO GALVANIZADO TOTAL (m)	TESADO E INYECTADO ACERO ACTIVO ADHERIDO TOTAL (m)
25,00	M1	6	36	900,53	5403,18	4214,48	75,04	450,24	450,24
25,00	M2	6	30	900,62	4503,10	3512,42	75,05	375,25	375,25
25,00	M3	6	30	900,59	4502,95	3512,30	75,04	375,20	375,20
25,00	M4	6	24	900,94	3603,76	2810,93	75,08	300,32	300,32
25,00	M5	6	24	901,59	3606,36	2812,96	75,13	300,52	300,52
25,00	M6	6	24	901,65	3606,60	2813,15	75,14	300,56	300,56
27,50	M7	6	36	990,74	5944,44	4636,66	82,56	495,36	495,36
27,50	M8	6	30	990,94	4954,70	3864,67	82,58	412,90	412,90
27,50	M9	6	30	990,98	4954,90	3864,82	82,58	412,90	412,90
27,50	M10	6	24	991,37	3965,48	3093,07	82,62	330,48	330,48
27,50	M11	6	24	991,37	3965,48	3093,07	82,62	330,48	330,48
27,50	M12	6	24	991,33	3965,32	3092,95	82,60	330,40	330,40
30,00	M13	6	36	1080,90	6485,40	5058,61	90,08	540,48	540,48
30,00	M14	6	30	1081,25	5406,25	4216,88	90,10	450,50	450,50
30,00	M15	6	30	1081,20	5406,00	4216,68	90,10	450,50	450,50
30,00	M16	8	32	1441,45	5765,80	4497,32	120,04	480,16	480,16
30,00	M17	8	32	1441,38	5765,52	4497,11	120,11	480,44	480,44
30,00	M18	8	32	1441,38	5765,52	4497,11	120,11	480,44	480,44
32,50	M19	8	48	1560,95	9365,70	7305,25	130,08	780,48	780,48
32,50	M20	8	40	1561,29	7806,45	6089,03	130,10	650,50	650,50
32,50	M21	8	40	1561,29	7806,45	6089,03	130,10	650,50	650,50
32,50	M22	8	32	1561,67	6246,68	4872,41	130,14	520,56	520,56
32,50	M23	8	32	1561,67	6246,68	4872,41	130,14	520,56	520,56
32,50	M24	8	32	1561,67	6246,68	4872,41	130,14	520,56	520,56
35,00	M25	8	48	1681,06	10086,36	7867,36	140,09	840,54	840,54
35,00	M26	8	40	1681,45	8407,25	6557,66	140,13	700,65	700,65
35,00	M27	8	40	1681,40	8407,00	6557,46	140,12	700,60	700,60
35,00	M28	8	32	1682,30	6729,20	5248,78	140,20	560,80	560,80
35,00	M29	8	32	1682,23	6728,92	5248,56	140,19	560,76	560,76
35,00	M30	8	32	1682,23	6728,92	5248,56	140,19	560,76	560,76
37,50	M31	8	48	1801,45	10808,70	8430,79	150,13	900,78	900,78
37,50	M32	8	40	1801,89	9009,45	7027,37	150,16	750,80	750,80
37,50	M33	8	40	1801,89	9009,45	7027,37	150,16	750,80	750,80
37,50	M34	10	40	2252,05	9008,20	7026,40	187,67	750,68	750,68
37,50	M35	10	40	2251,98	9007,92	7026,18	187,67	750,68	750,68
37,50	M36	10	40	2251,98	9007,92	7026,18	187,67	750,68	750,68
40,00	M37	8	48	1921,83	11530,98	8994,16	160,16	960,96	960,96
40,00	M38	8	40	1922,53	9612,65	7497,87	160,21	801,05	801,05
40,00	M39	8	40	1922,53	9612,65	7497,87	160,21	801,05	801,05
40,00	M40	10	40	2402,61	9610,44	7496,14	200,22	800,88	800,88
40,00	M41	10	40	2402,61	9610,44	7496,14	200,22	800,88	800,88
40,00	M42	10	40	2402,45	9609,80	7495,64	200,22	800,88	800,88
30,00	M43	8	32	1441,45	5765,8	4497,32	120,1206	480,48	480,48
30,00	M44	8	32	1441,38	5765,52	4497,11	120,1158	480,46	480,46
30,00	M45	8	32	1441,38	5765,52	4497,11	120,1158	480,46	480,46
32,50	M46	8	32	1561,67	6246,68	4872,41	130,14	520,56	520,56
32,50	M47	8	32	1561,67	6246,68	4872,41	130,14	520,56	520,56
32,50	M48	8	32	1561,67	6246,68	4872,41	130,14	520,56	520,56
35,00	M49	8	32	1682,30	6729,20	5248,78	140,20	560,80	560,80
35,00	M50	8	32	1682,23	6728,92	5248,56	140,19	560,76	560,76
35,00	M51	8	32	1682,23	6728,92	5248,56	140,19	560,76	560,76
37,50	M52	10	40	2252,05	9008,2	7026,4	187,67	750,68	750,68
37,50	M53	10	40	2251,98	9007,92	7026,18	187,67	750,68	750,68
37,50	M54	10	40	2251,98	9007,92	7026,18	187,67	750,68	750,68
40,00	M55	10	40	2402,61	9610,44	7496,14	200,22	800,88	800,88
40,00	M56	10	40	2402,61	9610,44	7496,14	200,22	800,88	800,88
40,00	M57	10	40	2402,45	9609,8	7495,64	200,22	800,88	800,88
30,00	M58	8	40	1440,95	7204,75	5619,71	120,08	600,40	600,40
35,00	M59	10	40	2101,60	8406,40	6556,99	175,14	700,56	700,56
37,50	M60	10	50	2251,5	11257,5	8780,85	412,62	2063,1	2063,1
40,00	M61	10	60	2401,41	14408,46	11238,6	200,12	1200,72	1200,72
40,00	M62	10	50	2401,68	12008,4	9366,55	200,14	1000,7	1000,7

Tabla 3.61

Costo de las Superestructuras

LUZ (m)	Nº MODELO	Tesado e Inyeccion (Bs)	Anclajes de 12T de D=0,5in (Bs)	Cable Postensado o D=0,5in (Bs)	Vaina Galvanizada (Bs)	A. P,INYECT . Y ACCES. (Bs)	VIGAS H=35 MPa (Bs)	Diafragmas H=25 MPa (Bs)	Losa H=25 MPa (Bs)	Acero de R. fy=500 MPa (Bs)	TOTAL COSTO (Bs)
25.00	M1	34,168.71	79,554.60	186,111.44	29,112.52	328,947.27	214,689.59	8,773.05	35,811.30	308,317.76	896,538.97
25.00	M2	28,477.72	66,295.50	155,108.47	24,263.67	274,145.36	186,679.25	7,708.78	35,811.30	288,369.60	792,714.29
25.00	M3	28,473.93	66,295.50	155,103.17	24,260.43	274,133.03	184,145.15	8,629.23	35,811.30	286,634.98	789,353.69
25.00	M4	22,791.28	53,036.40	124,130.67	19,418.69	219,377.04	167,183.52	8,197.77	35,811.30	269,288.76	699,858.39
25.00	M5	22,806.46	53,036.40	124,220.31	19,431.62	219,494.79	164,885.93	9,146.98	35,811.30	267,120.48	696,459.48
25.00	M6	22,809.50	53,036.40	124,228.70	19,434.21	219,508.81	164,885.93	10,182.49	35,811.30	264,952.20	695,340.73
27.50	M7	37,592.87	79,554.60	204,754.91	32,029.98	353,932.36	262,330.81	11,074.18	39,349.29	357,980.08	1,024,666.68
27.50	M8	31,334.98	66,295.50	170,663.83	26,698.11	294,992.42	233,982.59	9,894.85	39,349.29	333,113.84	911,332.99
27.50	M9	31,334.98	66,295.50	170,670.45	26,698.11	294,999.04	233,982.59	11,505.64	39,349.29	330,951.56	910,788.12
27.50	M10	25,080.13	53,036.40	136,589.97	21,368.84	236,075.34	209,891.68	10,355.08	39,349.29	309,328.77	805,000.16
27.50	M11	25,080.13	53,036.40	136,589.97	21,368.84	236,075.34	209,891.68	11,735.75	39,349.29	306,625.93	803,677.99
27.50	M12	25,074.06	53,036.40	136,584.67	21,363.66	236,058.79	207,458.93	12,857.55	39,349.29	303,923.08	799,647.64
30.00	M13	41,017.03	79,554.60	223,388.22	34,947.44	378,907.29	307,336.56	12,656.20	42,887.27	413,696.35	1,155,483.67
30.00	M14	34,188.45	66,295.50	186,217.42	29,129.33	315,830.70	283,144.28	11,965.87	42,887.27	382,796.52	1,036,624.64
30.00	M15	34,188.45	66,295.50	186,208.59	29,129.33	315,821.87	279,934.41	13,576.66	42,887.27	380,109.58	1,032,329.79
30.00	M16	36,439.34	70,715.20	198,601.65	31,047.15	336,803.34	271,521.17	10,355.08	42,887.27	353,240.16	1,014,807.02
30.00	M17	36,460.59	70,715.20	198,592.38	31,065.25	336,833.42	268,818.12	11,563.17	42,887.27	349,881.48	1,009,983.46
30.00	M18	36,460.59	70,715.20	198,592.38	31,065.25	336,833.42	243,679.78	12,426.09	42,887.27	346,522.81	982,349.37
32.50	M19	59,230.63	106,072.80	413,589.31	50,465.84	629,358.58	330,447.62	12,656.20	46,425.26	440,269.15	1,459,156.81
32.50	M20	49,366.45	88,394.00	344,732.83	42,061.33	524,554.61	300,376.21	11,735.75	46,425.26	407,980.81	1,291,072.66
32.50	M21	49,366.45	88,394.00	344,732.83	42,061.33	524,554.61	293,111.77	13,001.37	46,425.26	405,173.13	1,282,266.14
32.50	M22	39,505.30	70,715.20	275,853.39	33,659.41	419,733.30	288,415.22	11,476.88	46,425.26	377,096.31	1,143,146.97
32.50	M23	39,505.30	70,715.20	275,853.39	33,659.41	419,733.30	288,415.22	13,030.14	46,425.26	373,586.70	1,141,190.62
32.50	M24	39,505.30	70,715.20	275,853.39	33,659.41	419,733.30	285,441.87	14,324.52	46,425.26	370,077.15	1,136,002.05
35.00	M25	63,788.58	106,072.80	445,413.66	54,349.32	669,624.36	371,601.52	13,806.77	49,963.24	510,732.54	1,615,728.43
35.00	M26	53,172.33	88,394.00	371,264.16	45,304.03	558,134.52	340,415.11	12,771.26	49,963.24	470,495.11	1,431,779.24
35.00	M27	53,168.53	88,394.00	371,253.12	45,300.80	558,116.45	336,529.48	14,612.16	49,963.24	466,996.23	1,426,217.53
35.00	M28	42,559.11	70,715.20	297,161.47	36,261.33	446,697.11	347,341.67	13,806.77	49,963.24	432,007.13	1,289,815.92
35.00	M29	42,556.08	70,715.20	297,149.11	36,258.74	446,679.13	343,962.86	15,446.32	49,963.24	427,633.50	1,283,685.05
35.00	M30	42,556.08	70,715.20	297,149.11	36,258.74	446,679.13	343,962.86	17,258.46	49,963.24	423,259.86	1,281,123.55
37.50	M31	68,360.19	106,072.80	477,312.19	58,244.43	709,989.61	443,975.63	16,539.36	53,529.99	545,645.88	1,769,680.47
37.50	M32	56,978.21	88,394.00	397,857.31	48,546.73	591,776.25	403,936.74	15,072.39	53,529.99	502,661.67	1,566,976.97
37.50	M33	56,978.21	88,394.00	397,857.31	48,546.73	591,776.25	399,713.22	17,143.40	53,529.99	498,923.83	1,561,086.69
37.50	M34	56,969.11	88,394.00	397,802.11	48,538.97	591,704.19	351,396.24	12,857.55	53,529.99	461,546.20	1,471,034.17
37.50	M35	56,969.11	88,394.00	397,789.75	48,538.97	591,691.83	348,017.43	14,324.52	53,529.99	456,874.00	1,464,437.77

37.5 0	M36	56,969.11	88,394.00	397,789.75	48,538.97	591,691.83	344,638.6 2	15,791.49	53,529.9 9	452,201.7 9	1,457,853.7 2
40.0 0	M37	72,927.25	106,072.8 0	509,208.08	62,135.67	750,343.80	518,377.0 3	18,984.31	57,067.9 7	602,838.8 4	1,947,611.9 5
40.0 0	M38	60,791.68	88,394.00	424,494.62	51,795.89	625,476.19	482,831.9 5	17,718.69	57,067.9 7	551,494.5 5	1,734,589.3 5
40.0 0	M39	60,791.68	88,394.00	424,494.62	51,795.89	625,476.19	478,101.6 2	20,134.87	57,067.9 7	547,301.6 9	1,728,082.3 4
40.0 0	M40	60,778.78	88,394.00	424,397.03	51,784.90	625,354.71	416,134.2 4	15,101.15	57,067.9 7	502,246.6 8	1,615,904.7 5
40.0 0	M41	60,778.78	88,394.00	424,397.03	51,784.90	625,354.71	412,485.1 2	16,999.58	57,067.9 7	497,005.6 1	1,608,912.9 9
40.0 0	M42	60,778.78	88,394.00	424,368.77	51,784.90	625,326.45	408,836.0 1	18,725.43	57,067.9 7	491,764.5 4	1,601,720.4 0
30.0 0	M43	36,463.63	70,715.20	198,601.65	31,067.84	336,848.32	276,251.5 1	10,355.08	42,887.2 7	353,240.1 6	1,019,582.3 4
30.0 0	M44	36,462.11	70,715.20	198,592.38	31,066.54	336,836.23	235,976.0 9	11,131.71	42,887.2 7	349,881.4 8	976,712.78
30.0 0	M45	36,462.11	70,715.20	198,592.38	31,066.54	336,836.23	227,866.9 5	11,649.46	42,887.2 7	346,522.8 1	965,762.72
32.5 0	M46	39,505.30	70,715.20	215,165.63	33,659.41	359,045.54	320,986.9 5	8,654.63	46,425.2 6	377,096.3 1	1,112,208.6 9
32.5 0	M47	39,505.30	70,715.20	215,165.63	33,659.41	359,045.54	320,986.9 5	9,783.49	46,425.2 6	373,586.7 0	1,109,827.9 4
32.5 0	M48	39,505.30	70,715.20	215,165.63	33,659.41	359,045.54	277,197.5 7	10,410.64	46,425.2 6	370,077.1 0	1,063,156.1 1
35.0 0	M49	42,559.11	70,715.20	297,161.47	36,261.33	446,697.11	378,832.1 8	13,979.35	49,963.2 4	432,007.1 3	1,321,479.0 1
35.0 0	M50	42,556.08	70,715.20	297,149.11	36,258.74	446,679.13	378,832.1 8	15,877.78	49,963.2 4	427,633.5 0	1,318,985.8 3
35.0 0	M51	42,556.08	70,715.20	297,149.11	36,258.74	446,679.13	331,663.9 9	16,999.58	49,963.2 4	423,259.8 6	1,268,565.8 0
37.5 0	M52	56,969.11	88,394.00	397,802.11	48,538.97	591,704.19	385,454.6 4	13,030.14	53,529.9 9	461,546.2 0	1,505,265.1 6
37.5 0	M53	56,969.11	88,394.00	397,789.75	48,538.97	591,691.83	381,940.6 8	14,583.40	53,529.9 9	456,874.0 0	1,498,619.9 0
37.5 0	M54	56,969.11	88,394.00	397,789.75	48,538.97	591,691.83	322,608.7 8	15,791.49	53,529.9 9	452,201.7 9	1,435,823.8 8
40.0 0	M55	60,778.78	88,394.00	424,397.03	51,784.90	625,354.71	416,134.2 4	14,928.57	57,067.9 7	502,246.6 8	1,615,732.1 7
40.0 0	M56	60,778.78	88,394.00	424,397.03	51,784.90	625,354.71	412,349.9 7	16,740.71	57,067.9 7	497,005.6 1	1,608,518.9 7
40.0 0	M57	60,778.78	88,394.00	424,368.77	51,784.90	625,326.45	408,700.8 6	18,466.55	57,067.9 7	491,764.5 4	1,601,326.3 7
30.0 0	M58	45,564.36	88,394.00	248,166.39	38,821.86	420,946.61	249,525.1 2	11,275.53	42,887.2 7	382,796.5 2	1,107,431.0 5
35.0 0	M59	53,165.50	88,394.00	371,226.62	45,298.21	558,084.33	292,875.2 5	14,151.94	49,963.2 4	423,259.8 6	1,338,334.6 2
37.5 0	M60	156,568.6 6	110,492.5 0	497,131.20	133,400.05	897,592.41	361,870.5 5	14,842.28	53,529.9 9	502,661.6 0	1,830,496.8 3
40.0 0	M61	91,122.64	132,591.0 0	636,277.59	77,638.56	937,629.79	459,991.1 9	15,964.08	57,067.9 7	596,585.9 3	2,067,238.9 6
40.0 0	M62	75,943.12	110,492.5 0	530,290.94	64,705.26	781,431.82	405,119.3 2	16,107.90	57,067.9 7	548,368.0 9	1,808,095.1 0

CAPÍTULO IV
RESULTADOS Y CONCLUSIONES

4 RESULTADOS Y CONCLUSIONES.

4.1 RESULTADOS

- Se analizaron 62 modelos en total, con las siguientes configuraciones; 6 vigas separadas 2.10 metros. 5 vigas separadas 2.10 metros, 5 vigas separadas 2.40 metros, 4 vigas separadas 2.40 metros 4 vigas separadas 2.70 metros, 4 vigas separadas 3.00 metros, para el rango de longitudes de 25.00 hasta 40 metros variando la longitud cada 2.50 metros.
- Se realizo el cálculo y diseño estructural de los 62 modelos de superestructuras, diseñando los tres componentes estructurales, losa, diafragma y vigas.
- Se realizo el cómputo métrico de los 62 modelos para determinar el costo de ejecución de la superestructura para cada modelo.
- Se realizaron los planos de detalle para cada superestructura optima correspondiente a cada longitud.
- Del análisis de la luz de cálculo y la separación entre vigas las cuales se definieron como las variables independientes en este trabajo se obtuvo 62 modelos de los cuales en las siguientes figuras se muestra el cambio de las variables independientes para cada caso de estudio.

Figura 4-1

Variación de la Inercia de la Viga

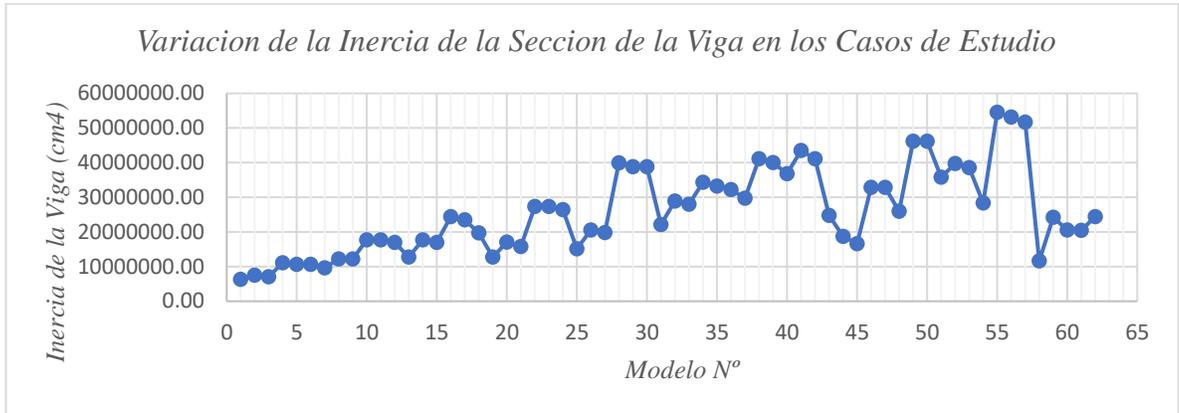


Figura 4-2

Variación del Área Homogeneizada de la Viga

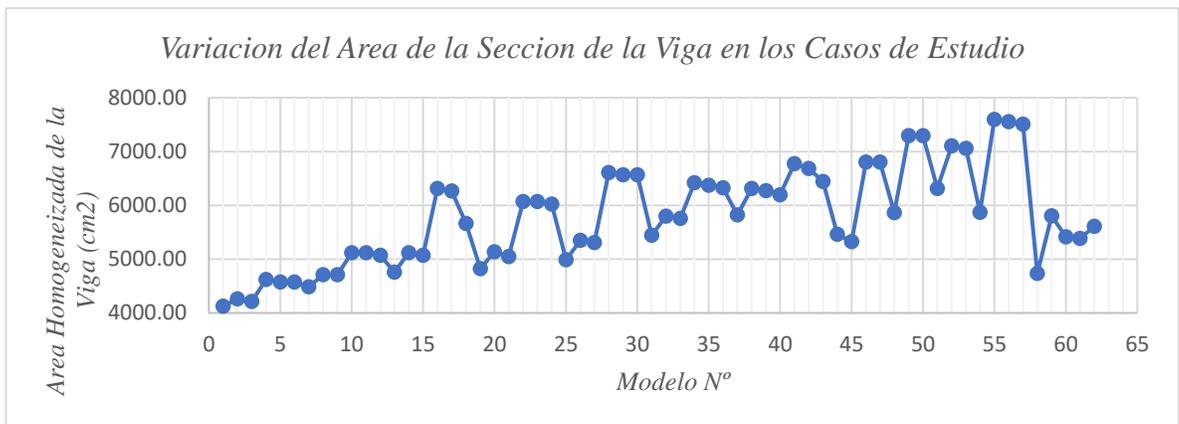


Figura 4-3

Variación del Radio de Giro

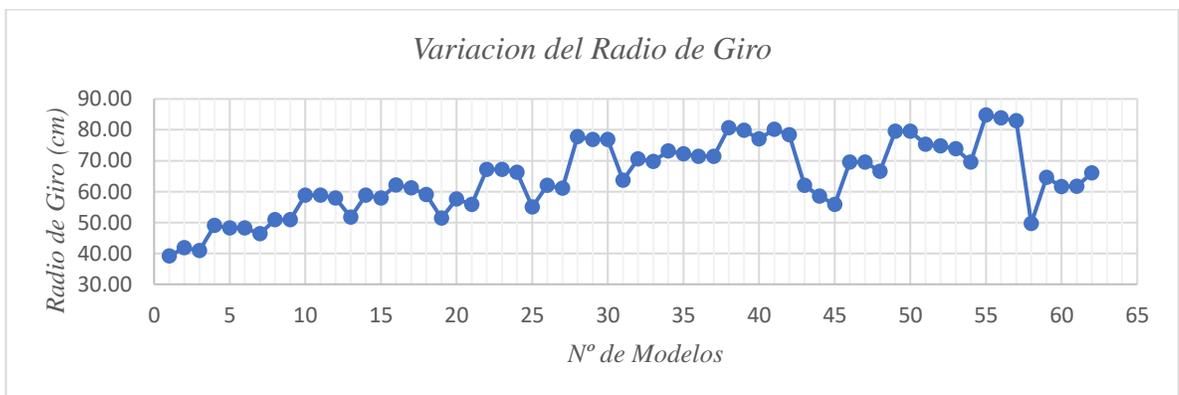


Figura 4-4

Variación de la Cantidad de Tendones

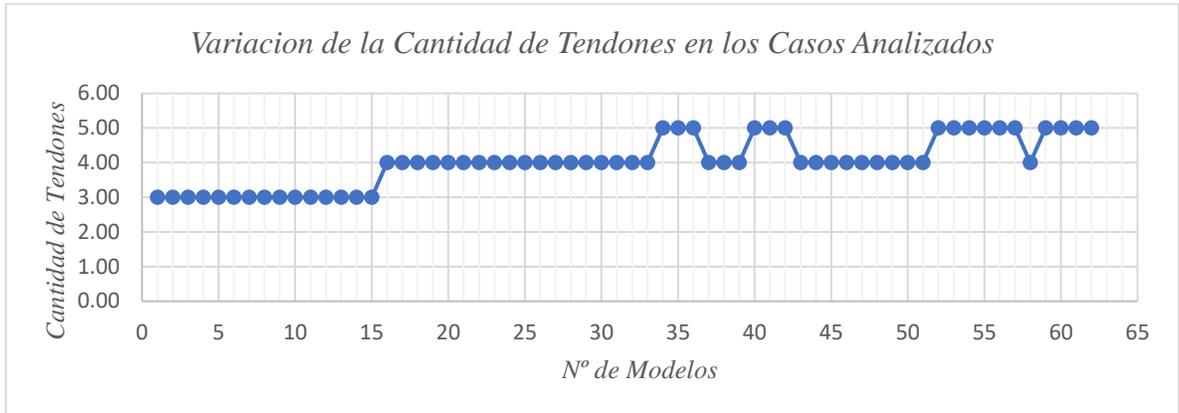


Figura 4-5

Variación del Esfuerzo en la Fibra Superior

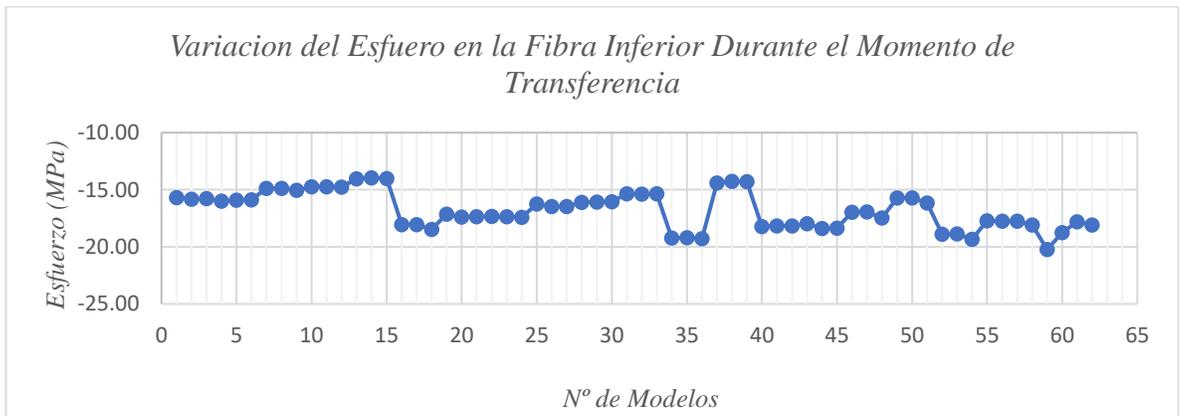


Figura 4-6

Variación del Esfuerzo en la Fibra Inferior

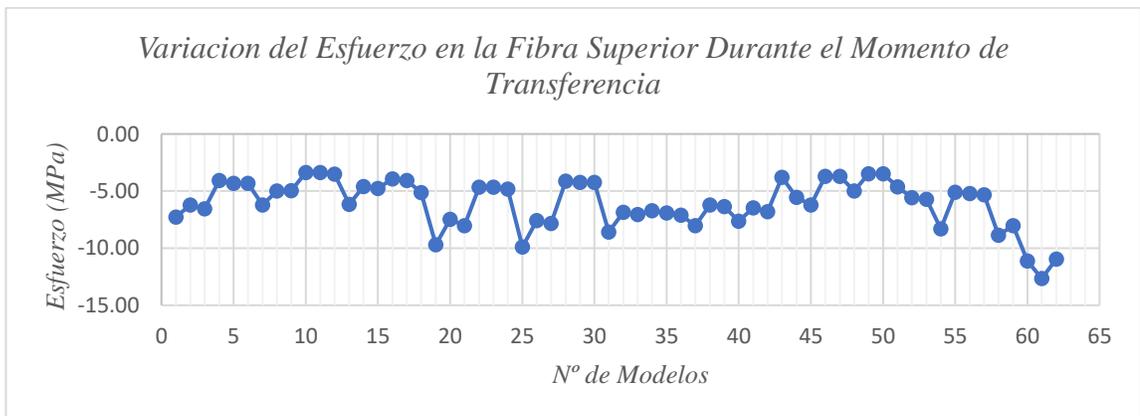


Figura 4-7

Variación del Esfuerzo en la Fibra Superior

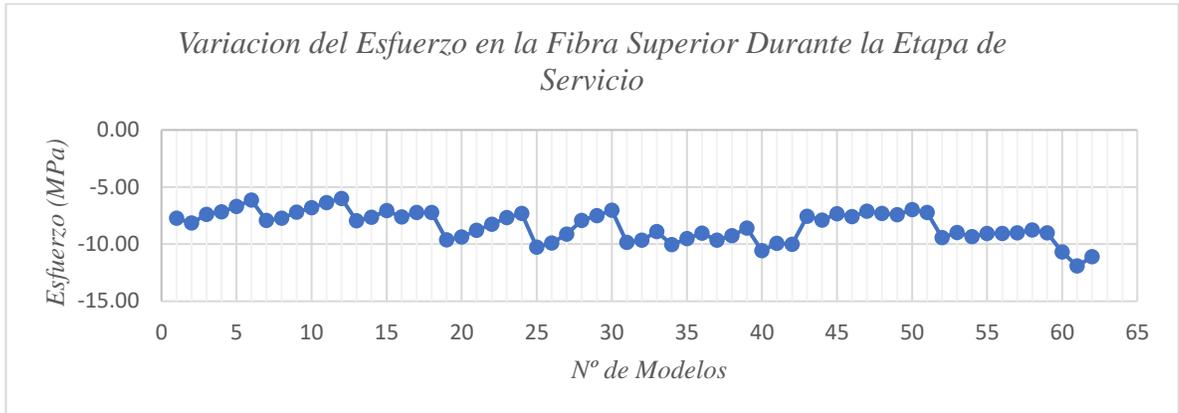


Figura 4-8

Variación del Esfuerzo en la Fibra Inferior

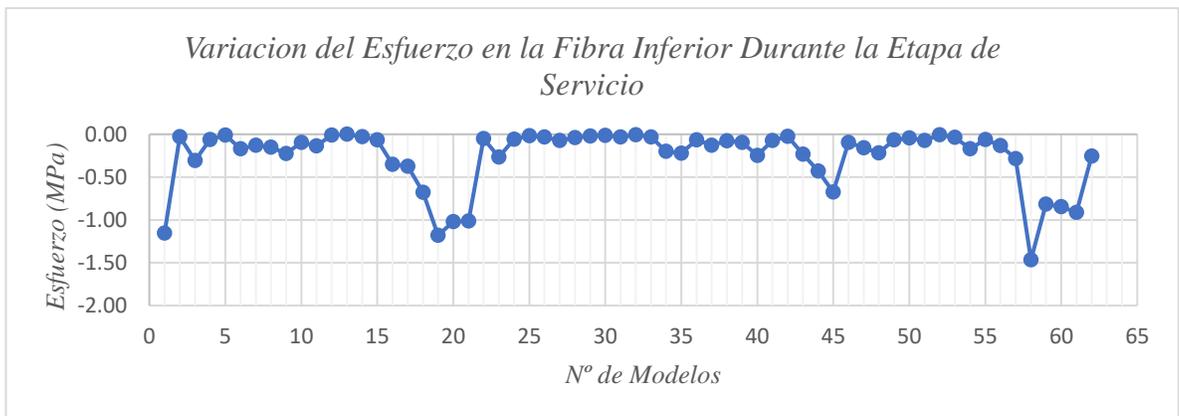


Figura 4-9

Variación de la Resistencia Nominal a Flexión

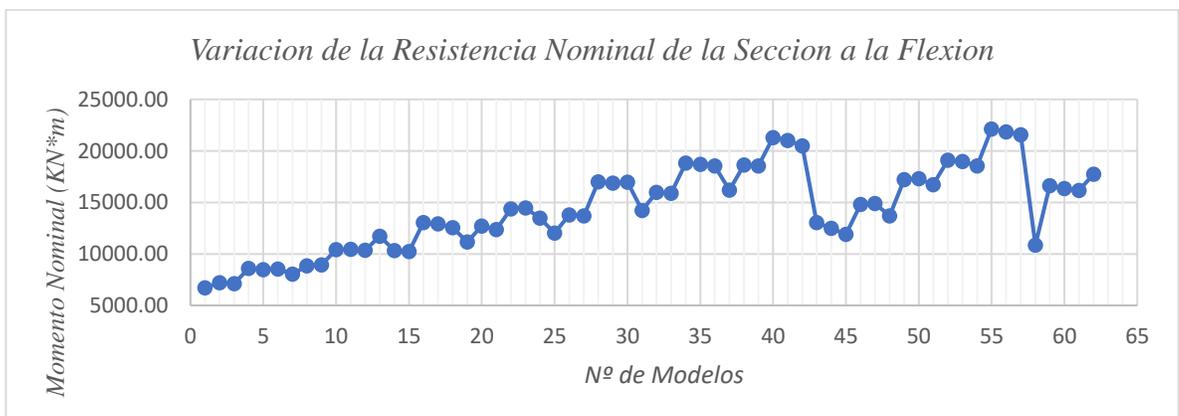


Figura 4-10

Variación de la Resistencia Nominal a Cortante

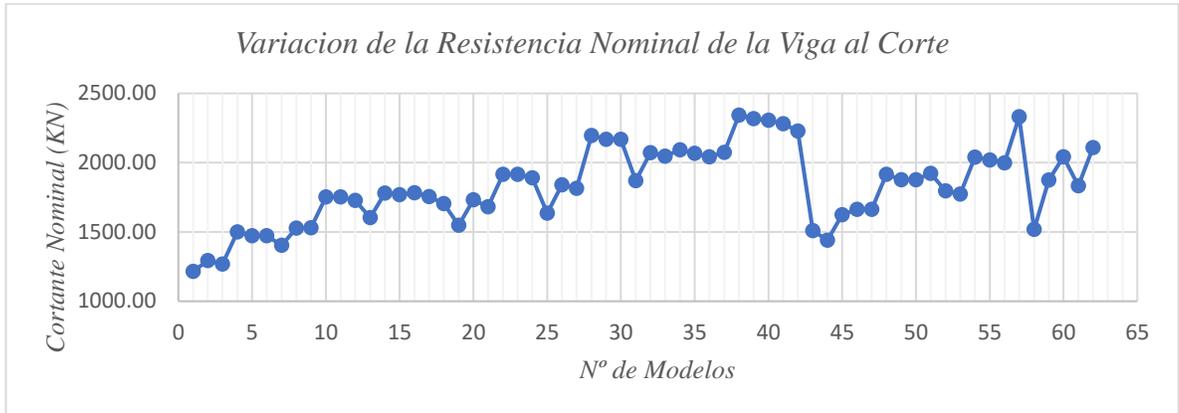
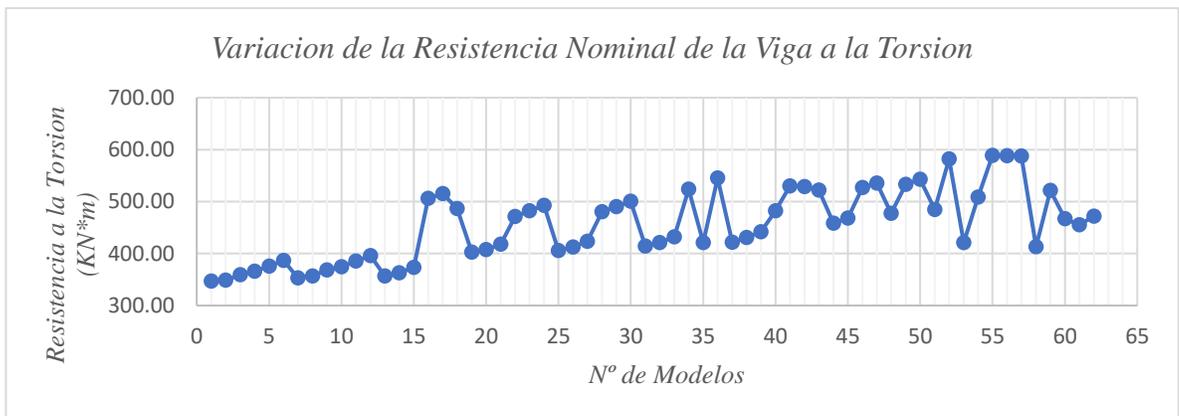


Figura 4-11

Variación de la Resistencia Nominal a Torsión



4.2 CONCLUSIONES.

- Para la sección de Puente Tipo que se analizó en este trabajo, el cual está conformado por dos carriles vehiculares, dos ciclovías, dos defensas New Jersey y dos aceras peatonales, se concluyó que las configuraciones de Superestructuras conformadas por 6 vigas separadas 2.10 metros, 5 vigas separadas 2.40 metros y 4 vigas separadas 3.00 metros. Son las configuraciones en las cuales todas las vigas que conforman dichas Superestructuras se encuentran trabajando casi bajo la misma sollicitación de momento flector (esto se puede ver en la tabla 3.1) para el caso más desfavorable de carga. Sin embargo, estas configuraciones corresponden para un tipo determinado de Superestructura con cargas definidas, en caso de que se tenga otro tipo de sección se tendría que realizar el mismo análisis planteado en este trabajo para determinar las configuraciones en donde se encuentren trabajando las vigas bajo las mismas sollicitaciones.
- La optimización estructural de la Superestructura de un Puente Tipo Viga-Losa tiene que resolver dos problemáticas, una tiene que ver con el punto anterior en el cual se tiene que analizar distintas configuraciones donde se tome en cuenta el número y separación entre vigas y la otra problemática de determinar las dimensiones de la sección de la Viga y el número de torones de manera que se tengan esfuerzos en las fibras superiores e inferiores que no sobrepasen los esfuerzos admisibles en los distintos estados y etapas constructivas.
- La metodología constructiva influye de gran manera en el análisis y cálculo de las estructuras, ya que las mismas tienen que tener un adecuado comportamiento para las distintas etapas constructivas y no solo cuando estas ya se encuentren totalmente construidas.

En este trabajo se analizó aplicar una construcción por segmentos, la cual se basa en segmentar las vigas y posteriormente aplicar el postensado para mantenerlas unidas, al utilizar esta metodología constructiva se tienen limitantes a la hora de calcularlas, la más importante es la de limitar los esfuerzos de tracción en las fibras, ya que en este caso las juntas entre los segmentos de las vigas son secas por lo tanto la tracción en las fibras tiene que ser nula para evitar que las mismas se abran , por lo tanto las vigas analizadas bajo esta metodología constructiva tienen

que ser miembros precomprimidos con tracción nula para los distintos estados de cargas correspondiente a estados de Servicio. Otros aspectos a considerar es el de tomar en cuenta la ubicación de las vigas diafragmas ya que las mismas no tienen que estar ubicadas en las juntas secas de las vigas. Estos aspectos tienen que ser tomados en cuenta a la hora de calcular Superestructuras de Puentes tipo Viga-Losa bajo esta metodología constructiva.

- Un aumento en el número de torones origina que se tenga un aumento en los esfuerzos de las fibras de las Vigas, lo que origina que se tenga una reducción de la sección de la viga a cambio de un aumento de esfuerzos en las fibras, esto provoca una reducción del volumen de la viga. Sin embargo, como se observó en los 62 modelos analizados se tiene que considerar el costo de la utilización del acero de alta resistencia, ya que al disminuir volumen de hormigón se tiene que aumentar la cantidad de torones, lo que representa un cambio en el costo de la Superestructura.

Por lo tanto, el solucionar la problemática de realizar un análisis técnico-económico en el análisis de Superestructuras de Puentes tipo Viga-Losa, no solo tiene que contemplar una optimización estructural en la que se busque una reducción del volumen de Hormigón en las vigas, sino que también tiene que considerar la variación del costo de las Superestructuras cuando se realice un aumento o disminución de la cantidad de acero de Preesfuerzo. En este trabajo se concluyó que las Superestructuras más óptimas económicamente fueron aquellas conformadas por cuatro vigas separadas 3.00 metros en las cuales se tiene un equilibrio en la utilización de torones y Hormigón.