

PRÁCTICA EMPRESARIAL EN DIP S.A.S. COMO AUXILIAR CALCULISTA EN  
EL DEPARTAMENTO DE DISEÑO ESTRUCTURAL

ALBA LUZ AGUILAR ESTÉVEZ

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICOMECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA

2020

PRÁCTICA EMPRESARIAL EN DIP S.A.S. COMO AUXILIAR CALCULISTA EN  
EL DEPARTAMENTO DE DISEÑO ESTRUCTURAL

ALBA LUZ AGUILAR ESTÉVEZ

Trabajo de grado para optar título de  
INGENIERA CIVIL

Director:

ÁLVARO VIVIESCAS JAIMES

Ingeniero Civil, Ph.D

Tutor

ELKIN ADRIÁN PEÑA LEAL

Ingeniero Civil

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICOMECAÑICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA

2020

## **DEDICATORIA**

A Dios, omnipotente, omnisapiente, omnipresente, dador de todas las cosas y para el cual no hay nada imposible, quien en su infinita gracia me dio la vida, la motivación y la oportunidad de culminar mis estudios por medio de este trabajo de grado. A él sea la honra y la gloria por siempre.

A mi madre y a mi hermano, quiénes me apoyaron con sus recursos tangibles e intangibles y estuvieron incondicionalmente a mi lado en este proceso.

A mi familia y amigos por su compañía, apoyo y comprensión en los momentos oportunos.

## **AGRADECIMIENTOS**

A la empresa DIP S.A.S, sus directivos, ingenieros y colaboradores por hacerme parte de su equipo, por su sencillez al momento de dar indicaciones, su diligencia en los trámites requeridos para la práctica empresarial, su dadivosidad al compartir sus conocimientos y herramientas, y su interés en mi bienestar y progreso en la ingeniería civil y en la vida.

A la Universidad Industrial de Santander por su contribución a mi formación profesional, en especial al profesor Álvaro Viviescas por el apoyo en este proyecto de grado y estar atento a mis inquietudes y solicitudes.

## TABLA DE CONTENIDO

	<b>Pág.</b>
INTRODUCCIÓN	12
1. OBJETIVOS	13
1.1 OBJETIVO GENERAL	13
1.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS	13
2. GENERALIDADES DE LA EMPRESA	14
2.1 MISIÓN	14
2.2 VISIÓN	15
3. MARCO REFERENCIAL	16
3.1 CONCRETO REFORZADO Y CONCRETO PRESFORZADO	16
3.2 TIPOS DE CONCRETO PRESFORZADO	17
3.2.1 Concreto Pretensado	17
3.2.2 Concreto postensado	18
3.2.3 Presforzado adherido y no adherido	19
3.2.4 Presforzado interior y exterior.	20
3.3 TORONES	20
3.4 ANCLAJES	21
3.5 DUCTOS	21
3.6 PÉRDIDAS DEL PRESFUERZO	22
3.6.1 Perdidas por fricción	22
3.6.2 Asentamiento de cuña	24
3.6.3 Acortamiento elástico del concreto	24
3.6.4 Flujo plástico del concreto	25
3.6.5 Retracción del fraguado	25
3.6.6 Relajación del acero	25

4.	PRINCIPALES ACTIVIDADES REALIZADAS DURANTE LA PRÁCTICA	26
4.1	CALCULO DE CANTIDADES PUENTE DE VIGAS POSTENSADAS. CASO DE ESTUDIO VIADUCTO II - RUTA DEL CACAO	26
4.1.1	Descabece de pilotes	27
4.1.2	Volumen de concreto de pilas	28
4.1.3	Volumen de concreto de vigas cabezales	29
4.1.4	Volumen de concreto de vigas postensadas	33
4.1.5	Volumen de concreto de losa de aproximación	36
4.1.6	Acero de refuerzo	37
4.1.7	Acero de presfuerzo	39
4.2	DISEÑO DE VIGA POSTENSADA	42
4.2.1	Datos de entrada	43
4.2.2	Cálculo de la sección compuesta	44
4.2.3	Características del acero de presfuerzo	47
4.2.4	Momentos generados por las cargas de cada etapa	48
4.2.5	Esfuerzos en la sección de viga simple	49
4.2.6	Cálculo del momento generado por la carga viva	51
4.2.7	Fuerzas en los cables	53
4.2.8	Trayectoria del cable y cálculo de pérdidas	53
4.2.9	Esfuerzos por primer y segundo tensionamiento	57
4.2.10	Revisión de esfuerzos del estado 4	59
4.2.11	Cálculo de pérdidas a largo plazo	60
4.2.12	Revisión de esfuerzos del estado 5 y estado 6	61
5.	CONCLUSIONES	63
	BIBLIOGRAFÍA	64

## LISTA DE TABLAS

	<b>Pág.</b>
Tabla 1. Valores típicos para $\mu$ y $k$	23
Tabla 2. Tabla de análisis de cantidades de descabece de pilotes.	27
Tabla 3. Tabla de análisis de cantidades de columnas.	28
Tabla 4. Cálculo de volumen viga cabezal pila 1.	30
Tabla 5. Cálculo de volumen viga cabezal pila 2.	31
Tabla 6. Cálculo de volumen viga cabezal pila 3.	31
Tabla 7. Cálculo de volumen viga cabezal pila 4.	31
Tabla 8. Cálculo de volumen viga cabezal pila 5.	31
Tabla 9. Cálculo de volumen viga cabezal estribo 1.	32
Tabla 10. Cálculo de volumen viga cabezal estribo 2.	32
Tabla 11. Área sección A de viga	34
Tabla 12. Área sección C de viga	34
Tabla 13. Concreto de vigas del tramo 1.	35
Tabla 14. Concreto de vigas del tramo 4.	35
Tabla 15. Concreto de losas de aproximación y cabezales de estribos.	37
Tabla 16. Acero de refuerzo.	38
Tabla 17. Información de acero de presfuerzo en planos.	40
Tabla 18. Cálculo de cantidades para acero de presfuerzo.	41
Tabla 19. Datos iniciales para el diseño de viga postensada.	43
Tabla 20. Cálculo de la inercia de la sección simple	44
Tabla 21. Ancho efectivo de la losa.	44
Tabla 22. Cálculo de la inercia de la sección compuesta.	45
Tabla 23. Eje centroidal de la sección compuesta	46
Tabla 24. Longitudes de la viga.	46
Tabla 25. Volumen de cada tramo de la viga.	47

Tabla 26. Características del acero de presfuerzo	47
Tabla 27. Esfuerzos en la sección de viga simple.	50
Tabla 28. Cálculo de fuerza P para el primer tensionamiento.	51
Tabla 29. Factores de carga viva.	51
Tabla 30. Cálculo de momento máximo por teorema de Barre.	52
Tabla 31. Cálculo de fuerza P para el segundo tensionamiento.	53
Tabla 32. Fuerzas y esfuerzos en los cables	53
Tabla 33. Trayectoria y cálculo de pérdidas del cable 1.	54
Tabla 34. Fuerzas en cables después de pérdidas por fricción y curvatura	55
Tabla 35. Esfuerzos a nivel de centroide de cables en centro de la luz	56
Tabla 36. Fuerzas en el cable después de pérdidas iniciales	56
Tabla 37. Esfuerzos por primer tensionamiento.	57
Tabla 38. Esfuerzos por primer tensionamiento + carga muerta inicial	58
Tabla 39. Esfuerzos por segundo tensionamiento.	58
Tabla 40. Totales acumulados de esfuerzos estado 3.	59
Tabla 41. Totales acumulados de esfuerzos estado 4.	59
Tabla 42. Cálculo de pérdidas a largo plazo	60
Tabla 43. Pérdida de fuerzas en cables a largo plazo.	60
Tabla 44. Fuerza efectiva en los cables.	61
Tabla 45. Estado 5 = Estado 4 + pérdidas a largo plazo.	61
Tabla 46. Estado 6 = Estado 5 + esfuerzos con la carga viva.	62

## LISTA DE FIGURAS

	<b>Pág.</b>
Figura 1. Logo DIP S.A.S.	14
Figura 2. Métodos de pretensado	18
Figura 3. Métodos de concreto postensado	19
Figura 4. Partes del anclaje de sistema postensado multitorón.	22
Figura 5. Vista en perfil del viaducto II.	27
Figura 6. Planta viga cabezal pila 1	29
Figura 7. Corte B-B viga cabezal pila 1.	30
Figura 8. Sección transversal de la viga postensada en la zona de anclaje y en el centro de luz.	33
Figura 9. Corte losa de aproximación y cabezal.	36
Figura 10. Planta losa de aproximación y cabezal.	36
Figura 11. Formato DIP cantidades de obra.	37
Figura 12. Detalle de acero de presfuerzo	39
Figura 13. Sección transversal viga del puente.	42
Figura 14. Sección compuesta.	45
Figura 15. Momento debido al peso propio de la viga.	48
Figura 16. Momento debido al peso de la losa.	48
Figura 17. Momento debido a la carga de la riostra.	49
Figura 18. Momento debido a las cargas sobreimpuestas.	49
Figura 19. Momento debido al peso del pavimento.	49
Figura 20. Sumatoria de esfuerzos en la sección simple.	50
Figura 21. Momento debido a la carga del carril de diseño.	52
Figura 22. Momento debido a la carga del camión de diseño.	52
Figura 23. Pérdidas en cable 1 por fricción y deslizamiento del anclaje.	54

## RESUMEN

**TÍTULO:** PRÁCTICA EMPRESARIAL EN DIP S.A.S COMO AUXILIAR CALCULISTA EN EL DEPARTAMENTO DE DISEÑO ESTRUCTURAL \*

**AUTOR:** Alba Luz Aguilar Estévez \*\*

**PALABRAS CLAVE:** Diseño, viga postensada, puente.

**DESCRIPCIÓN:** En la actualidad, la tecnología del concreto presforzado es altamente competitiva en el mercado de la ingeniería estructural debido a las ventajas que ofrece para realizar estructuras más eficientes desde aspectos económicos, estéticos, entre otros. La empresa DIP S.A.S, con más de 10 años de experiencia en el mercado, realiza el diseño y construcción de diferentes tipos de estructuras civiles como edificaciones, cimentaciones, bodegas, pisos industriales, puentes, y especialmente, estructuras con sistemas postensados, brindando también asesorías y suministro e instalación de postensado.

La práctica realizada en la empresa DIP S.A.S. permitió al practicante la realización de labores de apoyo en el departamento de diseño estructural, especialmente en el cálculo de cantidades de concreto, acero de refuerzo y acero de presfuerzo de puentes tipo viga-losa y en el diseño de vigas postensadas de puentes. De esta manera se adquirieron nuevos conocimientos en el área del diseño estructural; el estudiante se familiarizó e interesó especialmente en el área de puentes y sistemas postensados en donde se prevé un crecimiento en el país en los próximos años. También fue posible aplicar de manera práctica los conocimientos adquiridos en el pregrado de ingeniería civil de la Universidad Industrial de Santander, así la formación es integral y esto representa una ventaja en el inicio de la vida profesional.

---

\*Trabajo de grado

\*\* Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: PhD. Álvaro Viviescas Jaimes, ingeniero civil. Tutor: Elkin Adrián Peña Leal, ingeniero civil.

## ABSTRACT

**TITLE:** BUSINESS PRACTICE IN DIP S.A.S. AS A CALCULIST ASSISTANT IN THE DEPARTMENT OF STRUCTURAL DESIGN \*

**AUTHOR:** Alba Luz Aguilar Estévez \*\*

**KEY WORDS:** Design, post-tensioned beam, bridge.

**DESCRIPTION:** Nowadays concrete technology is currently highly competitive in the structural engineering market due to the advantages it offers to create more efficient structures from economic and aesthetic aspects, among others. The company DIP S.A.S, with more than 10 years of experience in the market, performs the design and construction of different types of civil structures such as buildings, foundations, warehouses, industrial floors, bridges, and especially, structures with post-tensioned systems, also providing advice and supply and installation of post-tensioning.

The practice realized in the company DIP S.A.S. allowed the practitioner carrying out support work in the structural design department, especially in the calculation of quantities of concrete, reinforcing steel and prestressing steel of beam-slab-type bridges and in the design of post-tensioned beams of bridges. In this way new knowledge was acquired in the area of structural design; The student became familiar with and interested especially in the area of bridges and post-tensioned systems, where growth is expected in the country in the coming years. It was also possible to apply in a practical way the knowledge acquired in the undergraduate degree in civil engineering at the Industrial University of Santander, thus the training is comprehensive and this represents an advantage at the beginning of professional life.

---

\* Degree work

\*\* Faculty of Physics-Mechanical Engineering. School of Civil Engineering. Director: PhD. Álvaro Viviescas Jaimes, civil engineer. Tutor: Elkin Adrián Peña Leal, civil engineer.

## INTRODUCCIÓN

El concreto presforzado surge en la historia como una tecnología eficiente para mejorar el comportamiento de los elementos estructurales. Desde el análisis y la experiencia se ha demostrado que es un sistema altamente efectivo en el control de agrietamiento y en el control de deflexiones, gracias a estas características permite obtener elementos más eficientes y esbeltos con menos cantidad de material. Es un sistema que tiene diversas aplicaciones en estructuras como tanques, muros de contención, túneles, puentes, edificios, rehabilitación de estructuras entre otros. DIP S.A.S cuyas siglas significan diseño, ingeniería y postensado, es una de las empresas en Colombia especializadas en diseño y construcción de estructuras con sistemas postensados. En sus 10 años de experiencia DIP S.A.S ha desarrollado el diseño y construcción de edificaciones tipo túnel, estructuras aporticadas y combinadas, pisos industriales, mampostería estructural; diseño de puentes, rehabilitación de puentes, construcción de puentes tipo vigas losa, de voladizos sucesivos y pasarelas atirantadas

Este proyecto de grado en la modalidad de práctica empresarial se enfoca en dos aspectos, estos son, el diseño de vigas postensadas, y el cálculo de cantidades de concreto, acero de refuerzo y acero de presfuerzo de puentes. En estas actividades del departamento de diseño estructural, el practicante participa activamente realizando labores de apoyo en cada una de las etapas del proceso, siguiendo instrucciones y recomendaciones dadas por el equipo altamente capacitado de la empresa y aplicando sus conocimientos aprendidos en el pregrado de ingeniería civil de la Universidad Industrial de Santander, obteniendo así, por medio de la experiencia y el contacto con el mundo real de la ingeniería civil, conocimientos y habilidades que le ayudarán a desenvolverse de una mejor manera en su vida profesional.

## **1. OBJETIVOS**

### **1.1 OBJETIVO GENERAL**

Realizar labores de apoyo como auxiliar calculista en el diseño de elementos de estructuras postensadas y en el cálculo de cantidades de obra que se lleven a cabo en el departamento de diseño estructural de la empresa DIP S.A.S.

### **1.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS**

- Realizar labores de apoyo como auxiliar calculista en el diseño de vigas postensadas cumpliendo la normativa sismorresistente vigente en Colombia y aplicando los fundamentos teóricos relacionados con el concreto presforzado.
- Realizar labores de apoyo como auxiliar en el cálculo de cantidades de acero de presfuerzo, acero de refuerzo y concreto de puentes de concreto presforzado tipo viga-losa.

## 2. GENERALIDADES DE LA EMPRESA

DIP S.A.S. es una empresa especializada en el diseño y la construcción de estructuras civiles; cuenta con experiencia en proyectos tales como: edificaciones, puentes, bodegas, pisos industriales, estructuras especiales, entre otros.

Esta empresa ha desarrollado más de 2'000.000m<sup>2</sup> de diseño y construcción de estructuras postensadas, edificaciones tipo túnel, estructuras aporticadas y combinadas, pisos industriales, mampostería estructural, estructuras metálicas, entre otras. En el área de puentes brinda el servicio de asesoría en diseño y construcción, construcción total o parcial de puentes, suministro e instalación de postensado, apoyos y juntas en las diferentes tipologías de puentes.

**Figura 1.** Logo DIP S.A.S.



**Fuente:** DIP S.A.S

### 2.1 MISIÓN

Ofrecer servicios con altos estándares de calidad y seguridad en proyectos de puentes y edificaciones, brindando respaldo continuo y haciendo uso de métodos y técnicas vanguardistas que permiten dar resultados eficientes.

## **2.2 VISIÓN**

DIP S.A.S, en el 2025, será reconocida como una empresa líder en el área del diseño y la construcción de puentes y edificaciones, participando en los más importantes proyectos de infraestructura nacional e incursionando en el mercado latinoamericano.

### **3. MARCO REFERENCIAL**

#### **3.1 CONCRETO REFORZADO Y CONCRETO PRESFORZADO**

El concreto es un material formado por una mezcla con las proporciones adecuadas de cemento, arena, grava u otros agregados, y agua; estos elementos interactúan para formar una masa sólida a la cual se le puede dar la forma deseada por medio de formaletas. Las propiedades del concreto pueden variar dependiendo de la utilización de cementos especiales, agregados especiales, aditivos y métodos especiales de curado. Su resistencia a la tensión es baja comparada con la resistencia a la compresión por lo que se hace necesario utilizar acero para reforzarlo; este refuerzo generalmente se compone de barras circulares con deformaciones en la superficie para proporcionar adherencia y se coloca en la formaleta antes del vaciado del concreto; esta combinación entre concreto y acero es conocida como concreto reforzado.

Al combinar estos dos elementos, el concreto reforzado se convierte en un material versátil y con características que le permiten ser utilizado en construcción de edificios, puentes, tanques, depósitos y otras estructuras.

En la actualidad existen concretos y aceros con resistencias de cuatro y más veces que los comunes. Estos materiales de alta resistencia ofrecen ventajas como disminuir secciones transversales; sin embargo, los grandes esfuerzos producen altas deformaciones que no son convenientes para los elementos estructurales, por lo tanto, entre 1920 y 1945 Eugéne Freyssinet retomando una idea de German Bader, desarrolló una manera eficiente de combinar aceros y concretos de alta resistencia y es conocida como concreto presforzado.

El concreto presforzado consta de acero en forma de alambres, cables o barras que son embebidos en el concreto, sometiéndolos a altas tensiones que se equilibran con esfuerzos de compresión en el concreto después de que este se endurece, ayudando significativamente a la reducción de las deflexiones y grietas de flexión para cargas últimas y de servicio.

## **3.2 TIPOS DE CONCRETO PRESFORZADO**

Existen diferentes y variados métodos para realizar la precompresión en el concreto; en general se clasifican como pretensados o postensados. El pretensado, consiste en tensionar los cables antes del vaciado del concreto, en el caso del postensado los cables se tensionan accionando los gatos después del endurecimiento y resistencia requerida del concreto. En cuanto a la adherencia entre el concreto y el cable tensionado puede clasificarse como adherido o no adherido y con respecto a la localización de los elementos que realizan las fuerzas del presforzado puede ser exterior o interior.

**3.2.1 Concreto pretensado.** Para la construcción de este tipo de concreto se requiere de un banco de prefabricación con apoyos rígidos desde donde se tensiona el acero de presfuerzo. Se vacía el concreto y una vez se endurece y alcanza la resistencia requerida, se liberan los torones y estos transmiten su fuerza al concreto por medio de la adherencia.

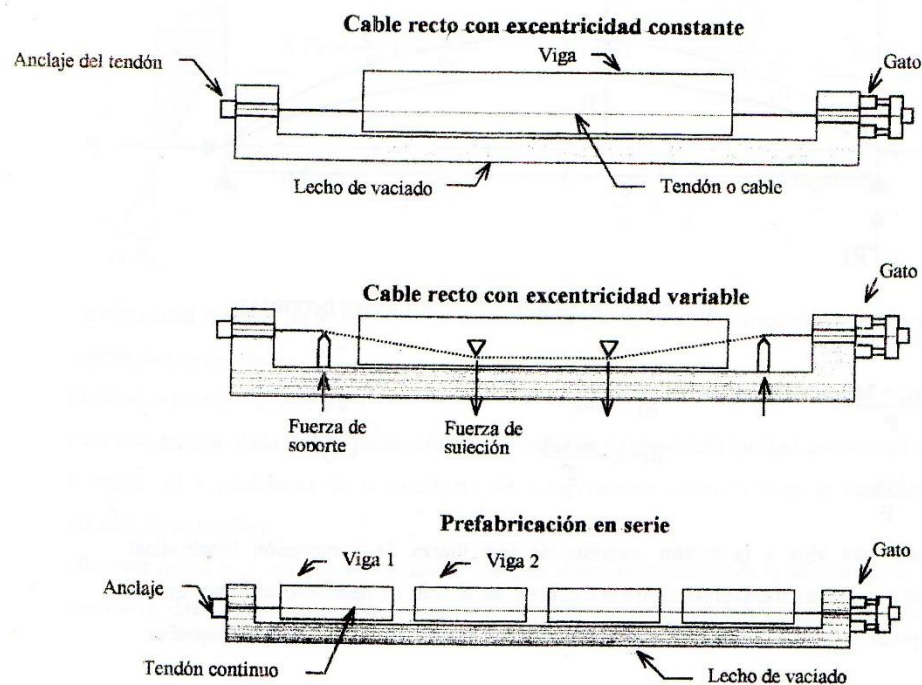
Este método es utilizado en su mayoría para la prefabricación de elementos estructurales como vigas prefabricadas de edificaciones, vigas de puentes de luces cortas, postes de luz, entre otros. El concreto pretensado no requiere de anclajes, ductos, ni inyección; sin embargo, tiene dificultades para el trazado curvilíneo de los cables, que funciona mejor al balancear la carga gravitacional, es más susceptible

a las pérdidas por acortamiento elástico del concreto y no permite el retensionamiento de los torones.

La fabricación de estas piezas resulta económica y viable si existe un volumen o una cantidad importante de piezas y si el destino de estas se encuentra cerca al lugar de fabricación. Para piezas de grandes longitudes es importante tener en cuenta la geometría vial del trayecto.

En la figura 2 se muestran algunos métodos para realizar el pretensado en el concreto.

**Figura 2.** Métodos de pretensado



**Fuente:** Rivera, José. Concreto presforzado. Segunda edición.

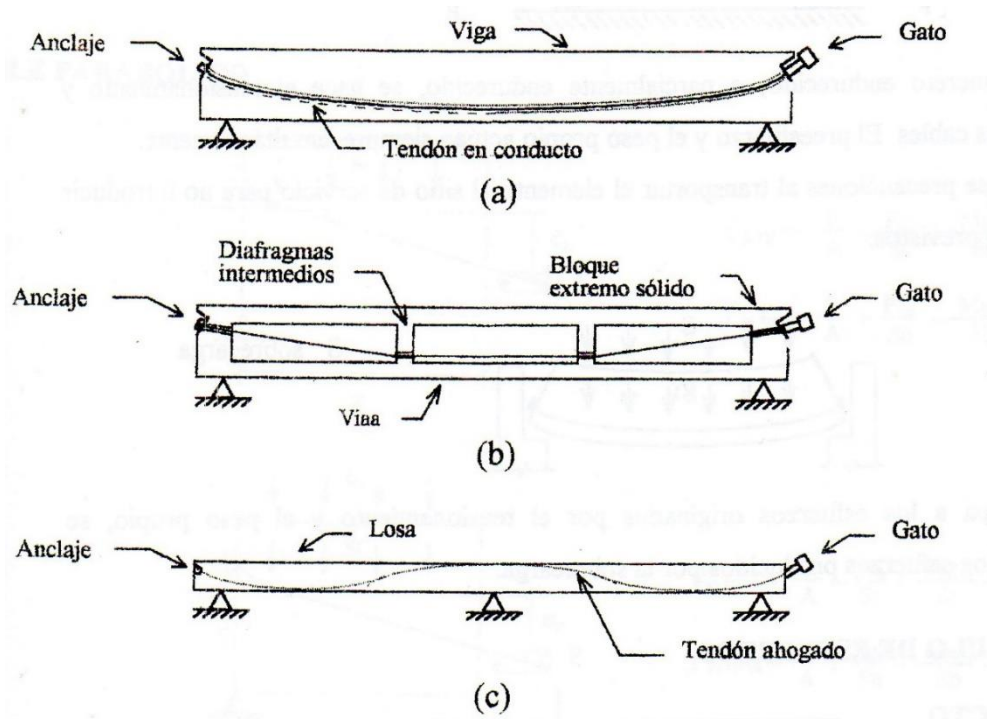
**3.2.2 Concreto postensado.** Para este método es necesario instalar los cables de acero dentro de un ducto en el encofrado antes del fraguado del concreto. Una vez el concreto alcanza la resistencia requerida, se tensionan los cables con ayuda

de unos gatos colocados en los extremos y estos se aseguran o bloquean mediante cuñas.

Los cables pueden ser colocados en el ducto antes del vaciado del concreto o como es el caso de los puentes en voladizos sucesivos los cables se introducen en el ducto después del endurecimiento del concreto.

En la figura 3 se muestran algunos métodos para realizar el postensado en el concreto.

**Figura 3.** Métodos de concreto postensado



**Fuente:** Rivera, José. Concreto presforzado. Segunda edición.

**3.2.3 Presforzado adherido y no adherido.** En el pretensado los torones están adheridos al concreto, por lo tanto, las fisuras se reparten a lo largo del elemento. En el postensado pueden ocurrir dos casos, que el ducto sea inyectado con una lechada que tiene ciertas especificaciones y de esta manera el cable queda

adherido al ducto y este al concreto, o, que no se inyecte, así, los torones se consideran no adheridos. El postensado no adherido también se presenta cuando el torón es recubierto por una funda plástica lubricada que permite tensionarlo después de que el concreto alcanza la resistencia requerida.

El uso del torón adherido se da en su mayoría en puentes y el torón no adherido es común en losas, edificaciones y en general en sistemas de resistencia sísmica.

**3.2.4 Presforzado interior y exterior.** En el presforzado interior, los torones, cables o barras se encuentran incorporados en el concreto; se emplea por lo general en construcciones nuevas y el acero está altamente protegido. En el presforzado exterior, los cables, torones o barras se adicionan exteriormente al elemento estructural; es utilizado en su mayoría para reparar, repotenciar estructuras, balancear cargas, presforzar tanques, entre otros.

### **3.3 TORONES**

Los torones que se utilizan en el concreto presforzado por lo general se componen de siete alambres, el alambre central es rodeado fuertemente por seis alambres exteriores que forman una hélice de paso constante entre 12 y 16 veces el diámetro nominal del torón. Una vez trenzados, se les aplica un tratamiento térmico para obtener las propiedades mecánicas determinadas. Por lo general tienen las siguientes características:

- Diámetro: Los más comunes son de 0.5" con un área efectiva de 0.99 cm<sup>2</sup> y 0.6" con un área efectiva de 1.40 cm<sup>2</sup>.
- Límite de fluencia: Entre 1600 Mpa y 1700 Mpa.
- Resistencia a tensión: Entre 1800 Mpa y 1900 Mpa.
- Deformación de rotura: Alrededor de 5%.

- Módulo de elasticidad: Alrededor de 200000 Mpa.

### **3.4 ANCLAJES**

Son los encargados de mantener los torones tensionados y de distribuir las fuerzas al concreto. Existen múltiples tipos de anclajes y se pueden dividir en activos y pasivos.

Los anclajes activos son aquellos por donde se realiza el tensionamiento, por lo general se componen de cuñas, placas de anclaje y trompetas.

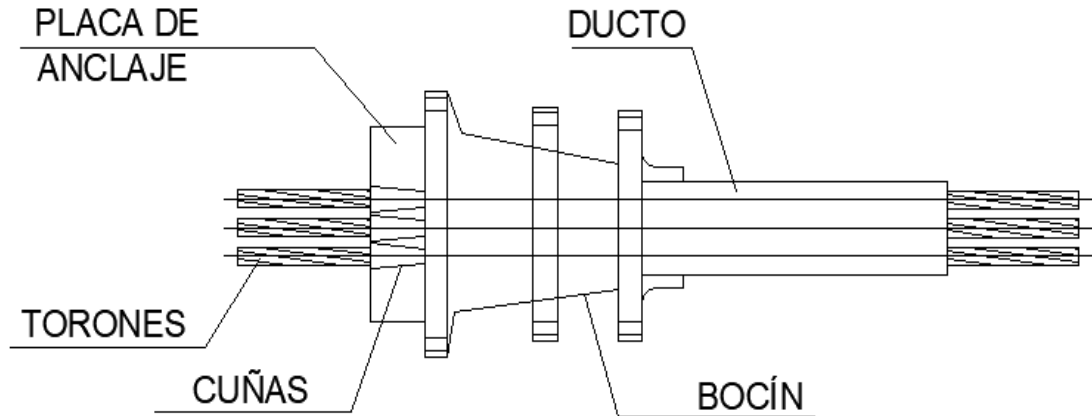
Las cuñas son piezas cónicas con un agujero en el centro, de superficie dentada, que bloquean los torones, estas, a su vez, son alojadas en placas de anclaje, que son piezas de acero con agujeros sometidas a grandes esfuerzos que se transfieren al concreto. La conexión entre la placa de anclaje y el ducto se hace por medio de una trompeta o bocín que es rodeada por una espiral de acero de refuerzo para controlar la alta concentración de esfuerzos que se desarrolla en esta zona.

El caso contrario ocurre en el anclaje pasivo, ya en estos no se realiza tensionamiento; únicamente se encarga de sostener el torón y hacer reacción al tensionamiento del extremo contrario.

### **3.5 DUCTOS**

Son las corazas en donde se introducen los torones y forman los llamados cables que se refieren a un grupo de torones. Se realizan con láminas Coll Roll o galvanizadas y tienen un corrugado que permite trazar las curvaturas requeridas. El área interna del ducto debe ser al menos 2.5 veces mayor al área de los torones que va a tener en su interior.

**Figura 4.** Partes del anclaje de sistema postensado multitorón.



### 3.6 PÉRDIDAS DEL PRESFUERZO

La fuerza de presfuerzo sufre diferentes tipos de pérdidas, se clasifican en pérdidas inmediatas y de largo plazo. Las pérdidas inmediatas se generan por los efectos de fricción, asentamiento de cuñas y acortamiento elástico del concreto. Por otra parte, las pérdidas de largo plazo, se generan debido a la contracción del concreto (shrinkage), el flujo plástico del concreto (creep) y el relajamiento del acero presforzado. En el diseño es importante poder predecir estas pérdidas a través de los modelos de la literatura para poder reducirlas.

**3.6.1 Pérdidas por fricción.** El contacto que hay entre los torones de acero y el ducto corrugado genera fuerzas de fricción que hace que la tensión a lo largo del cable disminuya gradualmente con la distancia al punto de aplicación del gato. Las pérdidas por fricción dependen de la longitud, la curvatura (intencional  $\mu$  y no intencional  $k$ ), el esfuerzo, el coeficiente de fricción entre los materiales, la forma en la que se instala el ducto y la presión que el cable ejerce sobre el concreto.

Se recomienda utilizar los valores de  $k$  y  $\mu$  suministrados por el proveedor certificado, ya que, estos son resultados de ensayos y tienen una gran importancia en la determinación de la fuerza del presforzado. Únicamente cuando no hay disponibilidad de datos experimentales puede recurrirse a las tablas de los códigos de diseño.

Los valores típicos para  $\mu$  y  $k$ , según el CCP-14 son:

**Tabla 1.** Valores típicos para  $\mu$  y  $k$

Tipo de Acero	Tipo de Ducto	$K$	$\mu$
Alambre o Torón	Ducto rígido y semirrígido de metal galvanizado	$6.6 \times 10^{-7}$	0.15-0.25
	Polietileno	$6.6 \times 10^{-7}$	0.23
	Desviadores de tubería de acero rígida para torones externos	$6.6 \times 10^{-7}$	0.25
Barras de alta resistencia	Ducto de metal galvanizado	$6.6 \times 10^{-7}$	0.30

**Fuente:** Norma Colombiana de diseño de puentes. CCP-14.

Estas pérdidas se presentan únicamente en el concreto postensado debido a la fricción entre el acero de presfuerzo y el ducto, esto no sucede en el pretensado ya que la trayectoria de los cables se define por la posición de los torones y no es necesario el uso de ductos.

A continuación, se muestra la fórmula 5.9.5.2.2b-1 de la norma colombiana de diseño de puentes CCP-14 para el cálculo de las pérdidas por fricción:

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

Donde  $f_{pj}$  es la tensión inicial en el origen (MPa),  $x$  es la longitud del cable desde el origen hasta el punto considerado (mm),  $K$  es el coeficiente de fricción por desviación,  $\mu$  es el coeficiente de fricción por curvatura,  $\alpha$  es la variación angular del trazado del cable (radianes) y  $e$  es la base de los logaritmos naturales.

**3.6.2 Asentamiento de cuña.** Por lo general en los anclajes del concreto postensado los cables van acompañados de las cuñas las cuales actúan cuando se liberan los torones de la fuerza ejercida por el gato de tesado. La cuña se desliza una longitud que depende del tipo de cuña y del esfuerzo en los tendones, debido a esto la fuerza baja ligeramente.

El valor del asentamiento de cuña es fijo y no depende de la longitud del cable, por lo tanto, es más perjudicial para elementos cortos, incluso puede llegar a perderse totalmente el esfuerzo. Solo se presenta en el concreto postensado.

**3.6.3 Acortamiento elástico del concreto.** En el concreto pretensado el acortamiento es igual a la deformación del acero ya que el cable se encuentra adherido al concreto y deben calcularse las pérdidas que esto genera.

En el concreto postensado es posible corregir las pérdidas por acortamiento siempre y cuando se tensionen simultáneamente los cables, pues la pérdida ocurre mientras el gato aplica la fuerza, lo cual se corrige aumentando la tensión en el gato. Si los cables se tensionan en secuencia, es necesario calcular las pérdidas porque el tensionamiento de un cable afecta la fuerza aplicada en los cables tensionados previamente.

A continuación, se muestra según CCP-14 la fórmula 5.9.5.2.3a-1 para calcular la pérdida por acortamiento elástico del concreto en miembros pretensados:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp}$$

Y la fórmula 5.9.5.2.3b-1 para calcular la pérdida por acortamiento elástico del concreto en miembros postensados:

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

Donde  $N$  es el número de torones,  $f_{cgp}$  es la sumatoria de esfuerzos en el concreto, en el centro de gravedad de los cables, en la sección de máximo momento, causados por el presfuerzo más el peso propio del elemento (MPa).  $E_p$  es el módulo de elasticidad del acero (MPa) y  $E_c$  es el módulo de elasticidad del concreto en el momento de aplicación de la carga.

**3.6.4 Flujo plástico del concreto.** Cuando los cables están rodeados de concreto a compresión, se presenta un acortamiento en el concreto y en los cables con el paso del tiempo, conocido como flujo plástico. La edad del concreto en el momento de la aplicación del presfuerzo tiene una gran influencia en el desarrollo del flujo plástico, a mayor edad del concreto se presentan menos pérdidas de este tipo. El esfuerzo utilizado para calcular la deformación por flujo plástico es el que actúa de forma permanente.

**3.6.5 Retracción del fraguado.** Debido a la retracción por el fraguado del concreto hay un acortamiento que influye de igual manera en los aceros, resultando en una reducción de tensión en los cables. En algunos registros de ensayos se ha mostrado la retracción en diferentes instantes observándose que a los 7 días de vaciado el concreto ocurren entre el 10% y el 15% de las retracciones y a los 28 días del 35% al 40%.

**3.6.6 Relajación del acero.** Depende de las características del acero, la magnitud de los esfuerzos y la temperatura. Por lo general el proveedor es quien debe suministrar la información para calcular las pérdidas de presfuerzo. Existen aceros de baja relajación que experimentan aproximadamente un 25% de las pérdidas que los aceros corrientes.

## **4. PRINCIPALES ACTIVIDADES REALIZADAS DURANTE LA PRÁCTICA**

Durante la práctica se participó en el apoyo de diferentes actividades del departamento de diseño estructural, principalmente en el cálculo de cantidades de concreto, acero de refuerzo y acero de presfuerzo de puentes tipo viga-losa utilizando hojas de cálculo y software especializado en cantidades de obra, y en el diseño de vigas postensadas por medio de herramientas que la empresa ha desarrollado, como hojas de cálculo que se mostrarán en los siguientes numerales.

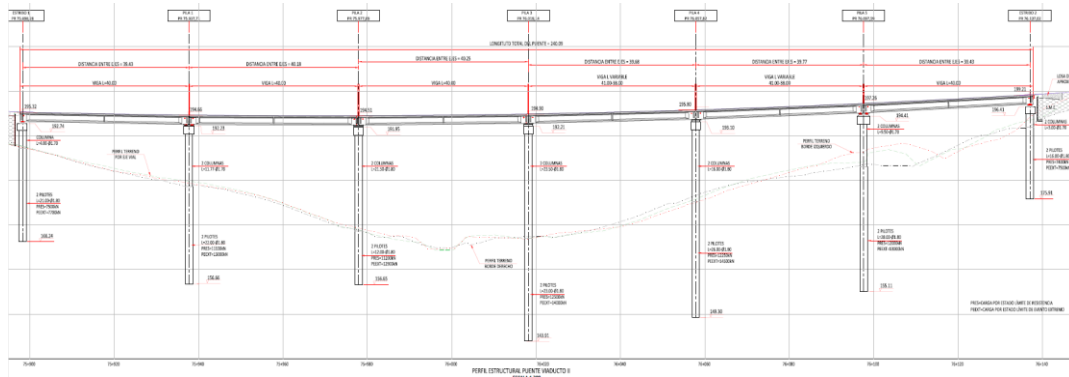
### **4.1 CALCULO DE CANTIDADES PUENTE DE VIGAS POSTENSADAS. CASO DE ESTUDIO VIADUCTO II - RUTA DEL CACAO**

Para la construcción de los puentes es necesario realizar el cálculo de las cantidades de todas sus partes en concreto como pilotes, estribos, columnas, vigas, cabezales, entre otros, y así mismo calcular la cantidad de acero de refuerzo y acero de tensionamiento que estos contienen; en primer lugar, para realizar una cotización adecuada al cliente y, en segundo lugar, para que se haga correctamente el pedido de materiales al momento de la construcción.

A continuación, se presentará el cálculo de las cantidades del puente viaducto II, ubicado en la vía Bucaramanga, Barrancabermeja, Yondó, más exactamente en la vereda Marta. Actualmente DIP S.A.S está en proceso de construcción de este puente, iniciando con el descabece de pilotes debido a que los pilotes ya estaban contruidos.

El viaducto II cuenta con seis luces de aproximadamente 40 metros cada una, en cada luz se ubican cuatro vigas postensadas. Tiene dos estribos, uno al inicio y otro al final del puente y entre ellos 5 pilas, todos con sus vigas cabezales.

**Figura 5.** Vista en perfil del viaducto II.



**Fuente:** Planos Viaducto II. Concesión corredor vial Bucaramanga-Barrancabermeja-Yondó.

**4.1.1 Descabece de pilotes.** Lo primero que se calculó, pues los pilotes ya estaban construidos, fue el volumen del descabece de los pilotes, este es un volumen de concreto que sobresale de la superficie del terreno debido al vaciado que se realiza en el pilote y es necesario retirarlo para fundir la pila o columna.

La multiplicación del área de la sección transversal del pilote, que depende de su diámetro, por la altura del descabece que en este caso es de un metro, da como resultado el volumen que se debe remover de cada pilote.

En la tabla 2 puede observarse el cálculo del volumen total del descabece de los pilotes del Viaducto 2.

**Tabla 2.** Tabla de análisis de cantidades de descabece de pilotes.

Ítem	Referencia	Cant Pilotes [Un]	Diámetro Pilote [m]	Altura Descabece [m]	Volumen Descabezado [m <sup>3</sup> ]
1	Estribo 1	2	1.8	1.00	5.09
2	Estribo 2	2	1.8	1.00	5.09
3	Pila 1	2	1.8	1.00	5.09
4	Pila 2	2	1.8	1.00	5.09
5	Pila 3	2	1.8	1.00	5.09
6	Pila 4	2	1.8	1.00	5.09
7	Pila 5	2	1.8	1.00	5.09
<b>Total</b>					<b>35.63</b>

Nota: El volumen total a remover es de 35.63 m<sup>3</sup> de concreto.

**4.1.2 Volumen de concreto de pilas.** Cada uno de los estribos tiene dos columnas de 1.7 metros de diámetro, las columnas del estribo 1 tienen una altura de 4 metros, mientras que las columnas del estribo 2 tienen una altura de 3 metros. Las pilas 1 y 5 tienen cada una dos columnas de 1.7 metros de diámetro, y una altura de 11.8 metros para la pila 1 y 9.5 metros para la pila 5. Las pilas 2, 3 y 4 con un diámetro de 1.8 metros, cuentan con alturas de 21.5 metros, 23.5 metros y 16 metros respectivamente.

Para el cálculo del volumen de las columnas se multiplica el área de su sección transversal por la altura que corresponde a esa sección como se observa en la tabla 3.

**Tabla 3.** Tabla de análisis de cantidades de columnas.

Ítem	Referencia	Cant Columnas [Un]	Diámetro Columna [m]	Altura Columna [m]	Volumen de 1 Columna [m <sup>3</sup> ]	Volumen Parcial [m <sup>3</sup> ]
1	Estribo 1	2	1.7	4.0	9.08	18.16
2	Estribo 2	2	1.7	3.0	6.81	13.62
3	Pila 1	2	1.7	11.8	26.72	53.43
4	Pila 2	2	1.8	21.5	54.71	109.42
5	Pila 3	2	1.8	23.5	59.80	119.60
6	Pila 4	2	1.8	16.0	40.72	81.43
7	Pila 5	2	1.7	9.5	21.56	43.13

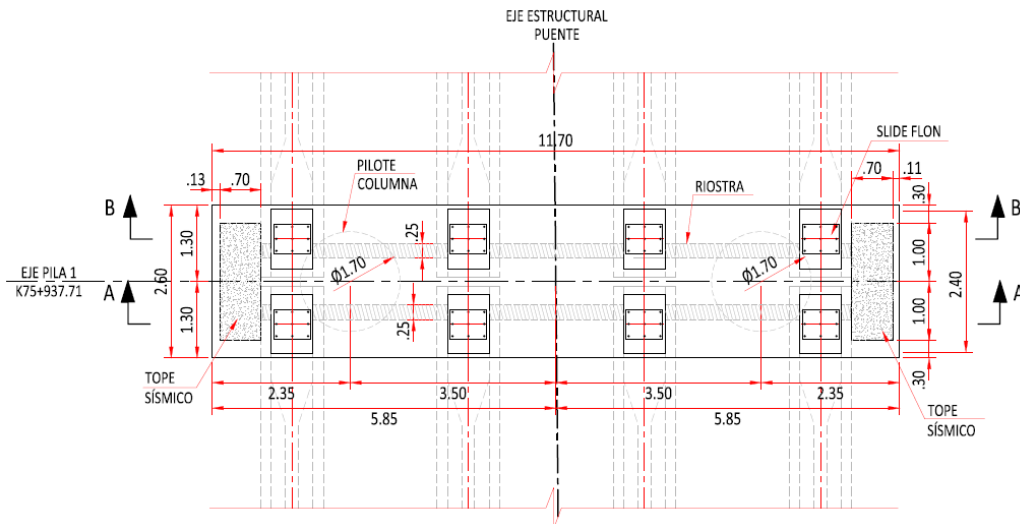
<b>Total</b>	<b>438.79</b>
--------------	---------------

El volumen total de concreto de columnas es de 438.79 m<sup>3</sup>.

**4.1.3 Volumen de concreto de vigas cabezales.** Es necesario calcular también el volumen de concreto de las vigas cabezales que se ubican sobre las columnas, en las que se apoyan las vigas postensadas.

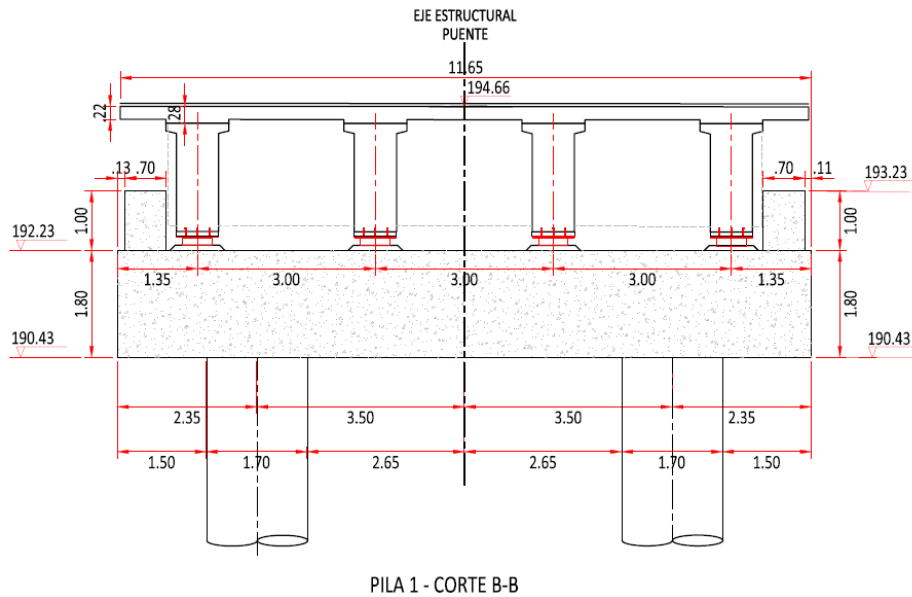
En las figuras 6 y 7 pueden observarse las dimensiones de la viga cabezal de la pila 1 y de los topes sísmicos laterales y frontales que se tienen en cuenta dentro del volumen de la misma, como se muestra en la tabla 4.

**Figura 6.** Planta viga cabezal pila 1



Fuente: Planos Viaducto II. Concesión corredor vial Bucaramanga-Barrancabermeja-Yondó.

**Figura 7.** Corte B-B viga cabezal pila 1.



**Fuente:** Planos Viaducto II. Concesión corredor vial Bucaramanga-Barrancabermeja-Yondó.

**Tabla 4.** Cálculo de volumen viga cabezal pila 1.

ítem	Ref.	Localización	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	Cantidad	Total (m3)
1	PILA 1	AREA 1,80	11.70	2.6	1.80	1	54.76
2	PILA 1	TOPES SISMICOS LATERALES	2.00	0.7	1.00	2	2.80
3	PILA 1	TOPES SISMICOS FRONTALES	-	-	-	-	-
							57.56

De manera similar se realizó el cálculo de concreto de las vigas cabezales de las pilas 2, 3, 4 y 5 como se muestra en las tablas 5, 6, 7 y 8 a continuación:

**Tabla 5.** Cálculo de volumen viga cabezal pila 2.

ítem	Ref.	Localización	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	Cantidad	Total (m3)
1	PILA 2	AREA 1,80	6.07	2.2	1.80	1	24.04
2	PILA 2	AREA 2,05	6.03	2.2	2.05	1	27.20
3	PILA 2	TOPES SISMICOS LATERALES	2.00	0.7	1.00	2	2.80
4	PILA 2	TOPES SISMICOS FRONTALES	1.40	0.64	0.80	3	2.23
							<b>56.26</b>

**Tabla 6.** Cálculo de volumen viga cabezal pila 3.

ítem	Ref.	Localización	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	Cantidad	Total (m3)
1	PILA 3	AREA 1,80	6.30	2.20	1.80	1	24.95
2	PILA 3	AREA 2,25	6.30	2.20	2.25	1	31.19
3	PILA 3	TOPES SISMICOS LATERALES	2.00	0.91	1.00	2	3.64
4	PILA 3	TOPES SISMICOS FRONTALES	1.40	0.75	0.90	3	2.84
							<b>62.61</b>

**Tabla 7.** Cálculo de volumen viga cabezal pila 4.

ítem	Ref.	Localización	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	Cantidad	Total (m3)
1	PILA 4	AREA 1,80	6.25	2.20	1.80	1	24.75
2	PILA 4	AREA 2,25	6.25	2.20	2.25	1	30.94
3	PILA 4	TOPES SISMICOS LATERALES	2.00	0.78	1.00	2	3.12
4	PILA 4	TOPES SISMICOS FRONTALES	1.40	0.68	0.90	3	2.57
							<b>61.38</b>

**Tabla 8.** Cálculo de volumen viga cabezal pila 5.

ítem	Ref.	Localización	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	Cantidad	Total (m3)
1	PILA 5	AREA 1,80	6.30	3.00	1.80	1	34.02
2	PILA 5	AREA 2,30	6.30	3.00	2.30	1	43.47
3	PILA 5	TOPES SISMICOS LATERALES	2.20	0.94	1.00	2	4.14
4	PILA 5	TOPES SISMICOS FRONTALES	-	-	-	-	-
							<b>81.63</b>

<b>SubTotal</b>	<b>319.43</b>
-----------------	---------------

El volumen total de concreto de vigas cabezales de las pilas es de 319.43 m<sup>3</sup>.

El concreto de las vigas cabezales de los estribos se calcula de la misma forma, al igual que los cabezales de las pilas pueden tener topes sísmicos laterales y frontales. En algunas ocasiones, en los planos se muestra información geométrica de los espaldares y las ménsulas de los estribos, en este caso no fue así, por lo tanto, no se agregaron estos al volumen total de cabezales.

En las tablas 9 y 10, se muestra el cálculo del volumen de concreto de los cabezales de los estribos.

**Tabla 9.** Cálculo de volumen viga cabezal estribo 1.

ítem	Ref.	Localización	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	Cantidad	Total (m3)
1	ESTRIBO 1	AREA 1.50	5.80	2.40	1.50	1.00	20.88
2	ESTRIBO 1	AREA 1.70	5.80	2.40	1.70	1.00	23.66
3	ESTRIBO 1	TOPES SISMICOS LATERALES	1.95	0.70	1.00	2.00	2.73
4	ESTRIBO 1	TOPES SISMICOS FRONTALES	-	-	-	-	-
5	ESTRIBO 1	ESPALDAR	-	-	-	-	-
6	ESTRIBO 1	MENSULA	-	-	-	-	-
7	ESTRIBO 1	CORONA ESPALDAR	-	-	-	-	-
							<b>47.27</b>

**Tabla 10.** Cálculo de volumen viga cabezal estribo 2.

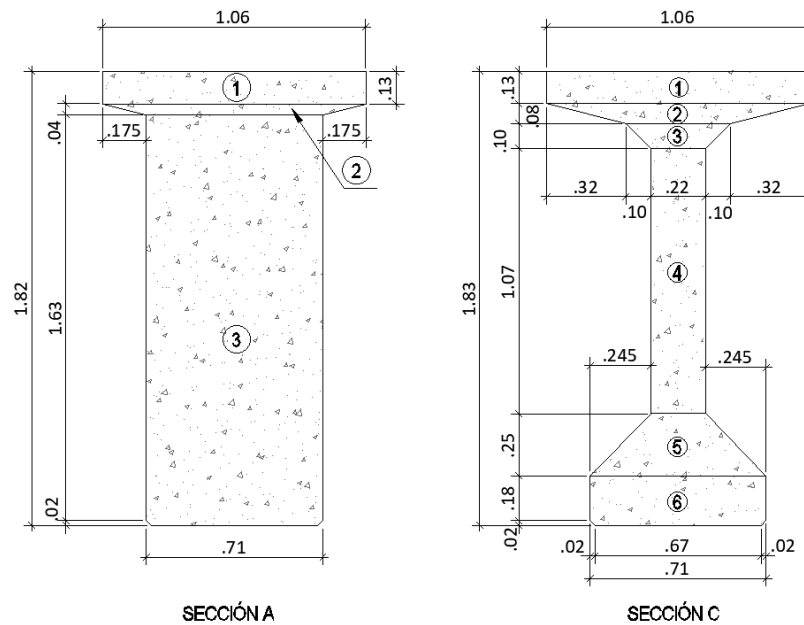
ítem	Ref.	Localización	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	Cantidad	Total (m3)
1	ESTRIBO 2	AREA 1.50	6.05	2.43	1.50	1	22.05
2	ESTRIBO 2	AREA 1.95	6.05	2.43	1.95	1	28.67
3	ESTRIBO 2	TOPES SISMICOS LATERALES	2.00	0.8	1.00	2	3.08
4	ESTRIBO 2	TOPES SISMICOS FRONTALES	-	-	-	-	-
5	ESTRIBO 2	ESPALDAR	-	-	-	-	-
6	ESTRIBO 2	MENSULA	-	-	-	-	-
7	ESTRIBO 2	CORONA ESPALDAR	-	-	-	-	-
							<b>53.80</b>

El volumen total de concreto de vigas cabezales de los estribos es de 101.01 m<sup>3</sup>.

**4.1.4 Volumen de concreto de vigas postensadas.** Las vigas postensadas del viaducto 2 inician con una sección transversal rectangular en los apoyos y tienen una zona de transición hasta llegar a una sección en forma de I, por lo tanto, tiene zonas de sección variable y zonas de sección constante. En total son 24 vigas, 4 vigas en cada luz, 18 de esas 24 vigas tienen una longitud de 40 metros, las 6 restantes tienen longitudes de 38, 39 y 41 metros, esto es debido a tramos del puente en los que se presentan curvas.

La sección transversal de todas las vigas se calcula de forma similar, en la figura 8 se muestra la sección con la que inicia la viga en la zona de anclaje y la sección en el centro de la luz, entre estas dos secciones se presenta una transición que se puede calcular como un promedio de las secciones mostradas.

**Figura 8.** Sección transversal de la viga postensada en la zona de anclaje y en el centro de luz.



**Fuente:** Planos Viaducto II. Concesión corredor vial Bucaramanga-Barrancabermeja-Yondó.

Estas secciones se componen de diferentes figuras geométricas y el área total se calcula sumando las áreas de estas figuras como se muestra en las tablas 11 y 12.

**Tabla 11.** Área sección A de viga

Ítem	Ref	B	b	H	A
1	Rec 1	1.060	N/A	0.130	0.138
2	Trap 1	1.060	0.710	0.044	0.039
3	Rec 2	0.710	N/A	1.650	1.172

<b>Área Sec A</b>	<b>1.348 m<sup>2</sup></b>
-------------------	----------------------------

**Tabla 12.** Área sección C de viga

Ítem	Ref	B	b	H	A
1	Rec 1	1.060	N/A	0.130	0.138
2	Trap 1	1.060	0.420	0.080	0.059
3	Trap2	0.420	0.220	0.100	0.032
4	Alma	0.220	N/A	1.070	0.235
5	Trap 3	0.711	0.220	0.250	0.116
6	Rec2	0.711	N/A	0.200	0.142

<b>Área Sec C</b>	<b>0.723 m<sup>2</sup></b>
-------------------	----------------------------

La sección de transición (sección B) se puede calcular como un promedio entre las secciones A y C, dando como resultado un área de 1.036 m<sup>2</sup>.

Para continuar con el cálculo del volumen de concreto de las vigas postensadas, se procede a multiplicar el área de cada sección transversal por la longitud en la que se encuentra esta sección. En los tramos 1, 2, 3 y 6 del viaducto todas las vigas tienen la misma longitud y sección transversal, por lo tanto, el volumen es el mismo, en la tabla 13 se muestra el cálculo del volumen de las vigas para el primer tramo.

**Tabla 13.** Concreto de vigas del tramo 1.

Ítem	L Viga	Referencia	Área [m <sup>2</sup> ]	Largo [m]	Volumen Parcial [m <sup>3</sup> ]	Volumen Viga [m <sup>3</sup> ]	
Viga 1	40.000	Sección A	1.348	4.000	5.390	31.730	
		Sección B	1.036	1.000	1.040		
		Sección C	0.723	35.000	25.300		
Viga 2	40.000	Sección A	1.348	4.000	5.390	31.730	
		Sección B	1.036	1.000	1.040		
		Sección C	0.723	35.000	25.300		
Viga 3	40.000	Sección A	1.348	4.000	5.390	31.730	
		Sección B	1.036	1.000	1.040		
		Sección C	0.723	35.000	25.300		
Viga 4	40.000	Sección A	1.348	4.000	5.390	31.730	
		Sección B	1.036	1.000	1.040		
		Sección C	0.723	35.000	25.300		
<b>L Vigas Tramo 1</b>		160.00			<b>SubTotal</b>		<b>126.92</b>

Los tramos 4 y 5 tienen diferentes longitudes de vigas, en la tabla 14 se puede observar el cálculo del volumen de concreto para las vigas del tramo 4.

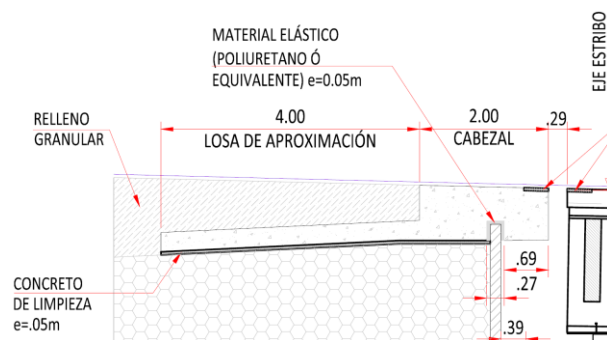
**Tabla 14.** Concreto de vigas del tramo 4.

Ítem	L Viga	Referencia	Área [m <sup>2</sup> ]	Largo [m]	Volumen Parcial [m <sup>3</sup> ]	Volumen Parcial [m <sup>3</sup> ]	
Viga 13	41.000	Sección A	1.348	4.000	5.390	32.460	
		Sección B	1.036	1.000	1.040		
		Sección C	0.723	36.000	26.030		
Viga 14	40.000	Sección A	1.348	4.000	5.390	31.730	
		Sección B	1.036	1.000	1.040		
		Sección C	0.723	35.000	25.300		
Viga 15	39.000	Sección A	1.348	4.000	5.390	31.010	
		Sección B	1.036	1.000	1.040		
		Sección C	0.723	34.000	24.580		
Viga 16	38.000	Sección A	1.348	4.000	5.390	30.290	
		Sección B	1.036	1.000	1.040		
		Sección C	0.723	33.000	23.860		
<b>L Vigas</b>		158.00			<b>SubTotal</b>		<b>125.49</b>

Sumando el volumen de todos los tramos, el total de concreto de las vigas postensadas es de 758.66 m<sup>3</sup> y la longitud total de las vigas es de 695 m.

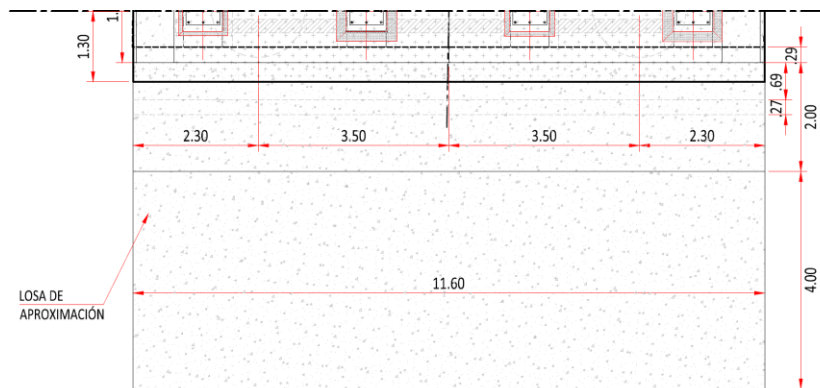
**4.1.5 Volumen de concreto de losa de aproximación.** En cada estribo existe una losa de aproximación y cabezal de concreto a los cuales también se les calcula el volumen de concreto, en la figura 9 puede observarse un corte transversal y en la figura 10 una planta donde están las dimensiones para calcular los volúmenes respectivos como se indica en la tabla 15. La mayoría de las dimensiones en los dos estribos son iguales, excepto por el ancho del tablero que en el estribo 2 es de 12.10 metros.

**Figura 9.** Corte losa de aproximación y cabezal.



**Fuente:** Planos Viaducto II. Concesión corredor vial Bucaramanga-Barrancabermeja-Yondó.

**Figura 10.** Planta losa de aproximación y cabezal.



**Fuente:** Planos Viaducto II. Concesión corredor vial Bucaramanga-Barrancabermeja-Yondó.

**Tabla 15.** Concreto de losas de aproximación y cabezales de estribos.

Ítem	Referencia	Cantidad	Longitud [m]	Ancho [m]	Espesor [m]	Volumen [m <sup>3</sup> ]
1	Losa de transición Estribo 1	1.00	4.00	11.60	0.30	13.92
2	Cabezal Estribo 1	1.00	2.00	11.60	0.85	19.72
3	Losa de transición Estribo 2	1.00	4.00	12.10	0.30	14.52
4	Cabezal Estribo 2	1.00	2.00	12.10	0.85	20.57
<b>Total</b>						<b>68.73</b>

**4.1.6 Acero de refuerzo.** La empresa DIP S.A.S maneja un formato físico en el que se diligencian a mano las cantidades de acero de refuerzo, llenando los espacios, como se muestra en la figura 11, del nombre del elemento, la cantidad de veces que se encuentra en los planos, el diámetro, la longitud, la figura de la barra y una descripción si es necesaria.

Después de que se llenan estos formatos, el siguiente paso es digitarlos en el programa DLNET que permite totalizar y agrupar cantidades dependiendo de la necesidad.

**Figura 11.** Formato DIP cantidades de obra.

 NIT. 900.364.887-2		<b>FORMATO CANTIDADES DE OBRA</b>			Fecha de creación. Marzo de 2019
		PROYECTO: _____			Versión 0 Página ____ de ____
ELEMENTO	CANTIDAD	DIAMETRO	LONGITUD	FIGURA	DESCRIPCION

**Fuente:** DIP S.A.S. Formato cantidades de obra.

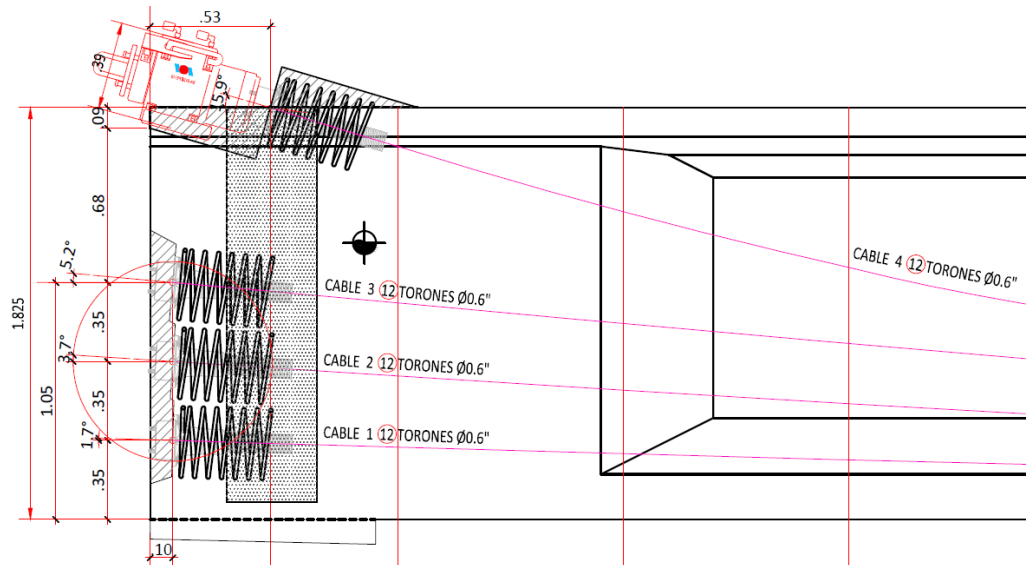
Este proceso se hizo con las columnas, cabezales y vigas postensadas del viaducto II. Obteniendo de esta manera la cantidad total de acero de refuerzo como se muestra en la tabla 16.

**Tabla 16.** Acero de refuerzo.

<b>Ítem</b>	<b>Referencia</b>	<b>Acero [Kg]</b>
1	Alzado Estribo 1	1717.00
2	Estribo 1	3573.70
3	Alzado Estribo 2	1395.10
4	Estribo 2	3980.60
5	Alzado Pila 1	7668.90
6	Cabezal Pila 1	5787.72
7	Alzado Pila 2	14317.40
8	Cabezal Pila 2	7714.70
9	Alzado Pila 3	15764.50
10	Cabezal Pila 3	8136.20
11	Alzado Pila 4	10705.80
12	Cabezal Pila 4	8093.49
13	Alzado Pila 5	5866.70
14	Cabezal Pila 5	7567.07
15	Viga 1	3060.60
16	Viga 2	3060.60
17	Viga 3	3060.60
18	Viga 4	3060.60
19	Viga 5	3060.60
20	Viga 6	3060.60
21	Viga 7	3060.60
22	Viga 8	3060.60
23	Viga 9	3060.60
24	Viga 10	3060.60
25	Viga 11	3060.60
26	Viga 12	3060.60
27	Viga 13	3095.70
28	Viga 14	3060.60
29	Viga 15	3024.10
30	Viga 16	2963.40
31	Viga 17	3095.70
32	Viga 18	3060.60
33	Viga 19	3024.10
34	Viga 20	2963.40
35	Viga 21	3060.60
36	Viga 22	3060.60
37	Viga 23	3060.60
38	Viga 24	3060.60
<b>TOTAL</b>		<b>175,546.08 Kg</b>

**4.1.7 Acero de presfuerzo.** Para el cálculo del acero de presfuerzo es necesario conocer la longitud y cantidad de cables y torones, así mismo es necesario conocer el tipo de anclaje y el tipo de presforzado. Estos datos, en la mayoría de los casos, vienen expresados en los planos y en las especificaciones de los mismos como se muestra en la figura 12. En el caso de los planos del Viaducto II fue necesario insertarlos en la herramienta CAD y escalarlos correctamente para medir la longitud del cable pues este era un dato que no se encontraba en los planos.

**Figura 12.** Detalle de acero de presfuerzo



**Fuente:** Planos Viaducto II. Concesión corredor vial Bucaramanga-Barrancabermeja-Yondó.

Los planos están presentados únicamente hasta la mitad de la viga ya que es simétrica, por lo tanto, los anclajes en los dos extremos son de tipo móvil o activo y son vigas postensadas. Todas las vigas tienen 4 cables, en su mayoría de 12 torones, excepto las vigas de 38 metros de largo que tienen 3 cables de 12 torones un cable de 7 torones.

En la tabla 17 se muestra la clasificación de los cables de acuerdo a la información dada en los planos, su ubicación, cantidad de cables, tipo de anclaje, longitud del cable y número de torones.

**Tabla 17.** Información de acero de presfuerzo en planos.

UBICACIÓN	Cable No.	CANTIDADES	Tipo	Long. Plano	No. Torones
L=41.00	1	2	MM	40.81	12
L=41.00	2	2	MM	40.83	12
L=41.00	3	2	MM	40.86	12
L=41.00	4	2	MM	40.22	12
L=40.00	1	18	MM	39.81	12
L=40.00	2	18	MM	39.77	12
L=40.00	3	18	MM	39.86	12
L=40.00	4	18	MM	39.22	12
L=39.00	1	2	MM	38.82	12
L=39.00	2	2	MM	38.83	12
L=39.00	3	2	MM	38.87	12
L=39.00	4	2	MM	37.48	12
L=38.00	1	2	MM	38.44	12
L=38.00	2	2	MM	38.46	12
L=38.00	3	2	MM	38.50	12
L=38.00	4	2	MM	37.86	7

**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo, cantidades de postensado.

A la longitud de los planos, dependiendo del tipo de anclaje, para el corte del cable, se le debe adicionar una longitud. En este caso se adicionó una longitud un metro a cada extremo del cable, a esa longitud se le llama longitud de corte. Esto es necesario para facilitar el agarre del gato al torón en el momento del tensionamiento y es una longitud que los ingenieros asumen de acuerdo a su experiencia.

También es necesario calcular la cantidad de cuñas, anclajes y trompetas. Para cada torón se requiere una cuña y para cada cable se requiere un anclaje y una trompeta. Adicionalmente cada paquete de torones va dentro de un ducto, cuya área requerida se calcula como 2.5 veces el área de los torones que van en su interior y con esa área se calcula el diámetro requerido o teórico que se aproxima al diámetro comercial más cercano por encima. En la tabla 18 se muestran estas cantidades para cada viga.

**Tabla 18.** Cálculo de cantidades para acero de presfuerzo.

UBICACIÓN	Cable No.	Toron $\phi$ 5/8" Toron	Cuñas	Anclajes	Tromp	Diametro teorico Ducto	Diametro ducto mm
L=41.00	1	1027.44	48	4	4	73.13	80
L=41.00	2	1027.92	48	4	4	73.13	80
L=41.00	3	1028.64	48	4	4	73.13	80
L=41.00	4	1013.28	48	4	4	73.13	80
L=40.00	1	9030.96	432	36	36	73.13	80
L=40.00	2	9022.32	432	36	36	73.13	80
L=40.00	3	9041.76	432	36	36	73.13	80
L=40.00	4	8903.52	432	36	36	73.13	80
L=39.00	1	979.68	48	4	4	73.13	80
L=39.00	2	979.92	48	4	4	73.13	80
L=39.00	3	980.88	48	4	4	73.13	80
L=39.00	4	947.52	48	4	4	73.13	80
L=38.00	1	970.56	48	4	4	73.13	80
L=38.00	2	971.04	48	4	4	73.13	80
L=38.00	3	972.00	48	4	4	73.13	80
L=38.00	4	558.04	28	4	4	55.85	60

**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo, cantidades de postensado.

Finalmente, la cantidad total de acero de presfuerzo en longitud es de 47,455 metros y en peso, es de 53,150 Kilogramos. Para los anclajes, se van a necesitar en total, 2284 cuñas, 4 anclajes y trompetas de 7 torones, 188 anclajes y trompetas de 12 torones. La longitud total de ducto de 60 milímetros de diámetro es de 79.51 metros y de 80 milímetros de diámetro es de 3906.12 metros.

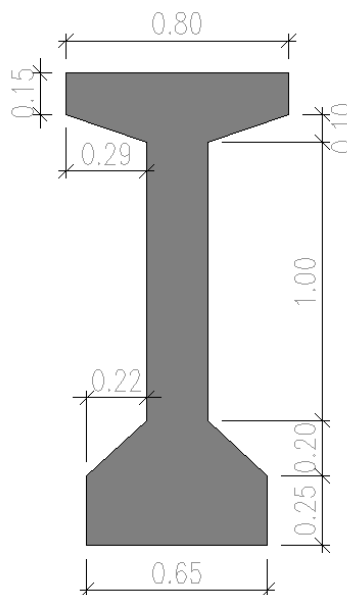
## 4.2 DISEÑO DE VIGA POSTENSADA

En el departamento de diseño de la empresa DIP S.A.S se realizan diferentes labores, entre esas, el diseño de puentes. A continuación, se muestra un ejemplo del diseño de una viga postensada de un puente tipo viga-losa.

El puente tiene una luz de 30.7 metros, conformado por 3 vigas. La altura mínima para estas vigas, siguiendo las recomendaciones del CCP 14 en la tabla 2.5.2.6.3-1 para vigas I prefabricadas de concreto presforzado, con luces simplemente apoyadas, es de  $0.045L$ , siendo  $L$  la luz de la viga, por lo tanto, la altura mínima de la viga es de 1.35 metros.

De acuerdo con las recomendaciones del código colombiano de diseño de puentes (CCP14) en el título C5.14.1.2.2 y de la experiencia de los ingenieros en el diseño de puentes se escogieron las dimensiones de la viga mostradas en la figura 13, siguiendo las recomendaciones mínimas para un buen diseño.

**Figura 13.** Sección transversal viga del puente.



**4.2.1 Datos de entrada.** Además de la geometría de la sección, para el diseño de la viga se requieren datos de entrada como la luz total del puente,  $f'c$  del concreto, número de vigas, distancia entre ejes de vigas, altura del centroide del cable en el centro de la luz y otros que se muestran en la tabla 19.

**Tabla 19.** Datos iniciales para el diseño de viga postensada.

LUZ DE PUENTE:	30.00	mts.
Altura minima de viga (recomendación tabla 2.5.2.6.3-1)	1.35	mts.
Altura seleccionada viga:	1.70	mts.
Concreto de vigas $f'c$ :	350	kg/cm <sup>2</sup>
	35	Mpa
Concreto vigas $f'ci$ (Preesfuerzo):	280	kg/cm <sup>2</sup>
	28	Mpa
Modulo de elasticidad del concreto $E: 4700\sqrt{f'c}$	27,805.57	Mpa
Densidad del concreto $g$ :	24.00	kN/m <sup>3</sup>
Número de vigas:	3.0	UND.
Ancho puente con pavimento	10.0	UND.
Long.ancho aferente de la losa: $Sv$	3.50	mts.
Area de la sección transversal simple de la viga:	0.64	mts <sup>2</sup> .
Altura centroide cables en el centro de luz:	0.09	mts.

**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

Con los datos de la geometría de la viga se calcula la inercia total y el centroide por medio del teorema de ejes paralelos o teorema de Steiner como se puede ver en la tabla 20.

**Tabla 20.** Cálculo de la inercia de la sección simple

CALCULO DE LA INERCIA DE LA SECCIÓN SIMPLE:				
REGION	INERCIA (m <sup>4</sup> )	CENTROIDE (mts)	DIST. C-Y <sup>2</sup>	I (m <sup>4</sup> )
1	0.00023	1.625	0.80	0.0768
2	0.00004	1.517	0.69	0.0243
3	0.01833	0.950	0.12	0.0217
4	0.00027	0.317	0.51	0.0229
5	0.00085	0.125	0.70	0.0808
	<b>SUMATORIA:</b>	<b>0.8262</b>	<b>INERCIA:</b>	<b>0.2265</b>

**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

**4.2.2 Cálculo de la sección compuesta.** Una parte del cálculo del diseño de la viga postensada se realiza únicamente con la sección simple de la viga y otra parte del cálculo tiene en cuenta la losa en conjunto con la viga, a lo que se le conoce como la sección compuesta. Para calcular el ancho efectivo de la losa que corresponde a cada viga se tienen en cuenta tres criterios como se muestra en la tabla 21, el ancho efectivo se escoge como el menor de los tres.

**Tabla 21.** Ancho efectivo de la losa.

ANCHO EFECTIVO DE LA LOSA:			
<b>Espesor de la losa superior:</b>		0.22	mts.
<b>Criterios de ancho efectivo de la sección compuesta:</b>	<b><math>b_{ef1}(Lv/4)</math></b>	7.50 mts.	mts.
	<b><math>b_{ef1}(12t+b1)</math></b>	3.44 mts.	mts.
	<b><math>b_{ef1}(Sv)</math></b>	3.50 mts.	mts.
	<b><math>b_{ef}</math></b>	3.44	mts.

**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

Se procede a calcular la inercia y centroide de la sección compuesta que se muestra en la tabla 22, teniendo en cuenta los datos calculados del eje centroidal de la sección compuesta que se pueden ver en la figura 14 y la tabla 23.

Para la sección compuesta se debe calcular la relación modular entre el concreto de la viga y la losa ya que tienen concretos de resistencia diferente, esta relación se calcula dividiendo la raíz del  $f_c$  del concreto de la viga entre la raíz del  $f_c$  del concreto de la losa.

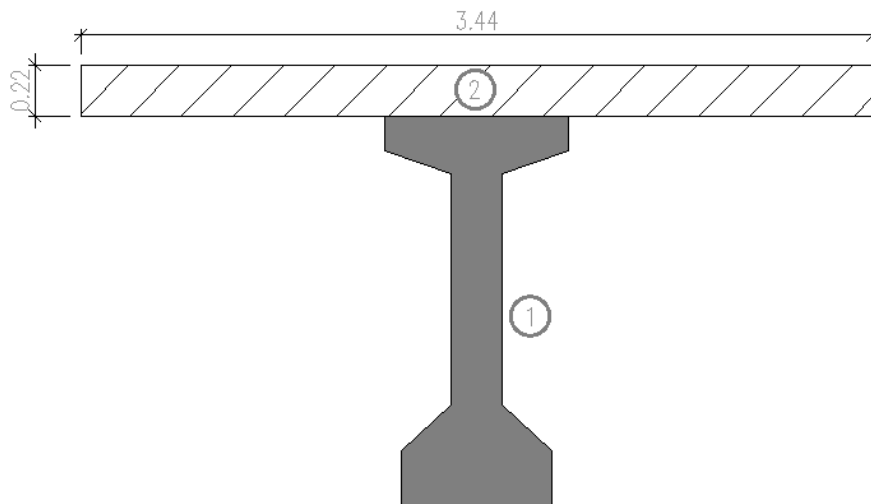
De esta manera se obtienen las características de la sección transformada o sección equivalente.

**Tabla 22.** Cálculo de la inercia de la sección compuesta.

CALCULO DE LA INERCIA DE LA SECCIÓN COMPUESTA:				
REGION	INERCIA (m <sup>4</sup> )	CENTROIDE	DIST. C-Y <sup>2</sup>	I (m <sup>4</sup> )
1	0.22645	0.83	0.51	0.3901
2	0.00273	1.81	0.48	0.1576
	<b>SUMATORIA:</b>	<b>1.332</b>	<b>INERCIA:</b>	<b>0.5477</b>
<b>Ys compuesta:</b>			0.5883	mts.
<b>Yi compuesta:</b>			1.3317	mts.

**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

**Figura 14.** Sección compuesta.



**Tabla 23.** Eje centroidal de la sección compuesta

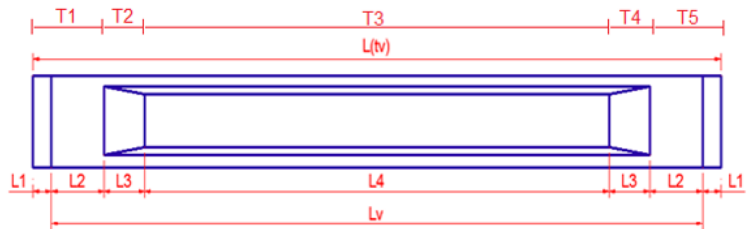
<b>EJE CENTROIDAL SECCION COMPUESTA:</b>		
Ec Secc Comp.	1.332	mts.
e= Ec secc. Comp. - Rec. Inf.	1.272	mts.
Relación modular entre concreto de vigas y losa (n):	1.118	(-)
Ancho efectivo de la sección compuesta: befn	3.077	mts.
Area de la sección transversal compuesta de la viga Ag:	1.317	mts <sup>4</sup> .
Inercia de la sección transversal simple :	0.226	
Altura Y superior : Ygs:	0.874	mts.
Altura Y inferior: Ygi:	0.826	mts.
Altura total de viga:	1.700	mts.
Inercia de la sección transversal compuesta :	0.548	mts <sup>4</sup> .
Altura centroide cables en el centro de luz:	0.22	mts.

**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

Como datos de entrada también se requieren las distancias longitudinales de la viga como se muestra en la tabla 24. Se debe proponer una longitud hasta el eje de los apoyos, en este caso se dejaron 35 centímetros a cada lado.

**Tabla 24.** Longitudes de la viga.

L (tv):	30.70	mts.
L v:	30.00	mts.
L1:	0.35	mts.
L2:	1.6	mts.
L3:	1.2	mts.
L4:	24.50	mts.
RIOSTRAS INTERMEDIAS	1.00	UND



**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

Para cada longitud se calcula el volumen respectivo como se ve en la tabla 25, los tramos 1 y 5 corresponden a la sección rectangular de la viga en los apoyos, los tramos 2 y 4 corresponden a las zonas de transición de viga rectangular a viga I, y

el tramo 3 corresponde a la sección I. Multiplicando el volumen total por la densidad del concreto que es 24 kN/m<sup>3</sup> se obtiene el peso total de la viga.

**Tabla 25.** Volumen de cada tramo de la viga.

TRAMO	VOLUMEN		PESO	
	Unitario	TOTAL	UNITARIO	TOTAL
	m <sup>3</sup> /ml	m <sup>3</sup>	kN/m	kN
1	1.360	2.58	32.640	50.59
2	1.000	1.20	24.006	28.81
3	0.641	15.69	15.372	376.61
4	1.000	1.20	24.006	28.81
5	1.360	2.58	32.640	50.59
<b>SUMATORIAS:</b>		23.26	TOTAL:	535.41

**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

**4.2.3 Características del acero de presfuerzo.** El módulo de elasticidad (Eps), esfuerzo último (Fpu) y esfuerzo de fluencia (Fpy) del acero de presfuerzo deben ser suministrados por el proveedor del mismo, sin embargo, para efectos prácticos se usan valores teóricos cercanos a los reales y con estos datos se calculan los esfuerzos máximos permitidos como se muestra en la tabla 26.

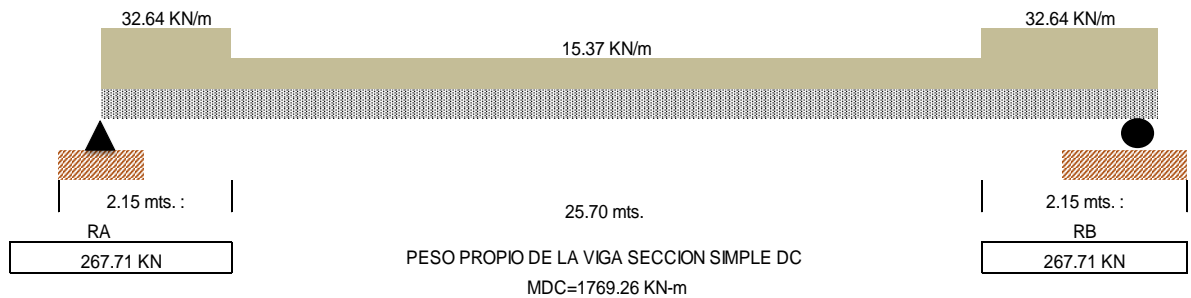
**Tabla 26.** Características del acero de presfuerzo

ACERO DE PREESFUERZO		
<b>Eps:</b>	198,000.00	N/mm <sup>2</sup>
<b>Fpu:</b>	1,860.00	N/mm <sup>2</sup>
<b>Fpy:</b>	1,640.00	N/mm <sup>2</sup>
<b>0.74Fpu:</b>	1,376.40	N/mm <sup>2</sup>
<b>0.90 Fpy:</b>	1,476.00	N/mm <sup>2</sup>
<b>0.80 Fpy:</b>	1,312.00	N/mm <sup>2</sup>
<b>n: Eps/Ec</b>	7.12	(-)

**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

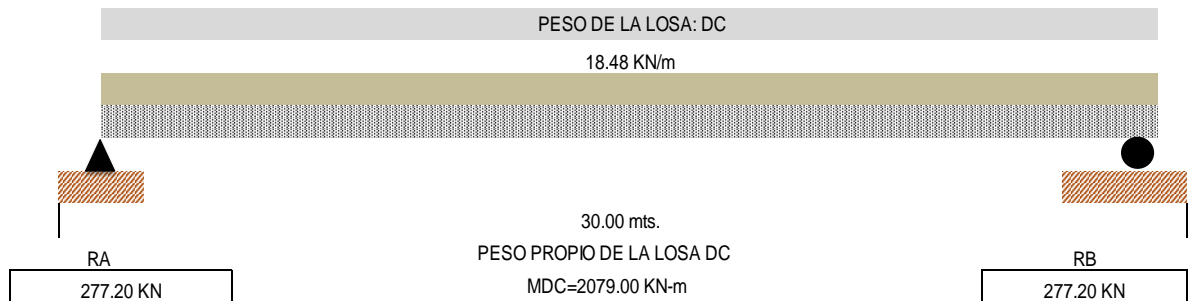
**4.2.4 Momentos generados por las cargas de cada etapa.** Debido a la metodología constructiva de este tipo de estructuras se presentan diferentes etapas de carga y, a su vez, el tensionamiento se realiza en dos etapas, por lo tanto, es necesario calcular los momentos generados por las cargas de cada etapa. Para el primer tensionamiento se tienen en cuenta las cargas generadas por el peso propio de la viga y además el peso propio de la losa y las riostras. Los momentos calculados para la primera etapa se muestran en las figuras 15, 16 y 17.

**Figura 15.** Momento debido al peso propio de la viga.



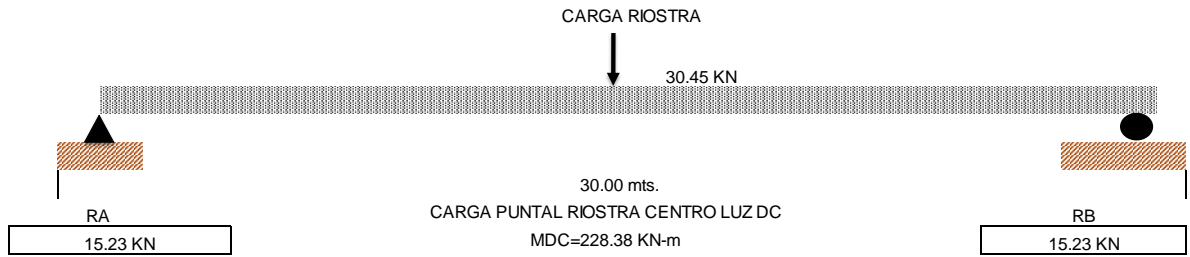
**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

**Figura 16.** Momento debido al peso de la losa.



**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

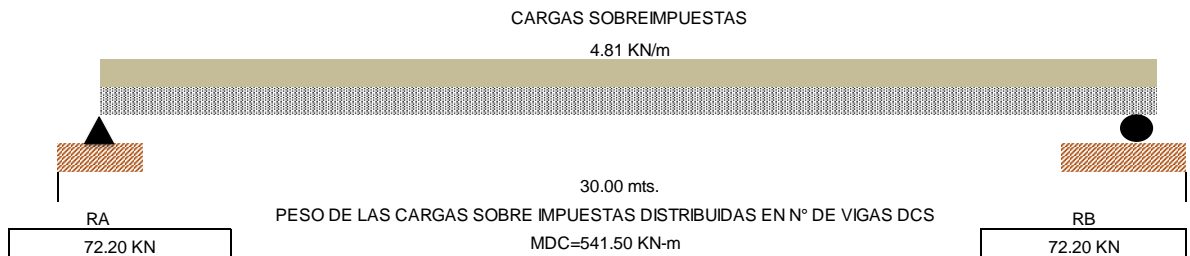
**Figura 17.** Momento debido a la carga de la riostra.



**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

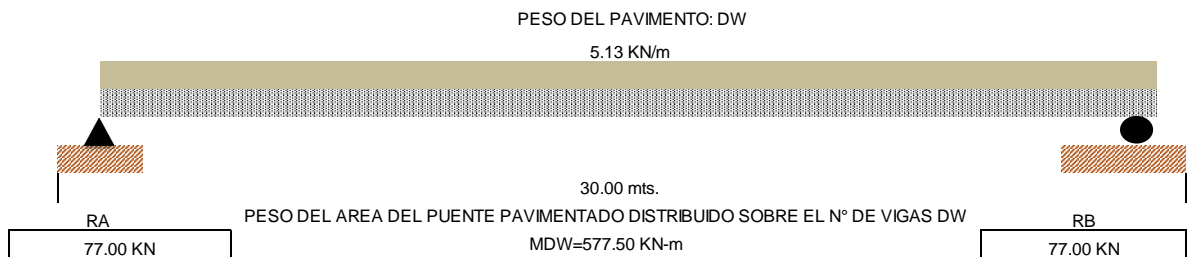
Para el segundo tensionamiento se tienen en cuenta las cargas muertas posteriores generadas por el peso de barandas, bordillos, barreras, pavimento y la carga viva debida al tránsito de los vehículos. Los momentos debidos a estas cargas se muestran en las figuras 18 y 19.

**Figura 18.** Momento debido a las cargas sobreimpuestas.



**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

**Figura 19.** Momento debido al peso del pavimento.



**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

**4.2.5 Esfuerzos en la sección de viga simple.** Para el cálculo de momentos y esfuerzos a lo largo de la viga se realiza un abscisado, en este caso, cada 1.5

metros para ver el comportamiento de las secciones en la longitud total, este abscisado se hace hasta la mitad de la luz pues la viga es simétrica y se asume que el comportamiento es el mismo en las dos mitades, esto puede observarse en la tabla 27.

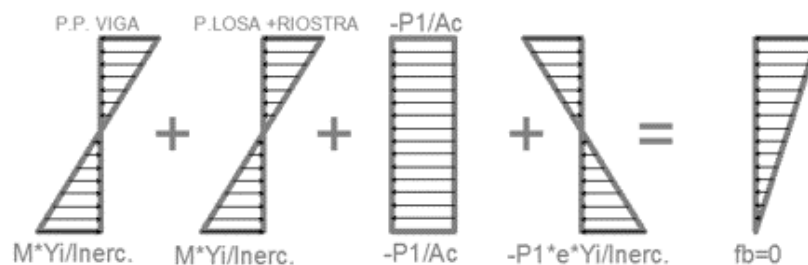
**Tabla 27.** Esfuerzos en la sección de viga simple.

ESFUERZOS EN LA SECCIÓN DE VIGA SIMPLE								
Recubrimiento al eje del Ducto:		0.09 mts.	Ygi: 0.83 mts.	Ygs: 0.87 mts.	Inercia Sección simple:		2.26E-01	
SECCIÓN	ABSCISA	PESO PROPIO			PESO LOSA Y RIOSTRA			
		MOMENTO kN-m	SUPERIOR kN/cm <sup>2</sup>	INFERIOR kN/cm <sup>2</sup>	MOMENTO kN-m	SUPERIOR kN/cm <sup>2</sup>	INFERIOR kN/cm <sup>2</sup>	
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
2	1.500	381.481	-0.147	0.139	417.848	-0.161	0.152	
3	3.000	722.807	-0.279	0.264	794.115	-0.306	0.290	
4	4.500	1023.976	-0.395	0.374	1128.803	-0.436	0.412	
5	6.000	1284.990	-0.496	0.469	1421.910	-0.549	0.519	
6	7.500	1505.847	-0.581	0.549	1673.438	-0.646	0.611	
7	9.000	1686.549	-0.651	0.615	1883.385	-0.727	0.687	
8	10.500	1827.095	-0.705	0.667	2051.753	-0.792	0.749	
9	12.000	1927.485	-0.744	0.703	2178.540	-0.841	0.795	
10	13.500	1987.719	-0.767	0.725	2263.748	-0.873	0.826	
11	15.000	2007.797	-0.775	0.733	2307.375	-0.890	0.842	
ESFUERZOS PRIMERA ETAPA SECCION COMPUESTA				0.561				0.488

**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

Debido a que los esfuerzos de tensión de mayor magnitud de una viga simplemente apoyada se dan en el centro de la luz se requiere que en ese mismo sitio, en la fibra inferior, para las vigas postensadas con ayuda del presfuerzo, el esfuerzo sea igual a cero como se muestra en la figura 20. Resolviendo esta ecuación se obtiene la fuerza P que debe ejercer el postensado sobre la viga en la primera etapa de tensionamiento, como se ve en la tabla 28.

**Figura 20.** Sumatoria de esfuerzos en la sección simple.



**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

**Tabla 28.** Cálculo de fuerza P para el primer tensionamiento.

<b>PRIMER TENSIONAMIENTO</b>					
Tensionamiento requerido para $F_b = 0 \text{ kg/cm}^2$					
e:	0.73625	$\sum My_i / I_{\text{Inerc.}}$ :	1.574	P <sub>i</sub> :	3706.72 KN
1/AREA:	0.00016	Inercia S.S:	0.00027		

**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

**4.2.6 Cálculo del momento generado por la carga viva.** Para el cálculo del momento máximo generado por la carga viva se pueden realizar diferentes procedimientos, entre esos el teorema de Barré que consiste en calcular el momento máximo que ocurre bajo la carga más próxima a la resultante de las cargas sobre la viga, cuando la resultante y la carga más cercana equidisten del centro de la luz.

Adicionalmente se deben tener en cuenta factores determinados por el código colombiano de puentes (CCP 14) como se muestra en la tabla 29 para el caso de la carga del carril de diseño. De igual manera estos factores se deben multiplicar para la carga del vehículo como se muestra en la tabla 30.

**Tabla 29.** Factores de carga viva.

<b>CARGA DE CARRIL (W)</b>		10.30	kN/ml
<b>P CARRIL:</b>		0.00	kN
<b>IMPACTO</b>		0.33	%
<b>Factor de distribucion:</b>	<b>VIGA INTERNA</b>	0.724	(-)
	<b>VIGA EXTERNA</b>	0.816	(-)
	<b>GOBIERNA</b>	0.816	(-)
<b>CARGA W DE DISEÑO (W)</b>		8.40	kN/ml

**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

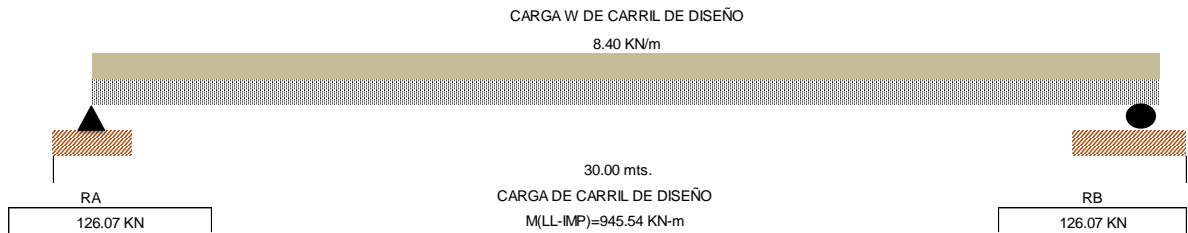
**Tabla 30.** Cálculo de momento máximo por teorema de Barre.

VEHICULO C.C.P. 14				
<b>CARGAS DE EJES</b>		40.00 KN	160.00 KN	160.00 KN
<b>CARGAS X FACTOR RUEDA:</b>		32.64 KN	130.56 KN	130.56 KN
<b>a:</b>	<b>DISTANCIAS</b>			
1.43 mts. :	9.985 mts.	4.30 mts.	4.30 mts.	11.42 mts.
<b>MOMENTO MÁXIMO <math>M_{(LL)}</math>:</b>		2,276.29		kN-m
<b>MOMENTO MÁXIMO <math>M_{(LL-IMP)}</math>:</b>		1,857.45		kN-m
<b>MOMENTO DISEÑO <math>M_{(LL-IMP)}</math>:</b>		2,470.41		kN-m

**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

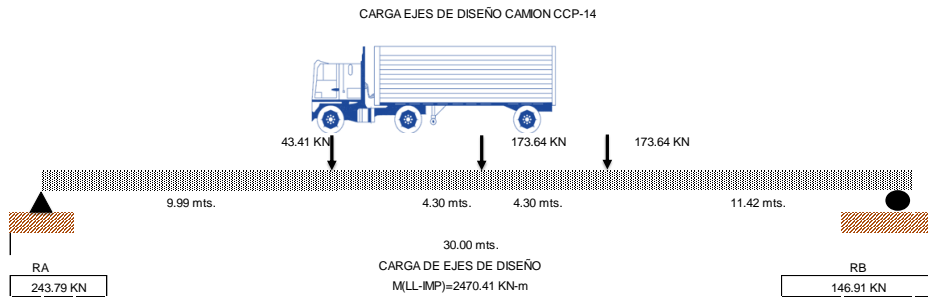
Los momentos debidos a la carga viva se muestran en las figuras 21 y 22, la primera de ellas para el carril de diseño y la segunda para el camión de diseño.

**Figura 21.** Momento debido a la carga del carril de diseño.



**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

**Figura 22.** Momento debido a la carga del camión de diseño.



**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

Calculando los esfuerzos de la misma forma en la que se hizo para el primer tensionamiento e igualando la sumatoria de esfuerzos en la fibra inferior a cero, se obtiene la fuerza P requerida en el segundo tensionamiento como se indica en la tabla 31.

**Tabla 31.** Cálculo de fuerza P para el segundo tensionamiento.

SEGUNDO TENSIONAMIENTO					
Tensionamiento requerido para $F_b = 0 \text{ kg/cm}^2$					
e:	1.11172	$\Sigma My_i / I_{\text{nerc.}}$ :	1.101	P2:	3180.57 KN
1/AREA:	0.00008	Inercia S.S:	0.00027		

**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

**4.2.7 Fuerzas en los cables.** Teniendo en cuenta la sollicitación de las fuerzas en cada etapa y la fuerza que aporta cada cable, se estima la cantidad de cables requerida. En la tabla 32 se muestra la distribución de los cables para las fuerzas requeridas, la longitud recta y curva de cada cable, etapas de tensionamiento y la fuerza de cada cable antes de pérdidas.

**Tabla 32.** Fuerzas y esfuerzos en los cables

FUERZAS Y ESFUERZOS EN LOS CABLES											
k:	0.003	$\mu$ :	0.200	$\varnothing$ Toron:	5/8 pulg		AREA TORÓN:			1.40 cm <sup>2</sup>	$P_{\text{max:gato}}=206.6 \text{ KN}$
CABLE	$Y_0$	$Y_{CL}$	ABS.	LONGITUD		# TORONES	ASENT. CUÑA	ETAPA TENSION.	$A_s$	$f_{pj}$ MAXIMA TENSION EN EL GATO	$P_j$
				CURVA	RECTA						
UND	cms.	cms.	cms.	cms.	cms.	und.	cms.	1 o 2	cm <sup>2</sup>	kN/cm <sup>2</sup>	kN
1	43.00	9.00	0.00	700.00	800.00	9.00	0.60	1.00	12.60	150.00	1890.00
2	85.00	9.00	0.00	900.00	600.00	9.00	0.60	1.00	12.60	150.00	1890.00
3	128.00	9.00	0.00	1200.00	300.00	9.00	0.60	1.00	12.60	150.00	1890.00
4	158.00	22.00	155.00	902.00	500.00	12.00	0.60	2.00	16.80	150.00	2520.00
TOTALES:						39.00			54.60		8190.00

**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

**4.2.8 Trayectoria del cable y cálculo de pérdidas.** Se calculan las pérdidas por fricción y las pérdidas por el deslizamiento del anclaje para cada abscisa, con el

objetivo de obtener la fuerza que se mantiene después de estas pérdidas como se muestra en la tabla 33.

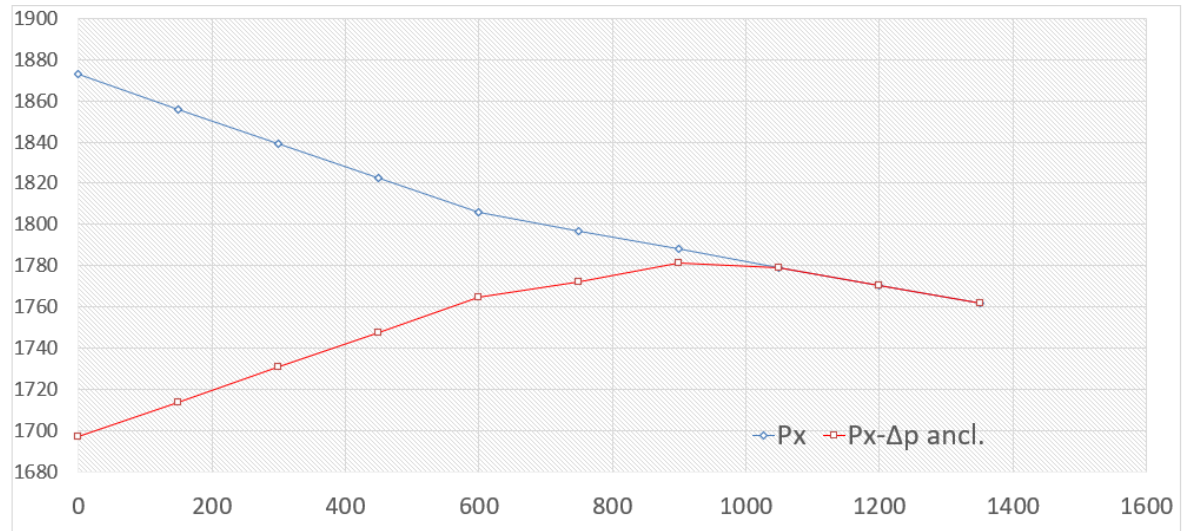
**Tabla 33.** Trayectoria y cálculo de pérdidas del cable 1.

TRAYECTORIA CABLE N° 1																		
$K_{\text{cable}}$	0.000033	$\mu$	0.20	# TORONES:	9.0 tor.	Asp:	12.60 cm <sup>2</sup>	ECUACION:				$Y=0.000069 X^2$	ESFUERZOS POR CABLE					
$Y_{\text{extremo}}$	43.0 cm	$Y_{\text{cl.}}$	9.0 cm	$P_j/\text{toron:}$	210.00 KN	$fP_j:$	150.00 KN/cm <sup>2</sup>											
LONG. CURVA	700.0 cm	$\alpha$	0.00 RAD	Asent	0.6 cm	X:	935.3 cm	$\Delta p(0):$				193.22 KN	AXIAL	FLEXIÓN		FLEXION		
ABSCISA	ORDENADA	$P_0$	$\Delta L$	$K^* \Delta L$	$\Delta \alpha$	$\mu^* \Delta \alpha$	$K^* \Delta L + \Delta \alpha$	$e^{-\mu^* \Delta \alpha}$	$P_x$	$\Delta p_{\text{ancl.}}$	$P_x - \Delta p_{\text{ancl.}}$	Ecc	$M_x$	$P/Ac$	$f_t$	$f_b$	$f_t$	$f_b$
cms.	cms.	KN.	cms.	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	KN.	KN	KN.	cms.	KN-cms.	KN/cm <sup>2</sup>	KN/cm <sup>2</sup>	KN/cm <sup>2</sup>	KN/cm <sup>2</sup>	KN/cm <sup>2</sup>
0.00	43.00	1890.00	150.00	0.00495	0.0208	0.0042	0.0091	0.9909	1873	193.22	1696.78	-39.62	-67,234.87	-0.265	0.259	-0.245	-0.005	-0.510
150.00	29.99	1872.85	150.00	0.00495	0.0208	0.0042	0.0091	0.9909	1856	158.93	1713.93	-52.64	-90,212.84	-0.268	0.348	-0.329	0.080	-0.597
300.00	9.00	1855.86	150.00	0.00495	0.0208	0.0042	0.0091	0.9909	1839	124.94	1730.92	-73.62	-127,438.77	-0.270	0.492	-0.465	0.221	-0.735
450.00	9.00	1839.03	150.00	0.00495	0.0208	0.0042	0.0091	0.9909	1822	91.27	1747.76	-73.62	-128,678.33	-0.273	0.497	-0.470	0.224	-0.742
600.00	9.00	1822.34	150.00	0.00495	0.0208	0.0042	0.0091	0.9909	1806	57.91	1764.44	-73.62	-129,906.64	-0.275	0.501	-0.474	0.226	-0.749
750.00	9.00	1805.81	150.00	0.00495	0.0000	0.0000	0.0050	0.9951	1797	24.84	1772.05	-73.62	-130,467.32	-0.277	0.503	-0.476	0.227	-0.753
900.00	9.00	1796.90	150.00	0.00495	0.0000	0.0000	0.0050	0.9951	1788	7.01	1781.01	-73.62	-131,127.06	-0.278	0.506	-0.478	0.228	-0.757
1050.00	9.00	1788.02	150.00	0.00495	0.0000	0.0000	0.0050	0.9951	1779	0.00	1779.19	-73.62	-130,992.99	-0.278	0.505	-0.478	0.228	-0.756
1200.00	9.00	1779.19	150.00	0.00495	0.0000	0.0000	0.0050	0.9951	1770	0.00	1770.41	-73.62	-130,346.18	-0.276	0.503	-0.476	0.227	-0.752
1350.00	9.00	1770.41	150.00	0.00495	0.0000	0.0000	0.0050	0.9951	1761.67	0.00	1761.67	-73.62	-129,702.56	-0.275	0.500	-0.473	0.225	-0.748
1500.00	9.00	1761.67							0.00	1761.67	-73.62	-129,702.56	-0.275	0.500	-0.473	0.225	-0.748	

**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

En la figura 23 se muestra la gráfica de la fuerza en el cable 1 con las pérdidas por fricción y deslizamiento del anclaje.

**Figura 23.** Pérdidas en cable 1 por fricción y deslizamiento del anclaje.



**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

De la misma forma se calculan las pérdidas para los demás cables, en la tabla 34 se muestran las fuerzas para cada cable.

**Tabla 34.** Fuerzas en cables después de pérdidas por fricción y curvatura

FUERZAS EN EL CABLE DESPUES DE PERDIDAS POR FRICCION Y CURVATURA				
ABSCISA	CABLE 1	CABLE 2	CABLE 3	CABLE 4
	1	1	1	1
cms	$P_{(o)}$	$P_{(o)}$	$P_{(o)}$	$P_{(o)}$
0	1,696.8	1,684.4	1,670.6	0.0
150	1,713.9	1,704.3	1,689.2	2,128.0
300	1,730.9	1,724.0	1,707.7	2,164.3
450	1,747.8	1,743.5	1,725.9	2,199.1
600	1,764.4	1,743.7	1,744.0	2,232.2
750	1,772.1	1,762.9	1,753.1	2,263.7
900	1,781.0	1,765.0	1,762.0	2,338.2
1,050	1,779.2	1,756.3	1,770.9	2,326.6
1,200	1,770.4	1,747.6	1,763.4	2,315.1
1,350	1,761.7	1,739.0	1,754.7	2,303.7
1,500	1,761.7	1,739.0	1,754.7	2,292.3
$P_{(o)}$ max:	<b>1,781.0</b>	<b>1,765.0</b>	<b>1,770.9</b>	<b>2,338.2</b>
$f_{max}(kN/cm^2)$	<b>141.4</b>	<b>140.1</b>	<b>140.5</b>	<b>139.2</b>

**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

Para obtener las pérdidas por acortamiento elástico es necesario calcular la suma de los esfuerzos de las cargas de cada etapa de tensionamiento, es decir la suma de esfuerzos por cargas permanentes y esfuerzos por tensionamiento en el centro de gravedad de los cables, como se observa en la tabla 35.

Estas pérdidas se dan a lo largo del cable de manera uniforme.

**Tabla 35.** Esfuerzos a nivel de centroide de cables en centro de la luz

ESFUERZOS A NIVEL DE CENTROIDE CABLES EN CENTRO DE LA LUZ									
ETAPA 1 SECCIÓN SIMPLE					ETAPA 2 SECCIÓN COMPUESTA				
$P_{(0)}$	5,255	kN	1	0.65	$P_{(0)}$	2,304	kN	1	0.88
$E_{cc}$	-73.62	cms.	2	-0.821	$E_{cc}$	-111.17	cms.	2	-0.175
$M$	-386.92	kN-cm	3	-1.412	$M$	-256.10	kN-cm	3	-0.623
$f_{cis}$	-2.08	kN/cm <sup>2</sup>		-1.258	$f_{cis}$	-0.695	kN/cm <sup>2</sup>		-0.520
$f_{cim}$	0.65	kN/cm <sup>2</sup>			$f_{cim}$	0.88	kN/cm <sup>2</sup>		
$f_{cgp}$	-1.43	kN/cm <sup>2</sup>			$f_{cgp}$	0.18	kN/cm <sup>2</sup>		
PERDIDAS POR ACORTAMIENTO ELASTICO:	3.384	kN/cm <sup>2</sup>			PERDIDAS POR ACORTAMIENTO ELASTICO:	0.00	kN/cm <sup>2</sup>		
	42.64	kN				0.00	kN		
PERDIDAS TOTALES	42.64	kN							

**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

En la tabla 36 se muestran las cargas en cada cable después de las pérdidas iniciales, es decir, pérdidas por fricción, anclaje de cuña y acortamiento elástico del concreto. En este punto se verifica que el tensionamiento máximo de cada cable no exceda  $0.74F_{pu}$  que equivale a  $138\text{kN/cm}^2$ .

**Tabla 36.** Fuerzas en el cable después de pérdidas iniciales

FUERZAS EN EL CABLE DESPUES DE PERDIDAS INICIALES				
ABSCISA	CABLE 1	CABLE 2	CABLE 3	CABLE 4
cms	$P_{(l)}$	$P_{(l)}$	$P_{(l)}$	$P_{(l)}$
0	1,654	1,642	1,628	0
150	1,671	1,662	1,647	2,085
300	1,688	1,681	1,665	2,122
450	1,705	1,701	1,683	2,156
600	1,722	1,701	1,701	2,190
750	1,729	1,720	1,710	2,221
900	1,738	1,722	1,719	2,296
1,050	1,737	1,714	1,728	2,284
1,200	1,728	1,705	1,721	2,272
1,350	1,719	1,696	1,712	2,261
1,500	1,719	1,696	1,712	2,250
<b>fs max kN/cm<sup>2</sup></b>	<b>137.97</b>	<b>136.70</b>	<b>137.16</b>	<b>136.64</b>
<b>chequeo:</b>	<b>CUMPLE!!</b>	<b>CUMPLE!!</b>	<b>CUMPLE!!</b>	<b>CUMPLE!!</b>

**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

**4.2.9 Esfuerzos por primer y segundo tensionamiento.** Una vez se tienen las fuerzas en los cables después de pérdidas, es necesario revisar los esfuerzos para cada estado de la viga. En la tabla 37 se encuentran los esfuerzos generados por los cables del primer tensionamiento y los esfuerzos por el peso propio de la viga y el peso de la losa y riostras.

**Tabla 37.** Esfuerzos por primer tensionamiento.

ESTADO DE ESFUERZOS EN LA VIGA										
ESFUERZOS POR PRIMER TENSIONAMIENTO										
SECCION	ABSCISA	CABLES					PESO PROPIO		LOSA Y RIOSTRA	
		P	Momento	(-P/AC)	PeYs/Iner. Superior	PeYi/Iner. Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior
	cms	kN	kN-m	kN/cm <sup>2</sup>	kN/cm <sup>2</sup>	kN/cm <sup>2</sup>	kN/cm <sup>2</sup>	kN/cm <sup>2</sup>	kN/cm <sup>2</sup>	kN/cm <sup>2</sup>
1	0	4,924	122.22	-0.769	-0.047	0.045	0.000	0.000	0.000	0.000
2	150	4,980	-938.20	-0.777	0.362	-0.342	-0.147	0.139	-0.161	0.152
3	300	5,035	-2,024.31	-0.786	0.781	-0.739	-0.279	0.264	-0.306	0.290
4	450	5,089	-2,641.32	-0.795	1.019	-0.964	-0.395	0.374	-0.436	0.412
5	600	5,124	-3,765.89	-0.800	1.453	-1.374	-0.496	0.469	-0.549	0.519
6	750	5,160	-3,799.14	-0.806	1.466	-1.386	-0.581	0.549	-0.646	0.611
7	900	5,180	-3,813.82	-0.809	1.472	-1.392	-0.651	0.615	-0.727	0.687
8	1,050	5,178	-3,812.61	-0.808	1.471	-1.391	-0.705	0.667	-0.792	0.749
9	1,200	5,153	-3,794.25	-0.805	1.464	-1.384	-0.744	0.703	-0.841	0.795
10	1,350	5,127	-3,775.05	-0.801	1.457	-1.377	-0.767	0.725	-0.873	0.826
11	1,500	5,127	-3,775.05	-0.801	1.457	-1.377	-0.775	0.733	-0.890	0.842

**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

Se revisan tanto los esfuerzos del peso propio de la viga más la tensión de los cables (estado 1), como el estado 1 más el peso propio de la losa y riostras (estado 2).

El esfuerzo máximo es de 1.759 kN/cm<sup>2</sup> como se muestra en la tabla 38. Según CCP-14 en 5.9.4.1.1 al multiplicar este esfuerzo máximo por 0.60 se obtiene el valor de  $f'_c$  que el concreto de la viga debe tener al momento de realizar el primer tensionamiento y este valor debe incluirse en los planos.

**Tabla 38.** Esfuerzos por primer tensionamiento + carga muerta inicial

ESFUERZOS POR 1° TENSIONAMIENTO + CARGA MUERTA INICIAL					
SECCION	ESTADO 1: PP+1a TENSION			ESTADO 2: ESTADO 1 +LOSA	
	ABSCISA	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR
	cms.	kN/cm2	kN/cm2	kN/cm2	kN/cm2
1	0	-0.816	-0.724	-0.816	-0.724
2	150	-0.563	-0.981	-0.724	-0.828
3	300	-0.284	-1.261	-0.590	-0.971
4	450	-0.171	-1.385	-0.606	-0.973
5	600	0.157	-1.705	-0.391	-1.186
6	750	0.079	-1.642	-0.566	-1.032
7	900	0.012	-1.585	-0.715	-0.898
8	1,050	-0.042	-1.533	-0.834	-0.784
9	1,200	-0.084	-1.486	-0.925	-0.691
10	1,350	-0.111	-1.453	-0.984	-0.627
11	1,500	-0.119	-1.445	-1.009	-0.603
<b>MAX ESFUERZO:</b>	<b>1.705</b>				

**PARA 1° TENSIONAMIENTO  $f_c \leq 0.60f_{ci}$**   
fci. 28.421 Mpa.

El Primer Tensionamiento se debe realizar cuando el concreto de la viga alcance una resistencia igual o superior a: **28.42 MPa**

**ESTE DATO DEBE SER INCLUIDO EN LOS PLANOS**

Fuente: DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

También se presentan en la tabla 39 los esfuerzos para el segundo tensionamiento.

**Tabla 39.** Esfuerzos por segundo tensionamiento.

ESFUERZOS POR SEGUNDO TENSIONAMIENTO							
SECCION	ABSCISA	CABLES		CABLES			
		P	MOMENTO	(-P/AC)	PeYs/lner.	PeYs/lner.	PeYi/lner.
					SUPERIOR	Sup. Viga	INFERIOR
cms	kN	kN-m	kN/cm2	kN/cm2	kN/cm2	kN/cm2	
1	0	0	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
2	150	2,085	549.29	-0.158	-0.217	-0.195	-0.025
3	300	2,122	-326.36	-0.161	-0.126	-0.139	-0.240
4	450	2,156	-1,069.21	-0.164	-0.049	-0.092	-0.424
5	600	2,190	-1,669.76	-0.166	0.013	-0.054	-0.572
6	750	2,221	-2,119.31	-0.169	0.059	-0.026	-0.684
7	900	2,296	-2,457.38	-0.174	0.090	-0.009	-0.772
8	1,050	2,284	-2,539.13	-0.173	0.099	-0.003	-0.791
9	1,200	2,272	-2,526.35	-0.172	0.099	-0.003	-0.787
10	1,350	2,261	-2,513.64	-0.172	0.098	-0.003	-0.783
11	1,500	2,250	-2,501.00	-0.171	0.098	-0.003	-0.779

Fuente: DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

En la tabla 40 se muestra el acumulado de esfuerzos, es decir, el estado 3 que es la suma del estado 2 y el segundo tensionamiento.

**Tabla 40.** Totales acumulados de esfuerzos estado 3.

TOTALES ACUMULADOS DE ESFUERZOS " ESTADO 3"				
ESTADO 3 = ESTADO 2+2° TENSIONAMIENTO				
SECCION	ABSCISA	SUPERIOR SUP . VIGA INFERIOR		
	cms	kN-m	kN-m	kN-m
1	0	0.000	-0.816	-0.724
2	150	-0.217	-0.919	-0.853
3	300	-0.126	-0.729	-1.212
4	450	-0.049	-0.698	-1.397
5	600	0.013	-0.445	-1.759
6	750	0.059	-0.593	-1.716
7	900	0.090	-0.724	-1.670
8	1,050	0.099	-0.837	-1.575
9	1,200	0.099	-0.928	-1.478
10	1,350	0.098	-0.987	-1.410
11	1,500	0.098	-1.012	-1.382
<b>MAX ESFUERZO:</b>		<b>1.759</b>		

**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

**4.2.10 Revisión de esfuerzos del estado 4.** El estado 4 es la suma del estado 3 y los esfuerzos generados por las cargas del pavimento y las cargas muertas posteriores como barandas, bordillos, andenes, entre otros, como se muestra en la tabla 41.

**Tabla 41.** Totales acumulados de esfuerzos estado 4.

ESFUERZOS POR TENSION TOTAL + CM TOTAL "ESTADO 4"				
ESTADO 4= ESTADO 3+CARGA POSTERIOR				
SECCION	ABSCISA	SUPERIOR	SUP . VIGA	INFERIOR
	cms	kN-m	kN-m	kN-m
1	0	0.000	-0.816	-0.724
2	150	-0.240	-0.933	-0.801
3	300	-0.169	-0.756	-1.114
4	450	-0.110	-0.736	-1.258
5	600	-0.064	-0.493	-1.585
6	750	-0.031	-0.649	-1.512
7	900	-0.011	-0.787	-1.441
8	1,050	-0.010	-0.905	-1.328
9	1,200	-0.017	-1.000	-1.216
10	1,350	-0.021	-1.061	-1.140
11	1,500	-0.022	-1.087	-1.110
<b>MAX ESFUERZO:</b>		<b>1.585</b>		

**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

**4.2.11 Cálculo de pérdidas a largo plazo.** Después del cuarto estado, se calculan las pérdidas a largo plazo por el método aproximado ASSHTO como se muestra en la tabla 42. El total de pérdidas a largo plazo con acero relevado de esfuerzos es de 25 kN/cm<sup>2</sup>.

**Tabla 42.** Cálculo de pérdidas a largo plazo

PERDIDAS A LARGO PLAZO		
HUMEDAD RELATIVA HR:	80.0	%
FACTOR DE CORRECCION POR HUMEDAD gh:	0.9	(-)
FACTOR DE CORRECCION DE LA RESISTENCIA ESPECIFICADA DEL CONCRETO EN EL INSTANTE DE TRANSFERENCIA DEL PREESFUERZO AL MIEMBRO DE CONCRETO g <sub>st</sub> :		
f <sub>ci</sub> :	28.42	Mpa.
Y <sub>st</sub> :	1.190	(-)
PERDIDAS POR HUMEDAD SH:	8.887	kN/cm <sup>2</sup>
FLUJO PLASTICO DEL CONCRETO (CREEP)		
ESFUERZO DEL ACERO DE PREESFUERZO ANTES DE LA TRANSFERENCIA: f <sub>pi</sub> :	1,384.435	N/mm <sup>2</sup>
CRc:	8.91	kN/cm <sup>2</sup>
RELAJACION DEL ACERO		
RELEVADO DE ESFUERZOS	6.90	kN/cm <sup>2</sup>
BAJA RELAJACION	1.60	kN/cm <sup>2</sup>

**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

En la tabla 43 se muestra la cantidad de fuerza que perdió cada cable.

**Tabla 43.** Pérdida de fuerzas en cables a largo plazo.

PERDIDAS DE FUERZAS EN EL CABLE A LARGO PLAZO							
ABSCISA	CABLE 1	CABLE 2	CABLE 3	CABLE 4	CABLE 5	CABLE 6	TOTAL
cms	$\Delta P_{(t)}$	$\Delta P_{(t)}$	$\Delta P_{(t)}$	$\Delta P_{(t)}$	$\Delta P_{(t)}$	$\Delta P_{(t)}$	$\Delta P_{(t)}$
0	311	311	311	0	0	0	933
150	311	311	311	415	0	0	1,348
300	311	311	311	415	0	0	1,348
450	311	311	311	415	0	0	1,348
600	311	311	311	415	0	0	1,348
750	311	311	311	415	0	0	1,348
900	311	311	311	415	0	0	1,348
1,050	311	311	311	415	0	0	1,348
1,200	311	311	311	415	0	0	1,348
1,350	311	311	311	415	0	0	1,348
1,500	311	311	311	415	0	0	1,348

**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

Y en la tabla 44 se muestra la fuerza efectiva en cada cable después de las pérdidas a largo plazo.

**Tabla 44.** Fuerza efectiva en los cables.

FUERZA EFECTIVA EN LOS CABLES EN kN							
ABSCISA	CABLE 1	CABLE 2	CABLE 3	CABLE 4	CABLE 5	CABLE 6	TOTAL
cms	P <sub>(e)</sub>	P <sub>(e)</sub>	P <sub>(e)</sub>	P <sub>(e)</sub>	P <sub>(e)</sub>	P <sub>(e)</sub>	P <sub>(e)</sub>
0	1,343	1,331	1,317	0	0	0	3,990
150	1,360	1,351	1,335	1,670	0	0	5,717
300	1,377	1,370	1,354	1,707	0	0	5,808
450	1,394	1,390	1,372	1,742	0	0	5,897
600	1,411	1,390	1,390	1,775	0	0	5,965
750	1,418	1,409	1,399	1,806	0	0	6,033
900	1,427	1,411	1,408	1,881	0	0	6,127
1,050	1,425	1,402	1,417	1,869	0	0	6,114
1,200	1,417	1,394	1,410	1,858	0	0	6,078
1,350	1,408	1,385	1,401	1,846	0	0	6,040
1,500	1,408	1,385	1,401	1,835	0	0	6,029

**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

**4.2.12 Revisión de esfuerzos del estado 5 y estado 6.** Como se hizo en los estados anteriores, también es necesario hacer la revisión de los esfuerzos presentes en la viga en el estado 5 que es la suma del estado 4 y las pérdidas a largo plazo como se muestra en la tabla 45.

**Tabla 45.** Estado 5 = Estado 4 + pérdidas a largo plazo.

ESTADO 5 ESFUERZOS EN TENSION TOTAL +CARGA MUERTA +(Δ) PERDIDAS LARGO PLAZO					
ESTADO 5 = ESTADO 4+ PERDIDAS POR LARGO PLAZO					
SECCION	ABSCISA	SUPERIOR	SUP . VIGA	INFERIOR	CHEQUEO
	cms	KN/cm <sup>2</sup>	KN/cm <sup>2</sup>	KN/cm <sup>2</sup>	
1	0	0.074	-0.743	-0.659	<b>CUMPLE!!</b>
2	150	-0.145	-0.835	-0.683	<b>CUMPLE!!</b>
3	300	-0.114	-0.684	-0.905	<b>CUMPLE!!</b>
4	450	-0.082	-0.680	-0.988	<b>CUMPLE!!</b>
5	600	-0.069	-0.459	-1.238	<b>CUMPLE!!</b>
6	750	-0.045	-0.619	-1.146	<b>CUMPLE!!</b>
7	900	-0.030	-0.761	-1.064	<b>CUMPLE!!</b>
8	1,050	-0.031	-0.880	-0.946	<b>CUMPLE!!</b>
9	1,200	-0.038	-0.975	-0.835	<b>CUMPLE!!</b>
10	1,350	-0.042	-1.036	-0.759	<b>CUMPLE!!</b>
11	1,500	-0.043	-1.062	-0.729	<b>CUMPLE!!</b>
<b>CHEQUEOS: <math>f_c \leq 0.45f'_c</math>:</b>		<b>-1.575</b>			

**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

Finalmente se realiza el chequeo de esfuerzos totales presentes en el estado 6 que es el estado 5 más los esfuerzos generados por la carga viva, como se muestra en la tabla 46.

**Tabla 46.** Estado 6 = Estado 5 + esfuerzos con la carga viva.

<b>ESTADO 6 ESFUERZOS TOTALES CON CARGA VIVA</b>					
<b>ESTADO 6 = ESTADO 5+ ESFUERZOS CON LA CARGA VIVA</b>					
<b>SECCION</b>	<b>ABSCISA</b>	<b>SUPERIOR</b>	<b>SUP . VIGA</b>	<b>INFERIOR</b>	
	<b>cms</b>	<b>KN/cm<sup>2</sup></b>	<b>KN/cm<sup>2</sup></b>	<b>KN/cm<sup>2</sup></b>	<b>CHEQUEO</b>
1	0	0.074	-0.743	-0.659	<b>CUMPLE!!</b>
2	150	-0.217	-0.881	-0.520	<b>CUMPLE!!</b>
3	300	-0.250	-0.769	-0.596	<b>CUMPLE!!</b>
4	450	-0.274	-0.801	-0.552	<b>CUMPLE!!</b>
5	600	-0.310	-0.609	-0.693	<b>CUMPLE!!</b>
6	750	-0.327	-0.796	-0.508	<b>CUMPLE!!</b>
7	900	-0.345	-0.957	-0.352	<b>CUMPLE!!</b>
8	1,050	-0.370	-1.092	-0.178	<b>CUMPLE!!</b>
9	1,200	-0.394	-1.198	-0.029	<b>CUMPLE!!</b>
10	1,350	-0.407	-1.265	0.068	<b>CUMPLE!!</b>
11	1,500	-0.410	-1.291	0.100	<b>CUMPLE!!</b>
	<b>CHEQUEOS: <math>f_c \leq 0.60 f'c</math>:</b>	<b>-2.100</b>	<b>KN/cm<sup>2</sup></b>		
	<b>CHEQUEOS: <math>f_t = 0.05(f'c)^{0.5}</math>:</b>	<b>0.296</b>	<b>KN/cm<sup>2</sup></b>		

**Fuente:** DIP S.A.S. Memorias de cálculo viga postensada.

Después de realizar la revisión de los esfuerzos para cada etapa, verificando que no se excedan los valores límites de la norma, se concluye con el diseño del postensado de la viga dando al dibujante los datos de coordenadas de la trayectoria del cable, fuerza aplicada en el gato, alargamientos esperados, tipos de anclajes, ubicación de los cables, geometría de la sección, entre otros datos que son necesarios para realizar la representación en los planos que serán revisados y usados posteriormente para construcción.

## 5. CONCLUSIONES

Se llevaron a cabo las labores de apoyo en el cálculo de cantidades de puentes, entre esas, las cantidades del Viaducto II presentadas en este informe. Se calculó la cantidad de concreto y acero de refuerzo de los estribos, pilas, cabezales, vigas y la cantidad de acero de presfuerzo para las vigas.

Se realizaron labores de apoyo en el diseño de vigas postensadas, desde su predimensionamiento, propiedades geométricas de la sección transversal, cálculo de cargas actuantes en cada etapa de tensionamiento, cantidad y trayectoria de los cables, hasta la revisión de esfuerzos en cada una de las etapas verificando que cumplieran con los requisitos de la norma colombiana de puentes CCP 14.

La práctica empresarial permitió ampliar los conocimientos en gran manera, aprendiendo nuevas terminologías, metodologías de análisis estructurales y organización de la información. También permitió la aplicación de los conocimientos adquiridos en el pregrado de ingeniería civil de la Universidad Industrial de Santander, conformando un aprendizaje integral entre la teoría y la práctica que fortalecen las habilidades del practicante para desarrollarse en el ámbito profesional.

Adicionalmente el estudiante se familiarizó e interesó en el diseño y construcción del área de puentes, donde se prevé que haya un crecimiento en el país en los próximos años.

## BIBLIOGRAFÍA

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERIA SISMICA. Norma Colombiana de diseño de puentes CCP 14.

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE PRODUCTORES DE CONCRETO. Concreto presforzado: Diseño y construcción. 1ed. Colombia. 2005. p. 67-71.

NILSON, Arthur. Diseño de estructuras de concreto presforzado. 1ed. [Traducido por Luis Consiglieri Echave] México: Editorial Limusa,1982.

RIVERA, José. Concreto presforzado. 2ed. Universidad del Cauca. Facultad de ingeniería civil. Popayán. 2002. p. 10-11.