



UNIVERSIDAD
NACIONAL
AUTÓNOMA DE
NICARAGUA,
MANAGUA
UNAN - MANAGUA

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION
CARRERA: INGENIERIA CIVIL

**PROPUESTA DE REDISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUPER
ESTRUCTURA DEL PUENTE EL KÍWAY**

SEMINARIO DE GRADUACIÓN PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO(A) EN: INGENIERÍA CIVIL

Autores:

Br. Fley Fley Néstor Gabriel

Br. Gutiérrez Mena Kenia del Socorro

Br. Polanco León Julio Jose

Tutor:

Msc. Ervin Cabrera Barahona

Asesor:

Msc. Karen Acevedo

Managua, Noviembre 2017

DEDICATORIA

A Dios primeramente por darme las fuerzas, la salud y el entendimiento, necesario para cursar este periodo tan importante en mi vida.

Dedico esta tesis a mis amigos quienes fueron un gran apoyo en todo este tiempo que estuve en la universidad.

A mi madre Dina Fley, mis abuelos y tíos quienes fueron mi mayor apoyo en estos años de duro trabajo para convertirme en profesional.

A Katherine Gutiérrez (mi novia) quien me apoyo y alentó en aquellos momentos donde las circunstancias no estaban a mi favor y pensé en no seguir adelante.

A mis maestros, quienes me brindaron los conocimientos necesarios para poder ser un buen profesional, a ellos que depositaron su granito de arena para convertirme en la persona que soy.

A todos los que me apoyaron para realizar y terminar esta tesis.

Néstor Gabriel Fley Fley

A Dios y a mi madre Luisa Mena por haberme dado la vida que es el tesoro más preciado que tengo, Gracias mama por tu cariño, comprensión y confianza que me dan día a día en este proceso de formación académica, por la motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien, pero más que nada, por su amor.

A mis hermanos, por su apoyo incondicional ya que sin ellos no hubiera sido posible culminar esta meta, por ser el ejemplo a seguir con sus valores y de ellos aprendí aciertos y de momentos difíciles que me han convertido en la mujer valiente que soy.

A mi hijo Keywing Gutiérrez, por ser mi motivo de seguir adelante y mi fortaleza a quien le dedico cada uno de mis logros ya que son para él.

A mi novio Darwing Duarte por su apoyo incondicional y no dejarme sola en esta etapa de mi vida, por ayudarme en la culminación y elaboración de esta tesis y sobre todo por su comprensión y amor.

Al ing. Bayardo Altamirano y Ervin Cabrera, por su gran apoyo y motivación para la culminación de nuestros estudios profesionales, por su apoyo ofrecido en este trabajo, por haberme transmitidos los conocimientos obtenidos y haberme llevado pasó a paso en el aprendizaje.

Kenia del Socorro Gutiérrez Mena

Dedico esta tesis a Dios por mantenerme siempre firme por el buen camino y con el objetivo de cumplir mis metas.

A mis padres Julián Aguilar Polanco y Josefa León quienes me apoyaron todo el tiempo y nunca dudaron de mí.

A mi hermano Francisco Polanco León que siempre me apoya, aunque no le guste expresarlo sé que su apoyo de hermano ha sido mucho.

A mi novia quien me apoyo y alentó para continuar, cuando parecía que me iba a rendir.

A mis compañeros de grupo Kenia Gutiérrez y Néstor Fley, por nunca rendirse.

A mis maestros quienes nunca desistieron al enseñarme, aun sin importar que muchas veces no ponía atención en clase, a ellos que continuaron depositando su esperanza en mí y también por el Apoyo en las dificultades técnicas que se nos presentaron en el camino.

A todos los que me apoyaron para escribir y concluir esta tesis.

Para ellos es esta dedicatoria de tesis, pues es a ellos a quienes se las debo por su apoyo incondicional.

Julio José Polanco León

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos primeramente a Dios por brindarnos las fuerzas y entendimiento, para poder culminar con éxito nuestros estudios universitarios.

Al profesor Bayardo Altamirano que nos apoyó incondicionalmente en la elaboración de esta tesis, y fue un excelente guía en la elaboración de este trabajo.

A nuestros padres por tener fe en nosotros, por apoyarnos con mucho amor en estos cinco años de mucho trabajo y esfuerzo.

A nuestros familiares por alentarnos a seguir adelante y aconsejándonos a nunca rendirnos por muy difícil que se la situación en la que nos encontremos.

Agradecemos a todos nuestros amigos y compañeros de clase con los cuales hemos vivido toda una etapa que no regresara, pero que quedara marcada en nuestros recuerdos.

Néstor Fley – Kenia Gutiérrez – Julio Polanco

RESUMEN

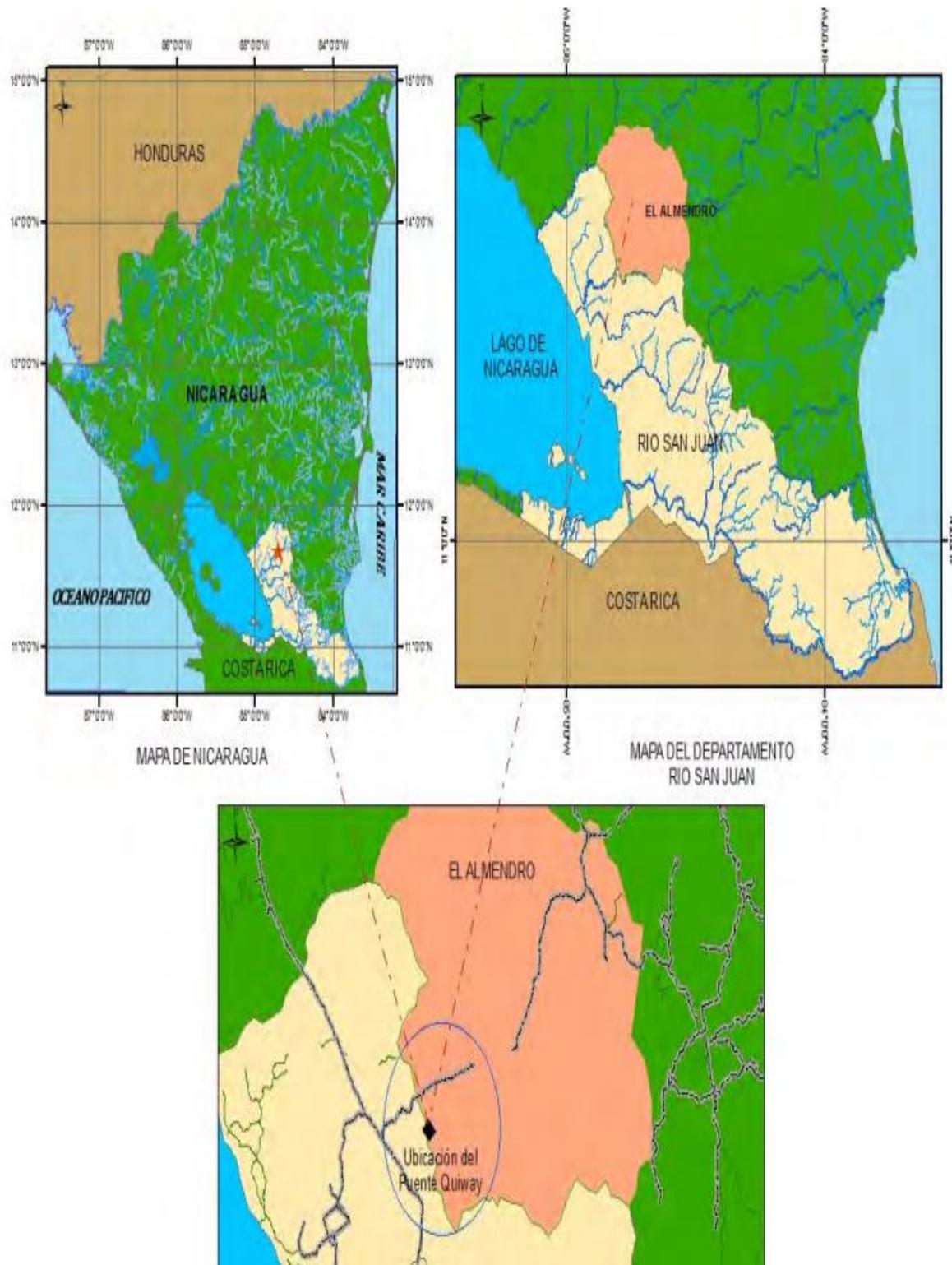
El principal objetivo de este trabajo fue realizar una propuesta de rediseño para la superestructura del puente el Kíway, para la cual se propuso un puente tipo viga-losa de concreto reforzado con dos vías de circulación para aligerar la circulación de los vehículos.

En base a lo modelado en SAP podemos observar que los cálculos de diseño realizados manualmente cumplen los requisitos, y se mantienen dentro del rango permitido en los diferentes parámetros que establece la AASHTO, así se realizó en los datos dimensionales del puente como en las propiedades de armado y cantidades óptimas de Acero, esto lo comprobamos en diseño de **Resistencia Última**, donde los *Momento Resistente* son mayor que los *Momentos Últimos*.

Las dimensiones de los elementos estructurales de la superestructura del puente se mostraron a través de los planos, manteniendo los cálculos como base para el diseño de los planos, en estos se presentan los detalles de armado y el tipo de acero que necesitan estos para alcanzar su resistencia óptima del puente.

En base a los planos se realizaron los cálculos de costos de obra, en esto se tomó en cuenta los costos indirectos que conlleva la obra como lo son los costos de administración y mano de obra alterna, una vez calculado los costos de las cantidades de obra los se obtiene que la superestructura del puente tendría un costo de 3,784,319 córdobas.

MACRO Y MICRO LOCALIZACION



Contenido	INDICE	Pagina
I. INTRODUCCIÓN		1
II. ANTECEDENTES		3
III. JUSTIFICACIÓN.....		5
IV. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA		7
V. OBJETIVOS		8
5.1. Objetivo general.....		8
5.2. Objetivo específico		8
VI. MARCO TEORICO CONCEPTUAL.....		9
6.1. Metodología Del Diseño Estructural Del Puente El Kíway		9
6.1.1. Puentes		9
6.1.1. Criterios para el diseño estructural del Puente el Kíway.		15
6.1.2. Método de diseño estructural del Puente el Kíway.....		26
6.2. Costos.....		42
6.2.1. Costos Directos		42
6.2.2. Costos Indirectos		43
6.2.3. Gasto Final.....		43
VII. HIPOTESIS.....		44
VIII. MATERIALES Y METODOS.....		45
8.1. Descripción del Ámbito de Estudio		45
8.2. Tipo de Estudio.....		46
8.3. Materiales y métodos		47
8.3.1. Técnicas e instrumentos para recolectar información.....		47
8.3.2. Plan de Análisis del procesamiento de la información.		48
IX. ANALISIS DE RESULTADOS.....		49
9.1. Consideraciones Generales		49
9.2. Diseño De Puente Con Viga T.....		49
9.2.1. Configuración de Concreto y de Acero.		50
9.2.2. Espesor de la Losa		50
9.2.3. Calculo de Cargas.		50
9.2.4. Diseño de la losa.....		54
9.2.5. Diseño de acera.		59

9.2.6.	Diseño de diafragma	65
9.2.7.	Diseño de Viga Exterior e interior.	70
9.3.	Modelamiento de SAP.....	91
9.3.1.	Resultados de SAP2000 V.14.....	106
9.4.	Planos Estructurales	112
9.5.	Presupuesto	118
9.5.1.	Take Off	119
X.	CONCLUSIONES	129
XI.	RECOMENDACIONES	130
XII.	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	131

Índice de Imágenes

Figura 4.1 Vista de única vía con la que cuenta el puente.....	7
Figura 6.1 Elementos de un puente tipo viga.....	11
Figura 6.2 Losa cargada en la dirección Transversal al tránsito.....	12
Figura 6.3 Losa Cargada en la dirección del tránsito.....	12
Figura 6.4 Tipos de Vigas.....	13
Figura 6.5 Sistemas de Apoyos.....	14
Figura 6.6 Camión Estándar H (2 ejes).....	16
Figura 6.7 Camión Estándar Hs (3 ejes).....	16
Figura 6.8 Camión Hs20-44.....	18
Figura 6.9 Carga Distribuida Equivalente y Eje de Carga Concentrado.....	19
Figura 6.10 Hipótesis ACI 318-02 sobre la distribución de deformaciones y esfuerzos en la zona de compresión.....	30
Figura 9.1 Camión Hs20-44 + 25% (3 ejes).....	50
Figura 9.2 Sección Transversal del Puente.....	70
Figura 9.3 Carga Vehicular Hs20-44 + 25%.....	70
Figura 9.4 Líneas de Influencia en el Puente.....	71
Figura 9.5 Carga de eje Trasero del vehículo en la segunda parte del puente.....	72
Figura 9.6 Diseño de Viga Exterior.....	73
Figura 9.7 Armado Propuesto (Viga Exterior).....	76
Figura 9.8 Diseño de Viga Interior.....	78
Figura 9.9 Armado Propuesta (Viga Interior).....	81
Figura 9.10 Distribución de cargas en viga interior	83
Figura 9.11 Grafico de Cortantes (Viga Interior).....	84
Figura 9.12 Distribución de cargas en viga exterior.....	85
Figura 9.13 Grafico de Cortantes (Viga Exterior).....	85
Figura 9.14 Selección de Modelo.....	91
Figura 9.15 Bridge Modeler Wizard.....	92
Figura 9.16 Eje de referencia.....	92
Figura 9.17 Material de Diseño.....	93

Figura 9.18 Sección Típica de Puente.....	93
Figura 9.19 Dimensionamiento de Puente (Fijo).....	94
Figura 9.20 Dimensionamiento de Puente (Móvil).....	94
Figura 9.21 Apoyo Fijo.....	95
Figura 9.22 Apoyo Móvil.....	95
Figura 9.23 Diafragma.....	96
Figura 9.24 Apoyo Inicial	97
Figura 9.25 Apoyo Final.....	97
Figura 9.26 Ubicación de Diafragmas.....	97
Figura 9.27 Tipo de Modelo Vinculado.....	98
Figura 9.28 Carril Derecho.....	99
Figura 9.29 Carril Izquierdo.....	99
Figura 9.30 Tipos de Vehículos.....	100
Figura 9.31 Clases de Vehículos.....	100
Figura 9.32 Patrones de Carga.....	101
Figura 9.33 Carga Móvil.....	101
Figura 9.34 Casos de Carga.....	101
Figura 9.35 Resultados a Mostrar.....	102
Figura 9.36 Vista Laminar Superior.....	102
Figura 9.37 Vista Solida Inferior.....	102
Figura 9.38 Elemento Frame.....	103
Figura 9.39 Ubicación del Frame.....	103
Figura 9.40 Selección de Áreas a Dividir.....	103
Figura 9.41 Formato de División.....	104
Figura 9.42 Carga Asfáltica	104
Figura 9.43 Carga Peatonal.....	104
Figura 9.44 Carga Acera.....	104
Figura 9.45 Combo de Servicio.....	105
Figura 9.46 Combo de resistencia.....	105
Figura 9.47 Puente Cargado.....	106

Figura 9.48 Deformación Visual.....	106
Figura 9.49 Momento Máximo Viga Interior.....	107
Figura 9.50 Momento Máximo Viga Exterior.....	107
Figura 9.51 Grafico de Cortante Viga Exterior.....	109
Figura 9.52 Grafico de Cortante Viga Interior.....	110
Figura 9.53 Delimitación de Acero en Losa	111
Figura 9.54 Delimitación de Acero en Diafragma.....	111
Figura 9.55 Delimitación de Acero en Viga.....	111

Índice de Tablas

Tabla 9.1 Cortante y Momento Ultimo según el tipo de carga en la Losa.....	53
Tabla 9.2 Datos para el diseño de Acera.....	59
Tabla 9.3 Momentos en la losa.....	60
Tabla 9.4 Datos para el diseño de diafragma.....	65
Tabla 9.5 Cortante y Momento ultimo para el diseño diafragma.....	68
Tabla 9.6 Cortantes Generados por sección para las vigas Exteriores.....	109
Tabla 9.7 Cortantes Generados por sección para las vigas interiores.....	110
Tabla 9.8 Presupuesto de la superestructura del puente el Kíway.....	127

I. INTRODUCCIÓN

En la última década en nuestro país se ha impulsado muchos procesos constructivos de puentes, uno de ellos es la construcción de puentes de pequeña envergadura con concreto reforzado, que permite una mayor durabilidad y mayor resistencia a cargas, así como la finalidad de reducir el tiempo de la obra.

Un puente es una estructura destinada a salvar obstáculos naturales, como ríos, valles profundos, hondonadas, lagos o brazos de mar y obstáculos artificiales. Son diseñados para proporcionar el paso continuo sobre el obstáculo y normalmente sirven a carreteras y ferrocarriles con el fin de unir caminos de viajeros y mercancías.

En la presente investigación se muestra la propuesta de rediseño de la súper-estructura del puente ubicado en el caño el Kiway en el municipio del Almendro Rio San Juan, el cual es muy necesario debido a que la ruta es de vital importancia, en el transporte de comercio proveniente los municipios de Nueva Guinea, el Rama y Bluefields pues esta ruta disminuye el tiempo que recorren los cargamentos con ruta a San Carlos o el departamento de Chontales; el puente existente se encuentra en mal estado y solo posee una vía de circulación vehicular.

Los estudios con los que se realizó el diseño de la súper-estructura fueron obtenidos a través del MTI y la empresa EICMEP, los cuales se encargaron de realizar las pruebas de campo y redactar los informes que se toman como base para este trabajo. Abordaremos los tipos de cargas y los estudios necesarios a los cuales estará sometida la estructura.

En este estudio se muestran los métodos existentes y el proceso de cálculo según la normativa AASHTO y el ACI 318, para dimensionar las estructuras de concreto (Losas y Vigas) y proponer la cantidad de Acero de refuerzo necesario para los elementos. También se omite el diseño de los apoyos debido de a que la estructura actual ya cuenta con estos, los cuales fueron diseñados para un puente dimensionado a dos vías y con una altura que da

un borde libre suficiente al momento que el río alcance su Nivel de Agua Máximo, dichos apoyos se encuentran en buen estado estructural.

Las dimensiones de los elementos estructurales y la súper estructura del puente se muestran a través de los Planos Estructurales de este mismo, así también se calcularon la cantidad de obra que se obtiene con las dimensiones propuestas en los cálculos.

II. ANTECEDENTES

A través de los últimos años.

La Construcción del Puente el Kiway, en el municipio de El Almendro-Rio San Juan, se remonta al año 1998, debido a la necesidad de comunicar el municipio de San Carlos, Morrito, San Miguel y Chontales incluyendo las comarcas que se trasladan por esta vía a hacer sus compras al pueblo.

En la revisión bibliográfica se tomo en cuenta como referencia los siguientes estudios:

- ✓ Pérez, D. y Morales, D. (2010). Estudio Hidro técnico y Rediseño Estructural del puente Chasmol (Tesis de pregrado) Unan, Managua.

El objetivo básico del rediseño de la estructura de este puente es proveer la formulación matemática más simple del comportamiento de la estructura que satisfaga un particular diseño para determinar la respuesta de la misma. El modelo debe reflejar las interacciones físicas propias de la estructura con las solicitaciones a que estará expuesta. El modelo debe describir la geometría, la masa, las condiciones de conectividad y restricciones, así como las cargas lo más cerca de la realidad que sea posible para facilitar la interpretación de la respuesta.

- ✓ Altamirano, B. (2002). Diseño Estructural del Puente de Tolinga (Apuntes), Unan-Managua.

Los puentes metálicos están conformados por elementos longitudinales de sección transversal limitada, que resisten las cargas por la acción de flexión. La acción de las cargas es transversal a la longitud del elemento (acción de viga); se presentan en la sección transversal, simultáneamente, esfuerzos de tensión y compresión, complementados con los de corte, generalmente pequeños; la transmisión de fuerzas a flexión es mucho menos eficiente que la transmisión axial.

Los emparrillados conformados con elementos rectos horizontales en ambas direcciones, unidos rígidamente a través de nudos, conforman sistemas de masa activa que permiten aumentar la capacidad portante de las vigas y reducir las deflexiones. Cuando la masa se distribuye uniformemente y desaparecen las vigas individuales, se tienen las placas o losas, que permiten más cargas con menores deflexiones, dentro de ciertos rangos de relación entre las luces.

En el municipio de El almendro en el puente el Kiway han existido dos puentes incluyendo el actual, el primero fue hecho de madera de un carril donde está ubicado el puente actual,

este puente fue completamente demolido por el huracán Juana que ocurrió en octubre de 1988 dejando incomunicado al municipio con sus comunidades. De ahí nace la necesidad de construir el puente actual, pero con mayor calidad este fue construido en el gobierno de Arnoldo Alemán, cuenta con una estructura mixta con losa de concreto y viga.

En ese mismo año se da el inicio de la construcción del puente actual donde estaba el anterior, pero este es de vigas de acero y losas de concreto y con solo dos estribos en sus extremos y con un Sistema de baterías de alcantarillas existente en el puente.

La ***Empresa Integral de la Construcción (EICMEP)***, nos brindó los estudios necesarios que realizo en primer trimestre del año 2017, para el diseño de un nuevo puente con el que se pretende mejorar el transporte vehicular aumentando el ancho de calzada al ampliarlo a 2 carriles, y mejorar el paso peatonal añadiendo aceras a los costados de puente, dando mayor seguridad y comodidad a sus usuarios.

III. JUSTIFICACIÓN

El crecimiento constate de la población, provoca una mayor demanda de las rutas de acceso a los diferentes lugares, también provoca el desarrollo masivo en los medios de transporte entre estos focos poblacionales, dando como resultado un veloz deterioro de las vías de transporte que comunican estas poblaciones, las calles pavimentadas, caminos todo tiempo, caminos solo verano y los puentes sufren desgaste en sus carpetas de rodaduras.

Con una población de unas 14,000 personas en toda su jurisdicción, 6,000 de ellas viviendo en el casco urbano, El Almendro es uno de los municipios más jóvenes de Nicaragua, ya que fue creado hace 41 años como producto de una desmembración del municipio de Morrito, perteneciente al departamento de Río San Juan. Se ubica a 91 kilómetros de San Carlos y a 282 kilómetros de Managua, capital de Nicaragua. (Bienvenido al Almendro un pueblo ganadero, s.f.)

El Puente el Kiway por donde corren las aguas de Rio Tepenaguazapa, ubicado en el Municipio de El Almendro, del departamento de Rio San Juan, se encuentra en una carretera de nivel secundario.

En la actualidad, la principal actividad económica de El Almendro es la ganadería, siendo uno de los municipios más productores de leche y sus derivados, la leche brota como manantial en cada finca ganadera, donde se acopia y se procesa para hacer queso, cuajada, crema y hasta yogur, que se exporta. Todos los miércoles y sábado, cientos de campesinos y de los municipios vecinos continúan con la tradición de bajar al centro del poblado a vender sus productos, principalmente marquetas de queso en quintales envueltos en hojas de chagüite traídos en aparejos adosados a mulas, caballos y hasta burros. También traen zurrone de pijibay, malanga, quequisque, frijoles, mantequilla, cacao, chayote y otros productos.

A su regreso, llevan lo esencial para sus casas: sal, azúcar, dulce en atados, fósforos, gas de kerosene, baterías para focos, plástico negro, anzuelos para pescar, zapatos nuevos, radio

transistores, cuajo, platos, vasos, abono, golosinas, pan, aspirina, CD de videos musicales y hasta pilas de repuestos para sus nuevos celulares.

Los principales atractivos turísticos de El Almendro son sus riquezas naturales, sus bosques y ríos, pero sobre todo sus cascadas, tres de ellas ubicadas cerca del poblado y para llegar a ellos se tiene que cruzar el puente del Kiway.

La idea de su re diseño se retoma debido a la necesidad de comunicarse con el resto del país, por esta vía se puede trasladar a Zelaya Central, a Bluefields debido a la nueva vía que se hizo por Nueva Guinea y a los demás municipios de Rio San Juan, además del crecimiento poblacional y la demanda de vehículos que cada día es mayor y por supuesto las atractivas cascadas turísticas que posee el municipio además de su importación de ganado en pie a la capital.

IV. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El puente actual cuenta con características deficientes para la demanda de tráfico que circula en la zona, que son buses y rastras que poseen más de 3 ejes; el puente solo cuenta con un carril esto produce que se desgaste la superficie de rodamiento de manera más rápida ya que es sometida a grandes cargas en un espacio pequeño para ser distribuidas.



Figura 4.1 Vista de única vía con la que cuenta el Puente

Fuente: Propia

El Puente el Kiway presenta desgaste en su carpeta de rodamiento asfáltica y en sus losas de concreto presenta serios agrietamientos poniendo el peligro la vida de los peatones como la de las personas que conducen vehículos, las vigas se encuentran deterioradas y corroídas debido a que no se les ha dado mantenimiento.

El puente solo cuenta con una vía de acceso de 2.80m de ancho, esto causa que vehículos grandes tengan dificultad de cruzar debido al poco espacio en el que se tienen que ubicar para transitar y ocasiona congestionamiento de tráfico en una de las direcciones.

Por tanto, la formulación del problema se plantea de la siguiente manera:

¿Cuáles son los elementos estructurales que no permiten el buen funcionamiento del puente el Kiway, en el Almendro-Rio San Juan, durante el segundo semestre del 2017?

V. OBJETIVOS

5.1. Objetivo general

Rediseñar la súper estructura de un Puente Vehicular de 18 metros de longitud, en el Caño “El Kiway” que conecte el empalme el pájaro negro con El Almendro.

5.2. Objetivo específico

- Diseñar la súper estructura del puente, losas y vigas según normativas ASHHTOO y ACI-318, con modelamiento en SAP2000 V14.
- Elaborar los planos del diseño del puente y los detalles estructurales de vigas y losas.
- Estimar el presupuesto aproximado que conlleva la construcción del Proyecto.

VI. MARCO TEORICO CONCEPTUAL

6.1. Metodología Del Diseño Estructural Del Puente El Kíway

6.1.1. Puentes

Definición

Un puente es una construcción que permite salvar un obstáculo físico natural o artificial, ya sea un valle, un río o una vía férrea. Un puente no deja de ser un punto de sutura que cierra una *herida*, que permite unir algo que estaba o va a estar separado, inconexo. Tradicionalmente el ingeniero civil ha sido el encargado de afrontar la concepción formal y el análisis resistente de estas construcciones, algunas veces imponentes y en otras ocasiones más discretas, dependiendo de las características físicas de su ubicación. Y en general su formación, marcadamente cartesiana, ha condicionado la manera de aproximarse a este proceso. En el momento en que uno se plantea abordar el diseño de un puente hay que tener en cuenta tanto su función futura como las características del emplazamiento escogido y nunca se debe olvidar su coste final. Del segundo aspecto deriva la gran variedad de soluciones que podemos encontrar pese a estar hablando del mismo problema. (CREMADES, 2008)

Para el buen funcionamiento del puente el buen diseño de las obras complementarias tales como barandas, drenaje de la calzada y de los accesos, protección de las márgenes y si fueran necesarios el empedramiento de taludes, iluminación y rectificación del cauce. (Manrique, 2004)

Tipos de puentes.

A continuación, describiremos los principales criterios de clasificación de puentes.

a) Según su utilidad

La utilidad de los puentes puede ser muy distinta. Los más modernos son los viaductos para transporte rápido masivo de pasajeros (TRM). Entre los distintos puentes tenemos:

- Puentes peatonales.
- Puentes para carreteras.
- Puentes para vías férreas.
- Puentes para el paso de tubería.
- Viaductos para transporte rápido masivo de pasajeros (TRM).

b) Según el material

En cuanto a los fines de clasificación se refiere, la identificación se hace en base al material utilizado en la estructura principal. Por ejemplo, cuando se habla de un puente de acero, se entiende que la estructura principal es de acero pero la losa puede ser de concreto.

Los tipos más usados son:

- Puentes de madera.
- Puentes de concreto reforzado o presforzado.
- Puentes metálicos.
- Puentes compuestos (metal con concreto).

c) Según la localización de la calzada.

Esta clasificación está basada en la ubicación de la vía o calzada con respecto a la estructura (armadura o arco).

- Puentes de calzada o vía inferior.
- Puentes de calzada o vía superior.

d) Según el tipo sistema estructural.

Longitudinalmente se puede optar por diversos sistemas estructurales. A continuación, presentamos los principales esquemas estructurales:

- Puentes tipo viga.
- Puentes de estructura a porticada.
- Puentes tipo arco.
- Puentes reticulados.
- Puentes Colgantes.
- Puentes Atirantados.

Puentes tipo viga.

Este tipo de puentes son los de principal interés en esta tesis. A continuación, describiremos los principales elementos que componen este tipo de puentes.

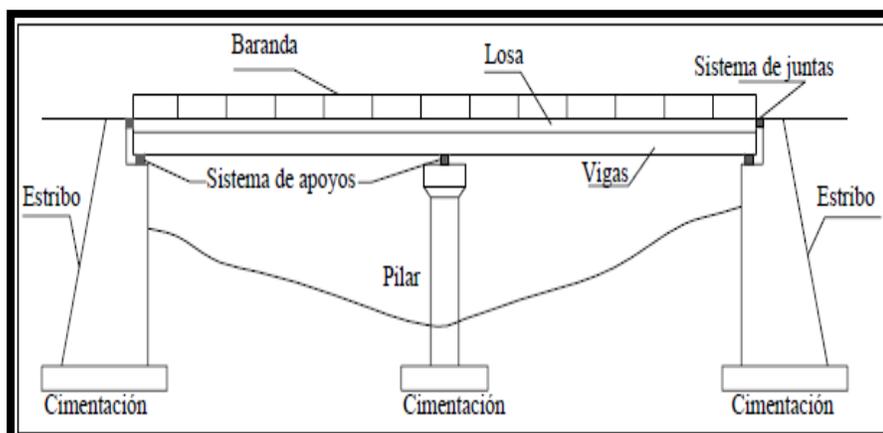


Figura 6.1 Elementos de un puente tipo viga

Fuente: Guía para el diseño de puentes con vigas y losas.
Manrique Ernesto, Piura 2004

En la fig. 6.1 se presentan los principales elementos de un puente tipo viga. Como se puede apreciar del gráfico un puente tipo viga está conformado por: losa, vigas, estribos y pilares, cimentación, sistemas de apoyos y juntas, y obras complementarias (barandas separadoras, drenaje, etc.)

a) Losa.

La losa es el elemento estructural que sirve para soportar el tránsito vehicular y peatonal para luego transmitir sus cargas al sistema de vigas. En estos casos la losa es cargada principalmente en la dirección transversal al tráfico (ver fig. 6.1).

En puentes pequeños ($L < 8$ m), la losa puede ser cargada principalmente en la dirección del tráfico (ver fig. 6.2).

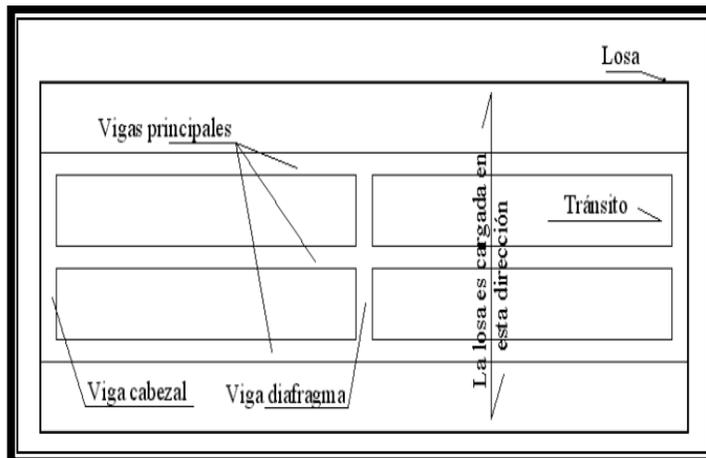


Figura 6.2 Losa Cargada en la dirección transversal al tránsito

Fuente: Guía para el diseño de puentes con vigas y losas. Manrique Ernesto, Piura 2004

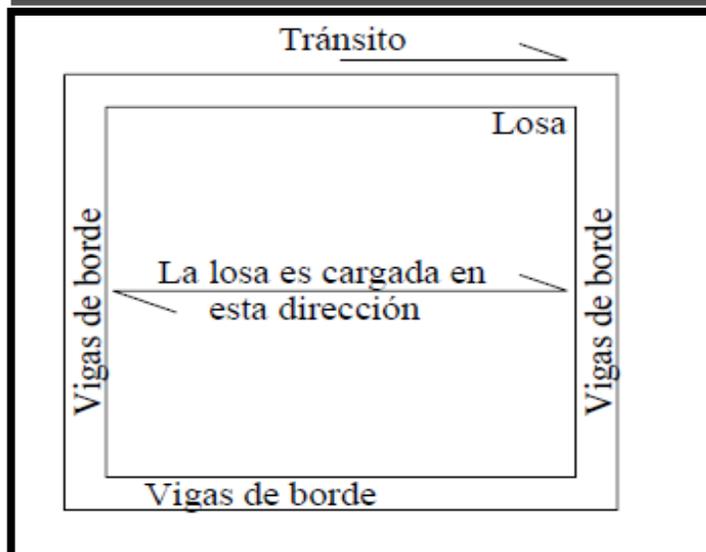


Figura 6.3 Losa Cargada en la dirección del tránsito

Fuente: (Manrique, 2004)

Los dos tipos de losas antes mencionados son de principal interés en nuestra tesis porque el diseño de losa que se presentara en el capítulo IX, será verificado en el software SAP 2000 V.14 para los dos formas de cargar la losa.

b) Vigas

Las vigas constituyen el elemento estructural que soporta la losa. En la actualidad, existen muchos tipos de vigas.

Según la forma de su sección transversal, las vigas pueden ser rectangulares, te, I, cajón, etc. (ver fig. 6.3). Según su material las vigas más comunes pueden ser de madera, concreto o acero. A su vez, las vigas de concreto pueden ser armadas, pretensadas o pos tensadas.

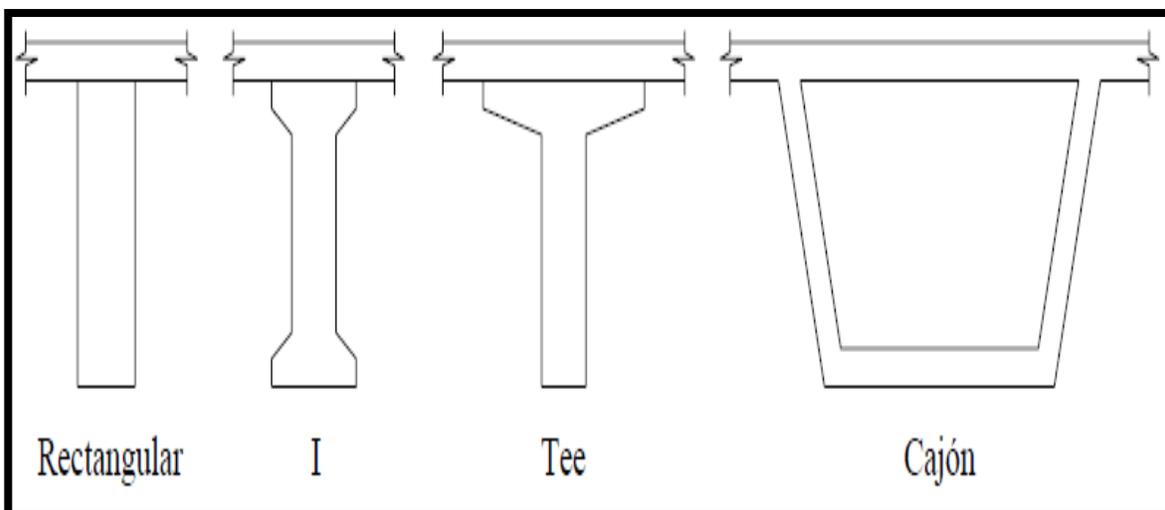


Figura 6.4 Tipos de vigas

Fuente: Guía para el diseño de puentes con vigas y losas. Manrique Ernesto, Piura 2004

Las vigas de sección rectangular son las de principal interés en nuestra tesis porque son este tipo las que utilizaremos para nuestro diseño que se mostrara en el capítulo 9.

c) Subestructura.

Las subestructuras están conformadas por los estribos y los pilares quienes tienen la función de soportar a la superestructura (vigas y losa). A su vez, los estribos y pilares transmiten sus cargas a la cimentación y ésta las transmite al terreno.

Los estribos y pilares pueden ser de distintos tipos. Asimismo, la cimentación puede ser superficial o profunda (pilotes).

En esta tesis no se diseñaran estribos, se ocuparan los existentes en el sitio, se realizara una verificación a los actuales para comprobar su buen funcionamiento.

d) Apoyos y Juntas

Los sistemas de apoyos tienen la función de transmitir las cargas de la superestructura a la subestructura. Asimismo, los sistemas de apoyos restringen o admiten movimientos traslacionales o rotacionales de la superestructura.

Los sistemas de juntas tienen la función de resistir las cargas externas y proveer seguridad al tránsito sobre la brecha entre el puente y el estribo o entre dos puentes. También las juntas deben proveer una transición suave entre el puente y las áreas adyacentes.

Este sistema es de vital interés en esta tesis porque es el que se ocupara para el diseño posterior mostrado en el capítulo IX.

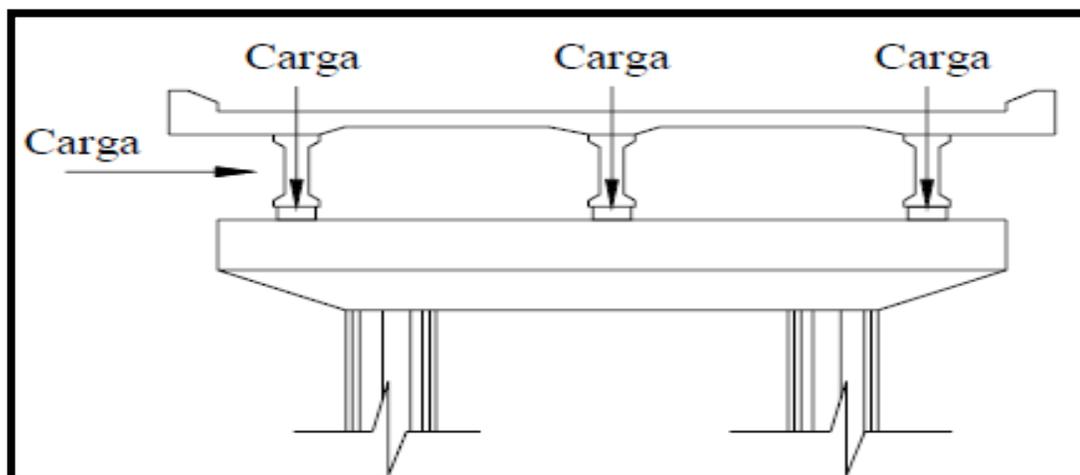


Figura 6.5 Sistemas de apoyos

Fuente: (Manrique, 2004)

e) Obras Complementarias

El buen funcionamiento del puente requiere de obras complementarias que aseguren la durabilidad de las estructuras y que brinden seguridad y comodidad al tránsito. Entre las obras complementarias podemos encontrar las barandas, separadores, bermas, losas de transición, cortinas y alas, obras de iluminación, obras de señalización, drenaje, obras de captación, pavimentación, etc.

6.1.1. Criterios para el diseño estructural del Puente el Kíway.

Cargas vivas de Diseño Normativa AASHTO.

a) Cargas de Camiones.

El código AASHTO define diversos tipos de cargas móviles que actúan sobre los diferentes componentes de los puentes: camiones de 2 ejes (H20-44, H15-44) camiones de 3 ejes (HS20-44) y cargas distribuidas equivalente al flujo vehicular, con el eje de cargas concentradas.

Mientras los camiones de carga idealizados simulan el efecto de la presencia de vehículos sumamente pesado de 2 y 3 ejes, la carga distribuida equivalente con eje de cargas concentradas simula el efecto de un congestionamiento vehicular sobre el puente. En ambos tipos de cargas se presupone que actúan sobre carril del puente con un ancho de 10 pies (3.05m). (Pinto & Torres, 2015)

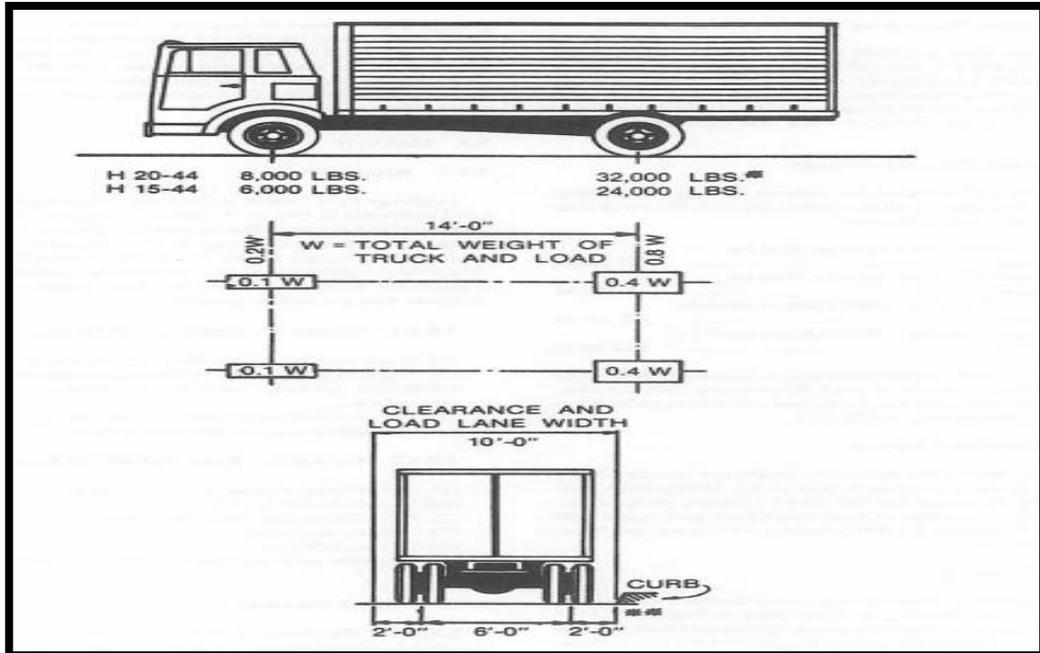


Figura 6.6 Camión Estándar H (2 ejes)

Fuente: *Standard Specifications for Highway Bridges 17 Th Edition – 2002* (AASHTO)

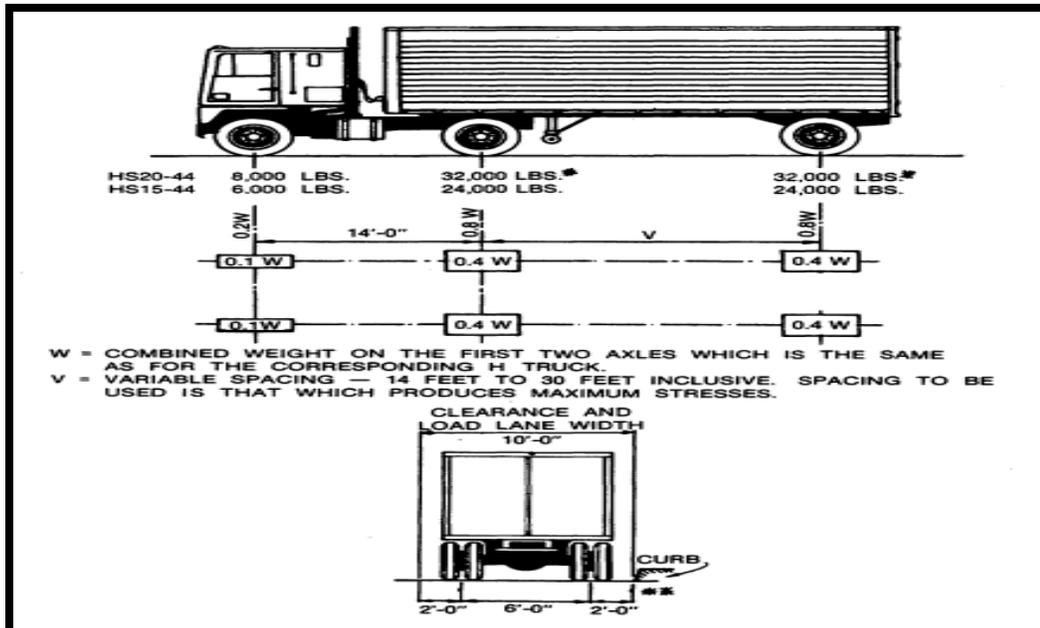


Figura 6.7 Camión Estándar Hs (3 ejes)

Fuente: *Standard Specifications for Highway Bridges 17 Th Edition – 2002* (AASHTO)

b) Cargas sobre los Andenes.

Se diseñan en general para una carga viva de al menos 85 Lbs/pie^2 de área de andén.

Selección de las cargas de diseño estructural de un puente.

a) Carga Tándem.

El eje tándem es un vehículo de dos ejes con un peso de 12 ton cada uno separados 1,20 m, con separación entre líneas de ruedas es de 1,80m (AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES 1996).

b) El camión HS20-44.

Según el informe del estudio de tránsito que brindo el MTI, este es el tipo de camión que se recomienda para realizar el diseño del puente el Kíway en el Almendro-Rio San Juan, el cual será utilizado en esta tesis.

Es un camión idealizado de 3 ejes en el que cada rueda de cada eje posterior concentra el 80% de la carga de referencia ($0.8 * 20000 \text{ lb} = 16000 \text{ lb}$) mientras cada rueda del eje delantero concentra el 20% de la carga de referencia ($0.2 * 20000 \text{ lb} = 4000 \text{ lb}$). La carga de referencia es de 20000 libras.

En la práctica el camión HS20-44 es un H20 al que se le ha añadido un tercer eje transversal de iguales características al eje transversal más pesado del H20.

El HS20-44 es el camión de diseño de puentes para autopistas y carreteras de primero, segundo y tercer orden, aunque ocasionalmente pueden utilizarse camiones menos pesados por vías de comunicación particulares. Así mismo pueden existir trenes de cargas más pesados e instalaciones especiales como aeropuertos y puertos. (Garcia, 2010)

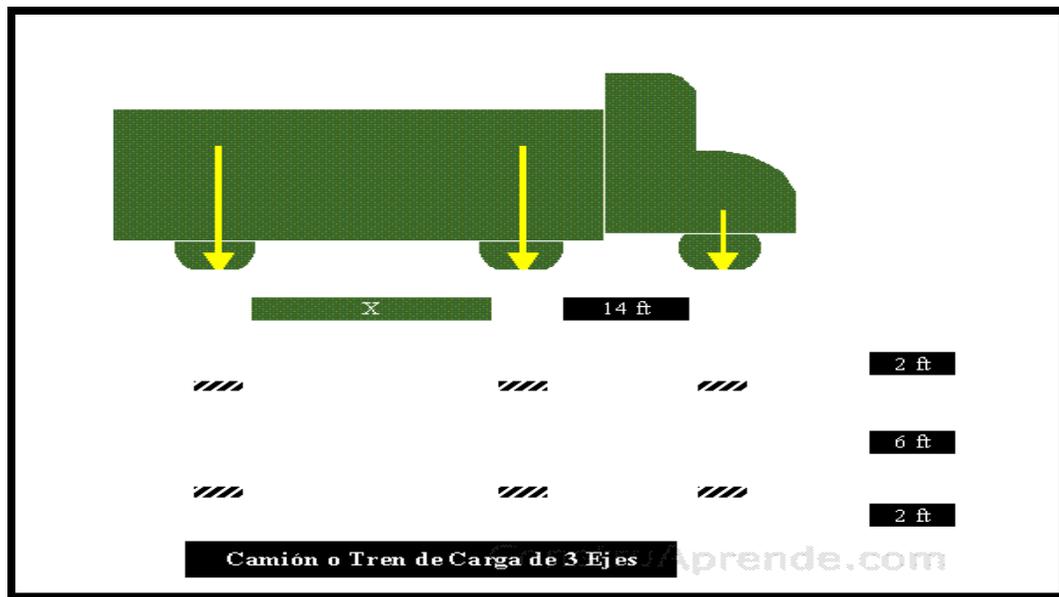


Figura 6.8 Camión HS20-44

Fuente: (Pérez & Morales, 2010)

Cada carril de puentes (de 10 ft de ancho) es cargado con un camión HS20-44, ubicado en distintas posiciones para obtener el efecto máximo sobre cada elemento del puente.

Generalmente el tren de cargas concentradas HS20-44 domina el diseño de elementos estructurales con distancias entre apoyos pequeñas y moderadas (en vigas y losas longitudinales hasta aproximadamente 35m de luz), mientras que para grandes luces son las cargas distribuidas equivalentes las que definen el diseño de los elementos que vencen tales luces.

c) Carga Distribuida Equivalente y Eje Transversal de Carga Concentrado.

A través de la carga distribuida equivalente y del eje transversal de carga concentrado se modela el efecto de un congestionamiento vehicular sobre el puente.

Al igual que los camiones de carga se supone que la carga distribuida actúa sobre un ancho de carril de 10 ft.

Este tipo de carga se utiliza para diseñar los elementos de desarrollo longitudinal de ciertos puentes, así como ciertos elementos de apoyo de tales elementos longitudinales.

El código AASHTO establece que todos los elementos estructurales deben ser diseñados para soportar tanto los camiones de carga como las cargas distribuidas equivalentes. (Pinto & Torres, 2015)}

Aplicación de Cargas

- a) Debe suponerse que la carga por carril o la carga estándar de camión ocupa un ancho de 10 pies. Estas cargas deben colocarse en carriles de tráfico de diseño de 12 pies de ancho, espaciados a todo lo ancho de la calzada del puente, en la cantidad y posiciones que se requieran para producir los esfuerzos máximos. Las calzadas

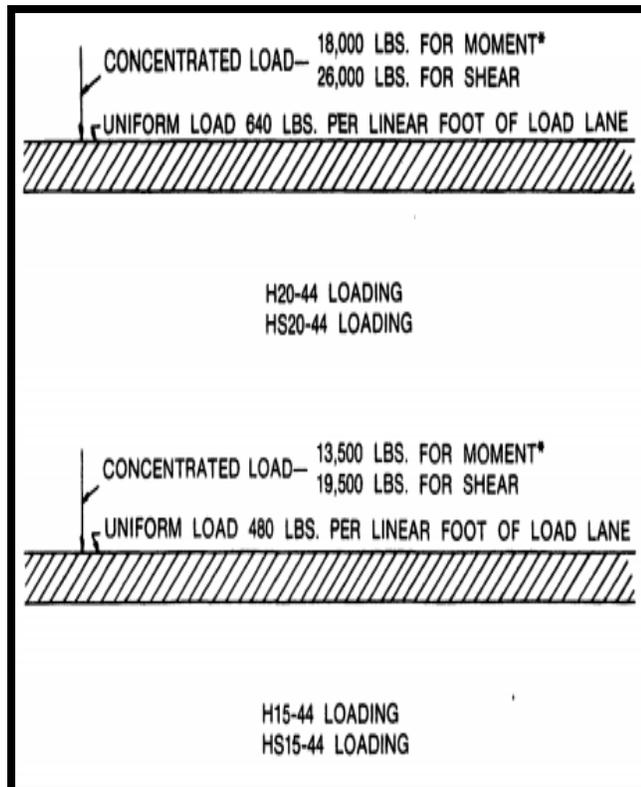


Figura 6.9 Carga Distribuida Equivalente y Eje de Carga Concentrado

Fuente: Standard Specifications for Highway Bridges 17 Th Edition – 2002, AASHTO

cuyos anchos estén entre 20 y 24 pies deben tener 2 carriles de diseño, cada uno con una anchura igual a la mitad del ancho de la calzada.

- b) Cada carga por carril de 10 pies o cada estándar de camión individual debe considerarse como una unidad y no deben utilizarse fracciones de anchos de cargas por carril o fracciones de cargas continuas.
- c) La cantidad y posición de las cargas por carril o de las cargas de camión serán las especificadas anteriormente y tanto unas como otras deben disponerse para producir los máximos esfuerzos posibles que se someten a la reducción especificada más adelante.
- d) Cuando se produzcan esfuerzos máximos en cualquier elemento ante la aplicación simultánea de cargas en cualquier cantidad de carriles de tráfico, deben utilizarse los siguientes porcentajes de los esfuerzos causados por la carga viva, en vista de la poca probabilidad de coincidencia de las cargas máximas:

Uno o dos carriles 100%

Tres carriles 90%

Cuatro o más carriles 75%

El diseño en esta tesis se hará para dos vías de circulación.

Cargas de Impacto.

Según la AASHTO 17 Th Edición acápite 3.8 pagina 21 se aumentarán las cargas reales de la autopista para esas estructuras en el Grupo A, a continuación, para permitir la dinámica, efectos vibratorios y de impacto. Las bonificaciones por impacto no se aplicarán a los artículos en el Grupo B. Se pretende que el impacto debe ser incluido como parte de las cargas transferidas desde súper estructura a subestructura, pero no debe ser incluida en

cargas transferidas a zapatas ni a esas partes de pilas o columnas que están debajo de la tierra.

Se incluirá en el Grupo A-Impacto.

- Superestructura, incluidas las patas de los marcos rígidos.
- Muelles, (con o sin cojinetes, independientemente del tipo) excluyendo zapatas y aquellas porciones debajo del línea de tierra.
- Las porciones sobre la línea de tierra de hormigón o pilas de acero que soportan la superestructura.

No se incluirá en El Grupo B-Impacto.

- Pilares, muros de contención, pilotes excepto las especificadas en el Artículo 3.8.1.1 de la AASHTO.
- Presiones y zapatas de cimentación.
- Estructuras de madera.
- Cargas en la acera
- Alcantarillas y estructuras que tienen 3 pies o más cubrir.

La cantidad de la asignación o incremento de impacto se expresa como una fracción del estrés de carga viva.

Los refuerzos de carga viva generados por carga de camiones se incrementan para tener en cuenta la vibración y la aplicación súbita de la carga. Este incremento se calcula mediante la fórmula:

$$I = \frac{50}{L+125} \quad \boxed{\text{Ec. (1)}}$$

Donde:

I = Fracción del esfuerzo por carga viva que corresponde a impacto.

L = Es la longitud cargada en pies.

La máxima consideración de impacto que se utilice será del 30%. (INTI, 2010)

Distribución de Cargas.

En un puente con vigas T relativamente poco espaciadas, una carga concentrada aplicada de manera directa sobre una de las vigas no estará soportada de forma total por esa viga, pues la losa de concreto será suficientemente rígida para transferir parte de las cargas a la viga adyacentes.

No se supone ningún tipo de distribución en la dirección de la luz del elemento. El efecto de cualquier distribución de este tipo sería comparativamente pequeño.

Es por este criterio que las vigas en esta tesis son vigas rectangulares ya que no se pueden tomar como vigas T debido ya que a parte superior de esta es considerada como losa. (Manrique, 2004)

Distribución de las cargas de ruedas sobre Losas de Concreto.

a) Longitudes de luces.

En luces sencillas, la longitud teórica de la luz debe ser la distancia centro a centro entre los apoyos, pero no debe exceder la luz libre más el espesor de la losa.

Para el cálculo de la distribución de las cargas y de los momentos flectores en losas continuas sobre más de dos apoyos, deben utilizarse las siguientes longitudes efectivas de luces:

Losas monolíticas con las vigas (sin acuartelamiento):

$S = \text{Luz Libre}$

Losas apoyadas en largueros de Acero:

$S = \text{Distancia entre los bordes de las alas más la mitad del ancho de ala del larguero.}$

Losas apoyadas en largueros de madera:

$S = \text{Luz libre más la mitad de espesor del larguero.}$

b) Distancia de la carga de la rueda al borde

En el diseño de losas, el centro de la carga de las ruedas debe suponerse localizado a 1 pie de la cara del bordillo.

c) Momento Flector.

El momento flector por pie de ancho de losa debe calcularse de acuerdo con los métodos determinados en los casos 1 y 2 que se presentan a continuación:

$S = \text{longitud de la luz efectiva en pies.}$

$E = \text{ancho de la losa donde se distribuye la carga de la rueda en pies.}$

$P = \text{carga en rueda trasera de camión.}$

$P_{15} = 12\ 000 \text{ lb para carga H15}$

$P_{20} = 16\ 000 \text{ lb para carga H20}$

Caso 1: Refuerzo Principal en Dirección perpendicular al tráfico (luces entre 2 pies y 4 pies inclusive)

El momento para carga viva en luces sencillas debe determinarse mediante las siguientes formulas (no se incluye impacto):

Carga H20

$$\frac{S+2}{32} * P_{20} = \text{momento, lb - pies por pie de ancho de losa}$$

Ec. (2)

Carga H15

$$\frac{S+2}{32} * P_{15} = \text{momento, lb} - \text{pies por pie de ancho de losa} \quad \boxed{\text{Ec. (3)}}$$

En losas continuas sobre tres o más apoyos, puede aplicarse un factor de continuidad de 0.8 a las formulas anteriores, tanto para momento positivo como para negativo.

Caso 2: Refuerzo Principal paralelo al trafico

La distribución de cargas de las ruedas es $E = 4+0.06S$; máximo 70 pies. Las cargas por carril se distribuyen sobre un ancho de $2E$. Las losas reforzadas de manera longitudinal deben diseñarse para la carga HS apropiada.

Para luces sencillas, el momento máximo por carga viva (MCV) por pie de ancho de losa, sin incluir el impacto puede aproximarse bastante mediante las siguientes formulas:

Carga HS20

Luces hasta de 50 pies inclusive $MCV = 900 S$ lb-pie

Luces entre 50 pies y 100 pies $MCV = 1000 (1.30S - 200)$ lb – pie

Carga HS15

Utilizar tres cuartos de los valores obtenidos a partir de las fórmulas para carga HS20.

Los momentos en luces continuas deben determinarse mediante un análisis adecuado utilizando las cargas de camiones o las cargas apropiadas por carril.

d) Vigas de Borde (Longitudinales)

Deben suministrarse en todas las losas que tengan refuerzo principal en dirección paralela a la del tráfico. La viga puede ser una sección de losa reforzada adicionalmente, una viga integral de mayor espesor que el de la losa o una sección reforzada integral de losa o bordillo. Debe diseñarse para resistir un momento por carga viva de $0.10 PS$, donde P es la carga por rueda en libras (P_{15} o P_{20}) y S es la longitud de la luz en pies.

El establecido de esta manera es para una luz libremente apoyada. Puede reducirse en un 20% para luces continuas a menos que se obtenga una reducción mayor con un análisis exacto.

e) Distribución del Refuerzo

Debe colocarse refuerzo en las partes inferiores de todas las losas en dirección transversal a la dirección del acero de refuerzo principal para tener en cuenta la distribución lateral de las cargas vivas concentradas, excepto que no se requerirá esfuerzo para alcantarillas o losas de puentes cuando el espesor del relleno sobre la losa exceda dos pies. La cantidad de Acero debe ser un porcentaje del acero principal requerido para momento positivo como se determina en las siguientes formulas:

Para el refuerzo principal paralelo al tráfico:

$$\text{Porcentaje} = \frac{100}{\sqrt{S}} \text{ Maximo} = 50\% \quad \boxed{\text{Ec. (4)}}$$

Para el refuerzo principal perpendicular al tráfico:

$$\text{Porcentaje} = \frac{220}{\sqrt{S}} \text{ Maximo} = 67\% \quad \boxed{\text{Ec. (5)}}$$

Donde S es la longitud de la luz en pies.

f) Esfuerzos cortantes y de Adherencia en losas.

Las losas que se diseñan para momentos flectores de acuerdo con lo anterior, pueden considerarse satisfactorias con respecto a la adherencia y al cortante. (INTI, 2010)

6.1.2. Método de diseño estructural del Puente el Kíway.

Diseño a la resistencia.

La característica particular más importante de cualquier elemento estructural es su resistencia real, la cual debe de ser lo suficientemente elevada para resistir con algún margen de reserva todas las cargas previsible que puedan actuar sobre aquel durante la vida de la estructura, sin que se presente falla o algún otro inconveniente. Es lógico, por tanto, dimensionar los elementos, es decir seleccionar las dimensiones del concreto y la cantidad de refuerzo, de manera que sus resistencias sean adecuadas para soportar las fuerzas resultantes de ciertos estados hipotéticos de sobrecarga, utilizando cargas considerablemente mayores que las cargas que se esperan que actúen en la realidad durante el servicio. Esta metodología de diseño se conoce como:

Diseño a la Resistencia. (INTI, 2010)

Es el método de diseño a la resistencia más moderno que el anterior, se pueden ajustar los factores individuales de carga para representar grados diferentes de incertidumbre para los diversos tipos de carga.

También pueden ajustarse los factores de reducción de resistencia a la precisión con la cual se calculan los diferentes tipos de resistencias (Flexión, Cortante, Torsión, etc.) y la resistencia misma en cada caso se calcula considerando explícitamente la acción inelástica.

Para estructuras de concreto reforzado sujetas a cargas cercanas a las de falla, uno o los dos materiales, el concreto y el acero estarán inevitablemente en su rango inelástico no lineal. Es decir, el concreto en un elemento estructural alcanza su resistencia máxima y su falla subsecuente para un nivel de esfuerzos y deformaciones muy por encima del rango elástico inicial en los cuales los esfuerzos y deformaciones son aproximadamente proporcionales.

De manera similar, el acero en un elemento cercano o en la falla estará esforzado más allá del dominio elástico y aun por encima de la zona de fluencia. Consecuentemente, la resistencia nominal de un elemento debe calcularse con base al comportamiento inelástico de los materiales que lo conforman. Un elemento diseñado por el método de la resistencia debe también demostrar un comportamiento satisfactorio bajo las cargas normales de servicio. Por ejemplo, las deflexiones en vigas deben de estar limitadas a valores aceptables y el número de fisuras de flexión y su espesor para cargas de servicio deben mantenerse controlados. Las condiciones límites de servicio son parte importante del diseño aunque la atención se enfoque inicialmente en la resistencia.

Diseño para cargas de servicio.

Como alternativa al método de diseño a la resistencia, los elementos pueden dimensionarse algunas veces de manera que los esfuerzos en el acero y en el concreto resultantes de cargas normales de servicio, estén dentro de unos límites especificados. Estos límites conocidos como esfuerzos admisibles, son apenas fracciones de los esfuerzos de falla de los materiales.

El concreto responde en forma razonablemente elástica para esfuerzos de compresión que no excedan la mitad de su resistencia, mientras que el acero permanece elástico prácticamente hasta su esfuerzo de fluencia. De esta manera, los elementos pueden diseñarse con base en métodos elásticos siempre y cuando los esfuerzos para las cargas de servicio permanezcan por debajo de estos límites. Si los elementos se dimensionan con base en dichas cargas de servicio, el margen de seguridad necesario se logra estipulando

esfuerzos admisibles bajo cargas de servicio que sean fracciones apropiadamente pequeñas de la resistencia a la compresión del concreto y del esfuerzo de fluencia del acero. Esta metodología de diseño se conoce como **Diseño para cargas de servicio**. (INTI, 2010)

En la práctica se establecen valores para los esfuerzos admisibles, que para el concreto son de aproximadamente la mitad de su resistencia a la compresión y para el acero la mitad de su esfuerzo de fluencia. En el método más antiguo de diseño para cargas de servicio, todos los tipos de carga se tratan de la misma manera sin importar que tan diferentes sean su variabilidad individual y su incertidumbre. Así mismo, los esfuerzos se calculan con base en métodos elásticos, cuando en la realidad la resistencia de un elemento depende del comportamiento esfuerzo-deformación en el rango inelástico cercano y en la falla. Por esta razón, el método de diseño para cargas de servicio no permite una evaluación explícita del margen de seguridad. En el método de diseño para cargas de servicio, el comportamiento con respecto a las deflexiones y al agrietamiento se considera comúnmente solo en forma implícita a través de los límites impuestos a los esfuerzos producidos por las cargas de servicio. (NILSON, 1999).

Consideraciones De Diseño

Diseño de losa

La losa de concreto para un puente debe diseñarse como:

Losa en una sola dirección en la cual se coloca refuerzo en ambas direcciones procedimiento que más adelante se explicara.

Losa en dos direcciones que se diseñan cuando la losa está colocada sobre cuatro vigas que la sostienen por este motivo se diseña como losa en una sola dirección.

a) **Claro Libre.**

Distancia centro a centro entre soportes, sin exceder el claro libre más el espesor de la losa.

Losas monolíticas con muros (sin carteles) = Claro libre

Losas sobre larguero de Acero o madera = claro libre más la mitad del ancho del larguero.

b) **Ancho Efectivo**

El ancho efectivo de losa debe ser menor que un cuarto del claro, la distancia centro a centro de las vigas y doce veces el espesor de la losa, el espesor mínimo de la losa apoyada sobre las vigas será:

$$t_{(\min)} = \frac{(S+10)}{30} \geq 16.5cm \quad \boxed{\text{Ec. (6)}}$$

S en metros

c) **Distribución de Cargas**

En el diseño se selecciona una franja típica longitudinal de 1 pie de ancho y su espesor y refuerzo se determinan por carga HS apropiada las cargas de ruedas pueden suponerse repartidas en un ancho, en pie.

$$E = 4 + 0.06S \leq \quad \text{Ec. (7)}$$

7

S claro en pie

Las cargas de carril deben distribuirse en un ancho de 2E

Para claros simples, el momento máximo por carga viva, en pie - kips por pie de ancho de losa, sin impacto, para cargas HS20 se da de manera muy aproximada por:

$$M = 0.9S \text{ Para } S \leq 50 \text{ pie} \quad \text{Ec. (8)}$$

$$M = 1.30S - 20 \text{ Para } 50 < S < 100 \quad \text{Ec. (9)}$$

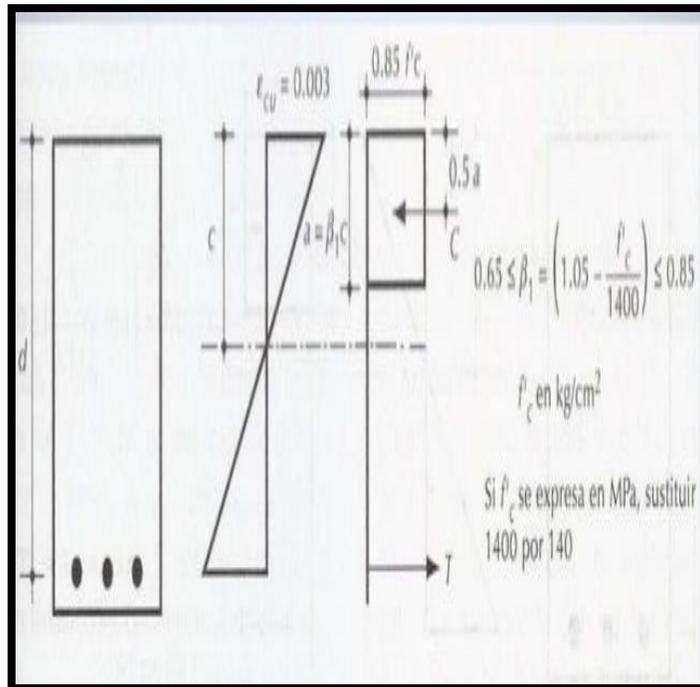


Figura 6.10 Hipótesis ACI 318-02 sobre la distribución de deformaciones y esfuerzos en la zona de compresión

Fuente:

<https://www.slideshare.net/josegrimanmorales/analisis-de-vigas-de-concreto-armado>

d) **Flexión simple**

La resistencia de los miembros de concreto armado sujetos a flexión simple se define a partir de ciertas hipótesis simplificar en los cuales se pueden enumerar:

- La distribución de la deformación en la sección transversal es lineal.
- El concreto no resiste esfuerzo de tracción.
- La deformación máxima unitaria del concreto es $\delta_s = 0.003$.
- No existe deslizamiento relativo entre las barras de acero y el concreto.
- La distribución de esfuerzos en la zona de compresión del concreto adopta una forma rectangular que se muestra en la figura:

Por medio de las fuerzas en equilibrio:

$$C = T$$

La fuerza de compresión en el concreto en la falla para una viga rectangular de ancho b es:

$$C = 0.85f_c b a \quad \boxed{\text{Ec. (10)}}$$

La resultante T de los esfuerzos de tracción en el acero vale:

$$T = A_s * f_y \quad \boxed{\text{Ec. (11)}}$$

Por lo tanto:

$$0.85f_c b a = A_s * f_y \quad \boxed{\text{Ec. (12)}}$$

Despejando la ecuación da como resultado el valor de a

$$a = \frac{A_s * y}{0.85 f_c b a} \quad \text{Ec. (13)}$$

Donde tenemos la cuantía de refuerzo

$$\rho = \frac{A_s}{b d} \quad \text{Ec. (14)}$$

Por tanto

$$A_s = \rho * b * d \quad \text{Ec. (15)}$$

Para todos los elementos diseñados de acuerdo con el código ACI, $f_s = f_y$ en la falla y la resistencia nominal a la flexión está determinada por:

$$m_s = A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ec. (16)}$$

Donde:

$$a = \frac{\rho * f_y * d}{0.85 F_c} \quad \text{Ec. (17)}$$

Por lo tanto:

$$M_s = \rho * f_y * b * d^2 \left(1 - 0.59 \frac{\rho * f_y}{f_c} \right) \quad \text{Ec. (18)}$$

Esta ecuación básica puede simplificarse aún más como sigue:

$$M_s = R * b * d^2 \quad \text{Ec. (19)}$$

En la cual:

$$R = \rho * f_y \left(1 - 0.59 \frac{\rho * f_y}{f_c} \right) \quad \text{Ec. (20)}$$

El factor de resistencia a la flexión R depende solo de la cuantía de acero y de la resistencia de los materiales.

Se define así mismo la cuantía mecánica de la sección.

$$\omega = \frac{\rho * fy}{fc} \quad \text{Ec. (21)}$$

El momento último MU de la sección depende de las condiciones de carga, que podemos representar como w y de la longitud L de la viga, es decir:

$$Mu = \frac{W_{total} * S_{vc}^2}{10} \quad \text{Ec. (22)}$$

Wtotal = Sumas de cargas permanentes y móviles (kg/m)

Svc = Separación entre claros de Vigas (m).

Amplificador de carga última vehicular son factores que sirven para dar un factor de seguridad a la losa de la superestructura del puente y esta normalizado por la AASHTO 2002 acápite, 3.8.24.2 y estos son:

$$P_x = P_n * A1 * (1 + I) * A3 \quad \text{Ec. (23)}$$

Pn = Carga de un eje vehicular (lb)

A1 = 1.5

A2 = I

A3 = 1.7

La fuerza por Cortante Ultimo se calcula por medio de:

$$V_{cv} = \frac{P_x}{2} \quad \text{Ec. (24)}$$

Px = Carga Vehicular Amplificada (lb)

Cuantía máxima es la cantidad Máxima de Acero que puede usarse de refuerzo en la estructura y está definido por:

$$A_{smax} = 0.75 * 0.85 * \left(\frac{\beta_1 * f'_y}{f'_y}\right) * \left(\frac{87000}{87000 + f'_y}\right) \quad \text{Ec. (25)}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

F_y = Resistencia del Acero.

F'c = Resistencia del Concreto.

Cuantía mínima es la cantidad Mínima de Acero que puede usarse de refuerzo en la estructura y se calcula mediante la ecuación siguiente:

$$A_{smin} = 3 * \frac{f'_c^{0.5}}{f'_y} \quad \text{Ec. (26)}$$

F_y = Resistencia del Acero.

F'c = Resistencia del Concreto.

El diseño de la losa se realiza por medio del método de resistencia última de los elementos y es necesario calcular los factores que se utilizarán para este método:

Calculo del factor Q.

$$Q = \frac{p}{100} * \left(\frac{f_y}{f'_c}\right) \quad \text{Ec. (27)}$$

p = %acero supuesto

F_y = Resistencia del Acero.

F'c = Resistencia del Concreto.

Calculo del factor K

$$K = 1 - (0.59Q) \quad \text{Ec. (28)}$$

La resistencia última de la losa se calcula mediante la ecuación siguiente:

$$R1 = \phi * Q * K * f'c \quad \text{Ec. (29)}$$

$\phi = 0.9$; AASTHO 5.5.4.2.1 “Construcción Convencional” para flexión y tracción del hormigón.

$F'c$ = Resistencia del Concreto.

El momento resistente de la losa será:

$$Mr = R1 * b * d^2 \quad \text{Ec. (30)}$$

b = profundidad de diseño (1m)

d = Peralte efectivo

El acero que se ocupara para todos los diseños deberá tener una separación entre varias las cuales se calcularan por la ecuación siguiente:

$$s = 100cm \div \frac{As}{Avar} \quad \text{Ec. (31)}$$

Esta Separación ya está normalizada con un máximo permisible según la estructura.

La superestructura deberá tener una cantidad de acero necesaria que suplirán los efectos de contracción y temperatura y serán determinados por la ecuación:

$$pd = \frac{3840}{\sqrt{Svc}} \leq 67\% \quad \text{Ec. (32)}$$

Svc = Separación entre claros de Vigas (cm).

Si este es mayor del 67% se usa 0.67 para el diseño.

Las estructuras de concreto poseen una resistencia al cortante calculado de la siguiente forma:

$$V_r = 0.9 * 0.53 * f'c^{0.5} \quad \text{Ec. (33)}$$

Los valores mostrados en formula son obtenidos del ACI 318 – 05 acápite 11.3.1.1 y 11.5.7.1.

Diseño de Acera

Los métodos y criterios para el diseño de Aceras son muy similares a las del diseño de losa con algunas ecuaciones diferentes que se mencionaran a continuación:

Factor de distribución E

$$E = 0.8 * X + 3.75 \quad \text{EC. (34)}$$

$$X = 0.8 - Ev$$

Ev = Ancho libre de Acera (m)

X (ft)

El momento último para la acera se calcula de la forma siguiente:

Ec. (35)

$$Mu = 1.3(M_{cp} + M_{cv})$$

M_{cp} = Momento por Carga Peatonal

M_{cv} = Momento por Carga Vehicular

Refuerzo Por momento positivo

$$Ru = \frac{M_U}{\phi * b * d^2} \quad \text{Ec. (36)}$$

$$\phi = 0.9$$

b = profundidad de diseño (1m)

d = Peralte efectivo.

Diseño de vigas Longitudinales y Transversales

a) Ancho efectivo

Para vigas principales exteriores, el ancho efectivo en el lado exterior no debe exceder el voladizo real. Cuando una viga exterior tiene losa en un lado, el ancho efectivo debe ser igual o menor que un doceavo de la luz, la mitad de la distancia a la viga más próxima y 6 veces el espesor de la losa.

b) Momentos en vigas Transversales

Cuando el tablero está soportado directamente en viga de piso, sin largueros cada viga debe recibir la fracción de la carga de rueda indicada en la tabla como una carga concentrada, para el cálculo de los momentos flectores de carga viva.

Vigas Exteriores e Interiores.

Ancho efectivo del patín. (b)

a) $6t + b'$ Ec. (37)

b) $\frac{L}{12} + b$ Ec. (38)

c) Ancho Mínimo Posible.

Verificación de Recubrimiento.

$$r = \frac{(A_1 * y_1) + (A_2 * y_2) + (A_3 * y_3)}{A_1 + A_2 + A_3} \quad \text{Ec. (39)}$$

An = Área de Varillas en una fila.

y = Separación de varillas.

Revisión Limitaciones de Acero.

$$A_{S_{min}} = \rho_{min} * b' * d \quad \text{Ec. (40)}$$

Acero Máximo.

$$\rho_b = \frac{\beta_1 * 0.85 * f'c}{f_y} * \frac{600}{600 + f_y} \quad \text{Ec. (41)}$$

Diseño al Cortante.

$$\phi V_c = 0.5 * \sqrt{f'c} * b_w * d \quad \text{Ec. (42)}$$

$$V_v = \phi V_c + \phi V_s \quad \text{Ec. (43)}$$

$$V_s = \frac{V_v - \phi V_c}{\phi} \quad \text{Ec. (44)}$$

Separación de estribos.

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} \quad \text{Ec. (45)}$$

Deflexión en Vigas.

$$\Delta_{max} = \frac{L}{1000} \quad \text{Ec. (46)}$$

Deflexión por Carga Muerta.

$$\Delta_{cm} = \frac{5 * \omega * L^4}{384 * E * I} \quad \text{Ec. (47)}$$

Inercia.

$$I = \frac{b * h^3}{12} \quad \text{Ec. (48)}$$

Diseño de diafragma

La viga diafragma es un elemento que brinda a la superestructura una conectividad importante entre las vigas principales y hace posible que esta funcione como un conjunto. Importante señalar, que las vigas diafragmas proveen la resistencia necesaria a las fuerzas laterales y excéntricas que actúan sobre la superestructura.

Separación de Diafragmas.

$$Sd = \frac{LP}{Nd-1} \quad \text{Ec. (49)}$$

LP = Longitud del Puente (m)

Nd = Numero de Diafragmas.

Peralte Efectivo.

$$\text{Ec. (50)}$$

$$d = hd - re$$

hd = Altura del Diafragma.

re = Recubrimiento

Longitud del Diafragma.

$$Ld = Svc - bw \quad \text{Ec. (51)}$$

Svc = Separación de Vigas (m)

Bw = Ancho de la Viga.

Peso del Diafragma (W).

$$W = hd * bd * Wconc \quad \text{Ec. (52)}$$

hd = Altura del Diafragma.

bd = Ancho del Diafragma.

Wcon = Densidad del Concreto.

Área Tributaria de Carga Muerta.

$$At = Sd * Ld \quad \text{Ec. (53)}$$

Carga distribuida de la losa (wlosa).

$$w_{losa} = \frac{At * Wcon * Plosa}{Ld} \quad \text{Ec. (54)}$$

6.2. Costos

Para analizar los costos en general, se debe hacer determinadas cantidades de pruebas con el objetivo de obtener el mejor resultado. En este proyecto utilizo el balance material-mano de obra-equipo el que es utilizado en su mayoría en el país. Este tipo de balance permite adaptarlo a cada situación pues los materiales, mano de obra y equipos pueden ser calculados en base a sus cantidades, unidades de medida y rendimientos horarios.

Sin embargo, para lograr el desarrollo de una obra es muy clave contar con documentos que faciliten el trabajo y cumpla los estándares de calidad. De ello se encargan las especificaciones técnicas, que me permitieron conocer la metodología del trabajo y desglosar cada una de las actividades a desarrollar dentro de la obra con el propósito de no dejar dudas y evitar errores por desconocimiento.

Por otra parte, los planos constructivos también forman parte de las especificaciones. Estos cuentan con su debida rotulación, acotación y procurando ser lo más legibles lo que permitió una buena interpretación y utilización para realizar el presupuesto. Este consiste en cuantificaciones que ayudan a determinar los volúmenes o cantidades necesarias para la elaboración del proyecto final. Sin embargo, no todos los materiales pueden medirse en las mismas unidades de medida por lo cual se tuvo mucho cuidado pues esto podía inferir en el costo total.

6.2.1. Costos Directos

Son todos los gastos que estén directamente relacionados con la obra de construcción. Los costos directos incluyen: costos de la construcción del edificio, adquisición de tierra, servicios, incluyen sanitarios y alcantarillado pluvial, líneas de agua, de gas y eléctrico, nivelación del sitio, control de erosión y sedimentación, pavimento de las calles, bordillos, cunetas y aceras, etc.

6.2.2. Costos Indirectos

Son los gastos generales que permiten la ejecución de los trabajos que atañen al proyecto de obra civil. Los costos indirectos engloban: gastos de administración, dirección técnica, organización, vigilancia, transporte de maquinarias, imprevistos, equipo de construcción, construcción de instalaciones generales, inversión publicitaria, etc.

A lo indicado se suman los costos de operación, entre los cuales se pueden mencionar los gastos de artículos de consumo, sean estos: lubricantes, combustibles, copias, artículos de limpieza, etc., los cargos técnicos y administrativos ya sean los honorarios, contadores, sueldos ejecutivos, etc. También se efectúan costos indirectos de la oficina de obra, entre los cuales se pueden mencionar: cargos de campo, impuestos, financiamiento, entre otros. En cuanto a los gastos de oficinas, generalmente estos inciden en los gastos de la licitación, en papelería y útiles de escritorio, copias y duplicados, correos, teléfonos, radio, luz, gas y otros consumos, etc

6.2.3. Gasto Final

El cálculo del gasto final de la construcción es completado poco después de que se ha determinado poner el proyecto para licitación y después de que se ha cumplido con todos los requisitos para aprobación de parte de la alcaldía en la que se desarrollará el proyecto.

El diseñador del proyecto preparará una hoja detallando el cálculo que compone todas las mejoras del sitio y los costos del edificio en gran detalle. La hoja de cálculo de excel es utilizada para computar y hacer el total de los costos. Se pueden comprar diferentes modelos estandarizados a distintos precios. Estos costos alternativos calculados pueden ser usados para acelerar el proceso de estimación. Los costos son especificados en una base de metro o metro cuadrado, por artículo o una base similar. Un fondo de emergencia del 10% es casi siempre agregado dentro del cálculo del costo de construcción

VII. HIPOTESIS

H1. La rehabilitación de caminos y puentes podrían atraer de forma directa a los usuarios que circulan por zonas aledañas.

H2. Los puentes con una superestructura de dos vías podrían presentar una mejor funcionalidad, la circulación de vehículos en esta podría ser de una forma más fluida y cómoda.

H3. Los puentes tipo viga-losa podrían permitir un diseño muy eficiente para la superestructura, en el cual podrían permitir un buen comportamiento en conjunto de todos sus elementos.

H4. El concreto reforzado de alta resistencia en puentes menores de 20 metros, podría brindar una mayor durabilidad de sus elementos estructurales con costos muy accesibles para su construcción.

H5. La utilización del software SAP2000 V.14 para el diseño estructural de puentes, podría permitir la comprobación de los resultados obtenidos de forma manual.

H6. La elaboración de planos del diseño obtenido podría permitir una mejor interpretación de este, para comprender bien los detalles y elegir bien el método constructivo a emplear.

VIII. MATERIALES Y METODOS

8.1. Descripción del Ámbito de Estudio

El Almendro es una Municipalidad del Departamento de Río San Juan, el término Municipal limita al norte con los Municipios de Acoyapa, Villa Sandino y El Coral; al sur con los Municipios de San Miguelito y Nueva Guinea; al este con el de Nueva Guinea y al Oeste con Morrito.

El municipio fue fundado el 4 de Julio de 1974, cuenta con una superficie total de 1009km² subdivididos en 32 comunidades (incluyendo casco urbano), posee una población de 13363 habitantes, con 2792 habitantes en la zona Urbana.

La cabecera Municipal está ubicada a 282 km de la ciudad de Managua, entre los lluviosos bosques del Municipio El Almendro, nace el caudaloso río Tepenaguasapa, con un curso de 62 km de longitud y 1220 km² de cuenca, sus principales afluentes son Palos Ralos, Paso Hondo, El Jícaro, Kiway, Caño Blanco, El Garabato, Caño Negro, Zapotal y Corocito.

El Municipio posee 2 tipos de Clima: *Sabana Tropical* y *Monzónico Tropical*, con 25°C de temperatura cálida en todo el año y una larga estación lluviosa que varía de 6 a 12 meses del año, con precipitaciones que oscilan entre los 2000 y 2400mm.

Los suelos del Municipio por lo general son pobres, aunque representan un potencial para la producción de pastos y cultivos perennes o especiales, es una zona rica en recursos hídricos.

8.2. Tipo de Estudio

Es analítico-explicativo porque busca dar una solución al problema, causado por determinado fenómeno, cuál es la causa o factor de riesgo asociado, o cuál es el efecto de esa causa o factor de riesgo.

El estudio se enfoca en la línea de investigación: Aplicación de las normas de construcción nacionales en las urbanizaciones, ya que se realiza el rediseño de la superestructura del puente El Kiway ubicado en el municipio El Almendro, el cual indica un estudio analítico-explicativo y retrospectivo con un diseño de corte transversal.

Es retrospectivo ya que se toman datos del pasado para así analizar una situación actual.

Transversal este analiza el fenómeno en un periodo corto, por eso se le denomina de corte.

8.3. Materiales y métodos

8.3.1. Técnicas e instrumentos para recolectar información.

La técnica primordial que se utilizó para la recolección de datos fue la observación con la cual nos dimos cuenta de la situación actual del puente en estudio.

En esta tesis se utilizó la técnica de revisión documental donde se consultaron los siguientes estudios

- Estudio Topográfico del Puente el Kiway
- Estudio Geotécnico del puente el Kiway
- Estudio vial del puente el Kiway.
- Estudio Hidrológico e Hidráulico del puente el Kiway.

Se realizaron visitas al MTI para corroborar la información brindada y para la obtención de ejemplos de diseños de puentes para usarlos como base para las dimensiones del que se diseñara, se visitó INETER para la obtención de datos de precipitación y compararlo con los presentados en los estudios.

Esta misma técnica (Revisión Documental) se utilizó para la consulta de Tesis tales como:

- Estudio Hidro técnico y Rediseño Estructural del puente Chasmol.
- Diseño Estructural del Puente de Tolinga (Apuntes), Unan-Managua.

Se utilizó la técnica de entrevista no estructurada donde obtuvimos información de los habitantes acerca de los antecedentes que poseía el puente actual.

8.3.2. Plan de Análisis del procesamiento de la información.

Para analizar y procesar la información para obtener resultados fueron muy necesarios los conocimientos adquiridos en las asignaturas Estructurales de la carrera, ya que nuestro rediseño del puente el Kiway fue echo de forma manual y también se utilizaron algunos softwares para su debida interpretación.

Para el procesamiento de la información se utilizaron los siguientes softwares:

- Microsoft Excel.
- Microsoft Word.
- SAP 2000. v14.
- AutoCAD v.2016

En esta investigación se utiliza Microsoft Word 2016 para la redacción del estudio. Así mismo se diseña una base de resultados con la información adquirida a través de los estudios, de esta forma dar las dimensiones iniciales utilizando Microsoft Excel 2016 para obtener los resultados de forma dinámica y si se realizaba algún cambio en el diseño de la estructura facilitar los cálculos.

La información obtenida por medio de cálculos escritos fue analizada y procesada utilizando el Software SAP 2000 v.14, en el cual fue modelado el puente.

Las dimensiones de los elementos estructurales se representaron de forma visual con la ayuda del programa AutoCAD v.2016 para mostrar los resultados obtenidos.

IX. ANALISIS DE RESULTADOS

9.1. Consideraciones Generales

De los estudios previos realizados al cauce que alimenta la micro cuenca que atraviesa el puente El Kiway se obtuvo los resultados con los que realizara el diseño preliminar de la súper estructura.

Con un periodo de retorno de 100 años, utilizando las curvas IDF de Juigalpa, precipitación acumulada 105.45mm, evento de 200 minutos; caudal pico de 662.6m³/s y tiempo pico de 4.5 horas.

Posee un Nivel de Aguas Máxima Ordinarias (NAMO) de aproximadamente 0.3m, y un Nivel de Aguas Máximo Extraordinario (NAME) de aproximadamente 3.4m por en cima de la cimentación del Estribo de Apoyo.

El puente tendrá 6.68m de altura desde el lecho del cauce a nivel inferior de la viga, con una elevación de espejo de agua 66.8 m.

La carretera posee un ancho del derecho de vía de 20m, es una Colectora Secundaria Rural, y tiene una velocidad de diseño de 40km/h, se usará un bombeo del 3%.

La carga de diseño utilizada es HS20-44+25%, siendo el vehículo de diseño un Bus.

9.2. Diseño De Puente Con Viga T

Ancho de Losa = 6.30 m

Largo de Losa = 18 m

9.2.1. Configuración de Concreto y de Acero.

Concreto de 5000PSI

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

$$F_c = 2/3(350) = 233.33$$

$$F_c = 235 \text{ kg/cm}^2$$

Acero TOR 70

$$F_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F's = 2/3 * 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F's = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

9.2.2. Espesor de la Losa

Se propone un espesor típico de losa.

Espesor de la losa = 20cm (Recubrimiento de Acero Incluido)

Recubrimiento Asfáltico de 2.5cm

9.2.3. Calculo de Cargas.

Carga Móvil de Diseño = HS20 – 44 + 25% (3 ejes)

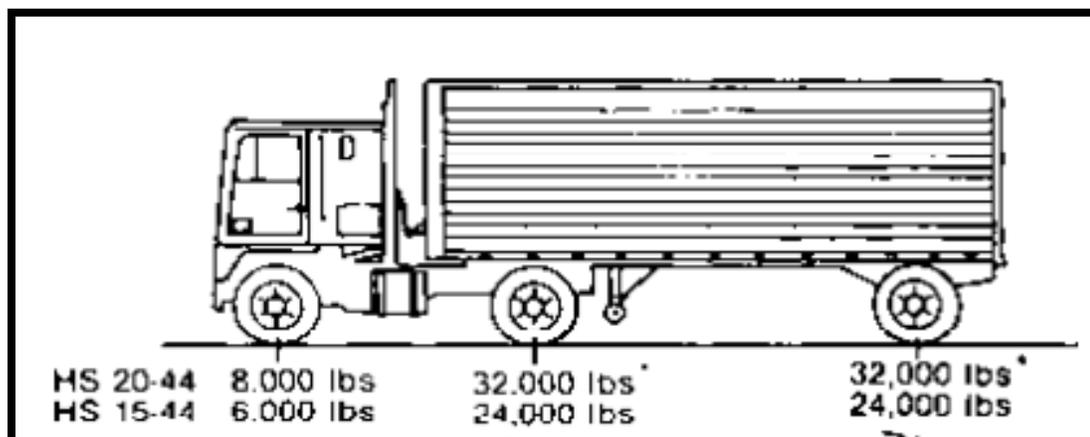


Figura 9.1 Camión HS20-44+25% (3 ejes)

Fuente: Standard Specifications for Highway Bridges 17 Th Edition – 2002 (AASHTO)

Calculo de Carga Muerta.

$$PPlosa = t_{losa} * \gamma_{concreto} * L$$

$$PPlosa = 2.4 \text{ ton/m}^3 * 0.2\text{m} * 1\text{m} = 0.48\text{ton/m}$$

a) Carpeta Asfáltica.

$$Cpa = t_{Asf} * \gamma_{Asf} * L$$

$$Cpa = 0.025\text{m} * 1.8 \text{ ton/m}^3 * 1\text{m} = 0.045\text{ton/m}$$

b) Carga Muerta Total.

$$CMtotal = PPlosa + Cpa$$

$$CMtotal = 0.525 \text{ ton/m}$$

c) Amplificador de Carga Muerta.

$$A0 = 1.4$$

d) Carga Muerta Última Total (W_{Total})

$$W_{Total} = A0 * (CMtotal)$$

$$W_{Total} = 1.4(0.525\text{ton/m})$$

$$W_{Total} = 0.735\text{ton/m}$$

e) Cortante Último (V_{cm})

$$V_{cm} = \frac{W_{total} * S_{vc}}{2}$$

$$V_{cm} = \frac{0.735 * 1.26}{2} = 0.46\text{ton}$$

f) Momento Último (M_{um})

$$Mu = \frac{W_{total} * S_{vc}^2}{10}$$

$$Mu = \frac{0.735 * 1.26^2}{10} = 0.083\text{ton.m}$$

Carga Viva.**a) Amplificador de Carga Viva Adicional, según el MTI (A1).**

$$A1 = 1.5$$

b) Impacto.

$$A2 = \text{Impacto}$$

$$A2 = \frac{50}{Lp + 125} < 0.30$$

AASTHO 1996 acápite, 3.8.2.1; Lp en pies.

$$A2 = \frac{50}{\left(18m * \frac{3.28ft}{m}\right) + 125} = 0.272$$

$$0.272 < 0.30 \text{ OK}$$

a) Amplificador para diseño de Carga Última (A3).

$$A3 = 1.7$$

b) Carga Vehicular

$P_{20} = 16000 \text{ lbs}$; AASHTO 2002 acápite, 3.8.24.

c) Carga Última Vehicular Amplificada.

$$P_{20A} = P_{20} * A1 * (1 + A2) * A3$$

$$P_{20A} = 16000\text{lbs} * 1.5 * (1 + 0.272) * 1.7$$

$$P_{20A} = 43248\text{lbs}$$

d) Cortante Último (V_{cv}).

$$V_{cv} = \frac{P_{20A}}{2}$$

$$V_{cv} = \frac{43248\text{lbs}}{2} = 21624\text{lbs} = 9.829\text{ton}$$

e) **Momento Último (Mu_{cv}).**

$$Mu_{cv} = \left(\frac{S_{vc} + 2}{32} \right) * P_{20A} ; S_{vc} \text{ en Pies; AASTHO 2002, acap 3.24.3.1}$$

$$Mu_{cv} = \left(\frac{(1.26m * 3.28ft/m) + 2}{32} \right) * 43248lbs$$

$$Mu_{cv} = 4144.24lb.pie = 0.574ton.m$$

El momento ultimo encontrado para la losa con $b = 1ft$; según lo indica la AASTHO 2002 en su acápite 3.24.3.1.

Esta sección se diseñará para $b = 1m$; por lo tanto, el momento ultimo de diseño por carga viva será:

$$MU_{CV} = 0.574ton.m * 3.28$$

$$MU_{CV} = 1.883ton.m$$

Carga	V ultimo (ton)	M Ult (ton*m)
Viva	9.829	0.074
Muerta	0.41	1.883
Total	10.239	1.957

Tabla 9.1
Cortante y Momento Ultimo según el tipo de carga en la Losa.
Fuente Propia.

9.2.4. Diseño de la losa.

a) Análisis Preliminar.

Requisitos para el Diseño.

$$\frac{S_{vc}}{L_p} < 0.5; \text{Diseño de Losa en una dirección.}$$

$$\frac{S_{vc}}{L_p} \geq 0.5; \text{Diseño losa en dos direcciones.}$$

Determinación del tipo de diseño de losa.

$$\frac{0.86m}{18m} = 0.05 < 0.5 \text{ OK}$$

El diseño de la losa será en una dirección y por resistencia ultima.

b) Determinación del intervalo del porcentaje de Acero.

1) Cuantía Máxima.

$$A_{smax} = 0.75 * 0.85 * \left(\frac{\beta_1 * f'c}{f'y} \right) * \left(\frac{87000}{87000 + f'y} \right)$$

$$\beta_1 = 0.85$$

ACI 318 – 05 acápite. 10.2.7.3

$$A_{smax} = 0.75 * 0.85 * \left(\frac{0.85 * 5000}{42000} \right) * \left(\frac{87000}{87000 + 42000} \right)$$

$$A_{smax} = 0.044 = 4.4\%$$

2) Cuantía Mínima.

$$A_{smin} = 3 * \frac{f'c^{0.5}}{f'y}$$

$$A_{smin} = 3 * \frac{5000^{0.5}}{42000}$$

$$A_{smin} = 0.005 = 0.5\%$$

c) Diseño por Resistencia Última (R1).

Asumiendo un porcentaje de Acero.

$$p = 0.90\%$$

$$Q = \frac{p}{100} * \left(\frac{fy}{f'c}\right)$$

$$Q = \frac{0.9}{100} * \left(\frac{4200}{235}\right)$$

$$Q = 0.107$$

$$K = 1 - (0.59Q)$$

$$K = 1 - (0.59 * 0.107)$$

$$K = 0.938$$

3) Capacidad Resistente de la losa (R1).

$$R1 = \phi * Q * K * f'c$$

$$\phi = 0.9$$

AASTHO 5.5.4.2.1 “Construcción Convencional” para flexión y tracción del hormigón.

$$R1 = 0.9 * Q * K * f'c$$

$$R1 = 0.9 * 0.107 * 0.938 * 235kg/cm^2$$

$$R1 = 21.205kg/cm^2$$

a) Momento Resistente.

$$Mr = R1 * b * d^2$$

$$Mr = 21.205kg/cm^2 * 100cm * (17.5cm)^2$$

$$Mr = 649403.125kg.cm$$

$$Mr = 6.49ton.m$$

El Momento Resistente es mayor que el Momento Ultimo.

$$6.49ton.m > 1.966ton.m \quad \mathbf{OK.}$$

b) Acero de Refuerzo Principal.

$$A_s = 0.9\%(b * d)$$

$$A_s = 0.009 * 100\text{cm} * 17.5\text{cm}$$

$$A_s = 15.75\text{cm}^2$$

4) Separación de Acero de refuerzo principal.

Usando Varillas #6 (3/4")

$A_{var} = 2.85\text{cm}^2$; área de la sección de la varilla.

$$s = 100\text{cm} \div \frac{A_s}{A_{var}}$$

$$s = 100\text{cm} \div \frac{15.75\text{cm}^2}{2.85\text{cm}^2}$$

$S = 18.1 < 30\text{cm}$; ASSTHO 2004 acápite 5.10.3.2

El armado Principal será; con varillas #6 @ 0.2m.

a) Acero de Refuerzo por distribución.

$$p_d = \frac{3840}{\sqrt{S_{vc}}} \leq 67\%$$

AASTHO 2004 acápite 9.7.3.2.

$$p_d = \frac{3840}{\sqrt{1260}} = 108.18 > 67$$

$$p_d = 67\%$$

$$A_d = A_s * p_d$$

$$A_d = 17.75\text{cm}^2 * 0.67$$

$$A_d = 10.55\text{cm}^2$$

Separación del Refuerzo por distribución

Usando Varilla #6 (3/4")

$$A_{var} = 2.85\text{cm}^2$$

$$s = 100\text{cm} \div \left(\frac{A_d}{A_{var}} \right)$$

$$s = 100cm \div \left(\frac{10.55cm^2}{2.85cm^2} \right)$$

$$s = 27cm < 45cm$$

Según la AASTHO 2004 acápite 5.10.8.2.

El armado por contracción y Temperatura será; con Varillas #6 @ 25cm.

b) Acero de Refuerzo por Contracción y Temperatura.

Área de sección Transversal de losa (A_g)

$$A_g = b * P_{losa}$$

$$A_g = 100cm * 20cm = 2000cm^2$$

Área de Acero de refuerzo por contracción y temperatura.

$$A_s = 0.2\% * A_g$$

Reglamento Nacional de la Construcción (RNC 1983).

$$A_s = \frac{0.2}{100} * 2000cm^2$$

$$A_s = 4.0cm^2$$

Separación. (s)

Usando varilla #4 (1/2")

$$A_s = 1.267cm^2$$

$$s = 100cm \div \left(\frac{4.0cm^2}{1.267cm^2} \right)$$

$$s = 31.67cm < 45cm$$

Según AASTHO 2004 acápite 5.10.8.2.

El armado por contracción y Temperatura será; con varilla #4 @ 30cm

c) Revisión por cortante.

Generalmente en los cálculos de elementos de concreto reforzado, la mayor parte de los diseñadores, obvian la revisión por cortante. En esta sección; se detalla como procedimiento conservador el análisis por cortante.

Cortante Ultimo.

$$V_{ult} = C_{cm} + C_{cv}$$

$$V_{ult} = 0.46ton + 9.829ton$$

$$V_{ultimo} = 10.289ton.$$

Área Real de la Sección de Corte (A_r).

$$A_r = b * t$$

$$A_r = 100cm * 17.5cm$$

$$A_r = 1750cm^2$$

Resistencia al Cortante del concreto (V_r)

$$V_r = 0.9 * 0.53 * f'c^{0.5}$$

ACI 318 – 05 acápite 11.3.1.1 y 11.5.7.1

$$V_r = 0.9 * 0.53 * 235kg/cm^2$$

$$V_r = 7.312kg/cm^2$$

Cortante de la Sección Calculada. ($V_{sección}$)

$$V_{seccion} = V_r * A_r$$

$$V_{seccion} = 7312 * 17500$$

$$V_{seccion} = 12,796kg$$

$$V_{seccion} = 12.8ton$$

$V_{sección} > V_{último}$: Por lo tanto la sección es resistente al cortante máximo, bajo las condiciones de cargas analizadas.

9.2.5. Diseño de acera.

Datos.

Material	Concreto Reforzado	
Peso específico del concreto	2.4	Ton/m ³
Resistencia del Concreto (f'c)	5000	Lbs/plg ²
Acero de Refuerzo grado 40 (fy)	2800	Kg/cm ²
Longitud del puente	18	m
Espesor	20	Cm
Recubrimiento	2.5	Cm
Ancho	0.8	m
Ancho de Análisis de Diseño	1.0	m

Tabla 9.2
Datos para el diseño de Acera.
Fuente propia.

*DEU; es el método de diseño por resistencia Ultima

Calculo de Cargas

a) Carga Muerta.

Poste.

$$CM_{Poste} = [(0.2m * 1m * 0.3m) - (0.2m * 0.15m * 0.2m)] * 2400kg/m^3 = 129.6kg$$

Barandas.

$$CM_{Baranda} = (0.15m * 0.2m * 1m) * 2400kg/m^3 = 72kg$$

Losa de Acera.

$$CM_{Acera} = (0.2m * 0.8m * 1m) * 2400kg/m^3 = 384kg$$

Parte inferior de la Losa.

$$CM_{PIL} = (0.2m * 0.2m * 1m) * 2400kg/m^3 = 96kg$$

Concepto	Fuerza (kg)	Brazo(m)	Momento (kg.m)
Poste	129.6	0.65	84.24
Baranda	72	0.575	41.4
Losa de Acera	384	0.4	153.6
P. Inferior de la losa	96	0.1	9.6
Total de Carga			288.84

Tabla 9.3
Momentos en la losa
Fuente Propia.

b) Momento por Carga Viva.

Carga Viva Peatonal.

$$CV_{Peatonal} = 70kg/m^2$$

$$M_{CVP} = (70kg/m^2 * 0.5m^2 * 1m * 0.25m)$$

$$M_{CVP} = 8.75kg.m$$

c) Carga Viva Vehicular.

Carga Viva de una llanta de un camión HS20-44+25%

$$CVv = 16000lbs * 1.25 = 20000lbs$$

$$CVv = 9090.9kg$$

d) Factor de distribución E.

$$E = 0.8 * X + 3.75$$

$$X = 0.8 - 0.3 = 0.5m = 1.64ft$$

$$E = 0.8 * 1.90ft + 3.75$$

$$E = 5.062ft = 1.54m$$

$$P_{cv} = \frac{P_{20}}{E}$$

$$P_{cv} = \frac{9090.6kg.m}{1.54m}$$

$$P_{cv} = 5902.99kg$$

a) Factor de Impacto.

$$I = \frac{50}{S + 125} < 0.30$$

$$S = 0.8m = 2.624ft$$

$$I = \frac{50}{2.624 + 125}$$

$$I = 0.39 > 0.3; \text{ por lo tanto se usara } I = 0.30$$

$$P_{cv} = 5902.99kg * I$$

$$P_{cv} = 5902.99 * 1.3$$

$$P_{cv} = 7673.887kg$$

b) Momento por Carga Viva Vehicular.

$$M_{cv} = 7673.887kg * (0.5m)$$

$$M_{cv} = 3836.94kg.m$$

Total de momento por Carga Viva.

$$M_{tot} = 3836.94kg.m + 8.75kg.m$$

$$M_{tot} = 3845.69kg.m$$

c) Momento Último.

$$Mu = 1.3(M_{cp} + M_{cv})$$

$$Mu = 1.3(288.84kg.m + 3845.69kg.m)$$

$$Mu = 5374.889kg.m$$

Calculo de Refuerzo requerido.

a) Refuerzo por Momento Positivo.

Probando con varillas #6 (3/4")

$$Avar = 2.85cm^2$$

Aproximando el peralte efectivo (d) cm, d = 13.9cm

$$Ru = \frac{M_U}{\phi * b * d^2}$$

$$Ru = \frac{537488.9}{0.9 * 100 * 13.9^2}$$

$$Ru = 30.91$$

Asumiendo un porcentaje de acero.

$$\rho = 2.5\%$$

$$Q = \frac{\rho}{100} * \left(\frac{fy}{f'c}\right)$$

$$Q = 0.025 * \left(\frac{2800}{235}\right)$$

$$Q = 0.297$$

b) Calculo de Factor K.

$$K = 1 - (0.59 * Q)$$

$$K = 1 - (0.59 * 0.297)$$

$$K = 0.825$$

c) Capacidad Resistente de la acera (R1).

$$R1 = \phi * Q * K * f'c$$

$$\phi = 0.9$$

AASTHO 5.5.4.2.1 “Construcción Convencional” para flexión y tracción del hormigón.

$$R1 = 0.9 * Q * K * f'c$$

$$R1 = 0.9 * 0.297 * 0.825 * 235kg/cm^2$$

$$R1 = 51.82kg/cm^2$$

d) Calculo de Acero de Refuerzo.

$$As = \rho * b * d$$

$$As = 0.025 * 100 * 13.9$$

$$As = 34.75cm^2$$

Calculo de la Separación.

$$S = \frac{285}{34.75}$$

$$S = 8cm$$

Por lo tanto, usar varilla #6 @ 8cm.

e) Calculo de Momento Resistente (MR).

Asumiendo:

$$\frac{100cm}{8cm} * 2.58cm^2 = 35.625cm^2 \text{ en } 1m$$

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

$$a = \frac{35.625 \text{ cm}^2 * 2800 \text{ kg/cm}^2}{0.85 * 235 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm}}$$

$$a = 4.99 \text{ cm}$$

$$M_R = R1 * b * d^2$$

$$M_R = 51.82 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * (13.9 \text{ cm})^2$$

$$M_R = 10,012.14 \text{ kg.m}$$

$$M_R > M_u \text{ OK}$$

f) Acero de distribución paralelo al tráfico.

$$\%As = \frac{220}{\sqrt{S}} < 67\%$$

$$\%As = \frac{220}{\sqrt{2.624}}$$

$$\%As = 135\%; \text{ usar } 67\%$$

$$Asd = 0.67 * 0.285 \text{ cm}^2$$

$$Asd = 0.191 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

Probando con Varilla #5 (5/8")

$$Avar = 1.98 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

g) Calculo de la Separación (s).

$$S = 1.98 / \#5 / 0.191$$

$$S = 10 \text{ cm} / \#5$$

Por tanto, usar varillas #5 @ 10cm como Acero de Distribución paralelo al tráfico.

h) Acero en Cara Superior por Temperatura.

$$\rho = 0.002$$

$$Ast = 0.002 * 20 \text{ cm} * 1.00$$

$$Ast = 0.04 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

Probando Varillas Numero 4 (1/2")

$$Avar = 1.27 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$S = 1.27 / \#4 / 0.04$$

$$S = 30\text{cm}/\#4$$

Usar Mínimo: varillas #4 @ 30cm

9.2.6. Diseño de diafragma

a) Datos.

Peralte de la Viga	0.8	m
Peso del Concreto	2.4	ton/m ³
Peso del Asfalto	1.8	ton/m ³
Concreto (f'c)	235	kg/cm ²
Acero Grado 70	4200	kg/cm ²
Longitud del puente	30	m
Peralte de Carpeta	0.025	m
Peralte de la Losa	0.3	m
Numero de Diafragamas	5	uni
Peralte del Diafragama	0.8	m
Ancho del Diafragama	0.3	m
Amplificador de Carga Muerta	1.4	Factores
Amplificador de Carga Viva	1.7	

Tabla 9.4
Datos para el diseño de diafragma
Fuente Propia.

b) Según la AASTHO la ubicación de los diafragmas deberá ser en los extremos, a los tercios del puente y a la mitad respectivamente. Por lo tanto la separación entre diafragmas (S_d) será:

$$S_d = \frac{LP}{Nd - 1}$$

$$S_d = \frac{18m}{4 - 1}$$

$$S_d = 6m$$

Habrá 4 diafragmas y tendrán 6 metros de separación entre claros.

c) Recubrimiento de Acero (r_e).

$$r_e = 0.05m$$

Peralte Efectivo.

$$d = hd - r_e$$

$$d = 0.8m - 0.05m$$

$$d = 0.75m$$

d) Longitud del Diafragma (L_d) es:

$$L_d = Svc - bw$$

$$L_d = 1.26m - 0.4m$$

$$L_d = 0.86m$$

Análisis estructural.

a) Peso del Diafragma (W).

$$W = Hd * Bd * W_{conc}$$

$$W = 0.8m * 0.3m * 2.4ton/m^3$$

$$W = 0.576ton/m$$

b) Área Tributaria de Carga Muerta (A_t) que Actuara sobre el diafragma.

$$A_t = S_d * L_d$$

$$A_t = 6.0m * 0.86m$$

$$A_t = 5.16m^2$$

c) Carga distribuida de la losa (w_{losa}) y Carpeta de Rodamiento (w_{car}).

$$w_{losa} = \frac{A_t * W_{con} * P_{losa}}{L_d}$$

$$w_{losa} = \frac{5.16m^2 * 2.4ton/m^3 * 0.225m}{0.86m} = 3.15ton/m$$

d) Carga Última Distribuida (w_u).

$$w_u = 1.4(w_{losa} + W)$$

$$w_u = 1.4(3.15ton/m + 0.576ton/m)$$

$$w_u = 5.216ton/m$$

e) Carga Última por Carga Muerta (V_{um}).

$$v_{um} = \frac{w_u * L_d}{2}$$

$$v_{um} = \frac{5.216ton/m * 0.86m}{2}$$

$$v_{um} = 2.243ton$$

f) Momento Último por Carga Muerta (MU_{cm})

$$MU_{cm} = \frac{w_u * L_d^2}{10}$$

$$MU_{cm} = \frac{5.216ton/m * (0.86m)^2}{10}$$

$$MU_{cm} = 0.386ton.m$$

El cortante y el momento por carga Viva, son los mismos de la losa.

$$V_{cv} = 9.829ton$$

$$M_{cv} = 0.083$$

Carga	Cortante Ultimo (ton)	Momento Ultimo (ton.m)
Muerta	2.243	0.386
Viva	9.829	0.083
Total	12.072	0.469

Tabla 9.5
Cortante y Momento ultimo para el diseño diafragma.
Fuente Propia

a) Diseño por Resistencia Última.

Asumiendo el Porcentaje mínimo de Acero.

$$p = 0.5\%$$

$$Q = \frac{p}{100} * \left(\frac{F_y}{F'_c} \right)$$

$$Q = 0.005 * \left(\frac{4200}{235} \right)$$

$$Q = 0.0894$$

b) Calculo del Factor K.

$$K = 1 - (0.59 * Q)$$

$$K = 1 - (0.59 * 0.0894)$$

$$K = 0.947$$

c) Capacidad Resistente de la Losa. (R1)

$$R1 = \phi * Q * K * f'_c$$

$$\phi = 0.9$$

AASHTO 5.5.4.2.1; "Construcción Convencional" para la flexión y tracción del hormigón.

$$R1 = 0.9 * 0.0894 * 0.947 * 235$$

$$R1 = 17.906 \text{ kg/cm}^2$$

d) Momento Resistente (Mr).

$$Mr = R1 * b * d^2$$

$$Mr = 17.906kg/cm^2 * 30cm * 75cm$$

$$Mr = 3,021,637.5kg.cm$$

$$Mr = 30.21ton.m$$

El momento Resistente es mucho mayor que el momento Último.

$$30.21ton.m > 0.469ton.m \quad \mathbf{OK.}$$

e) Acero de refuerzo principal.

$$As = 0.5\%(b * d)$$

$$As = 0.005 * 30cm * 75cm$$

$$As = 11.25cm^2$$

Usando varillas #6 (3/4")

$$Avar = 2.85cm^2$$

f) Calculo de Número de Varillas.

$$N = \frac{As}{Avar}$$

$$N = \frac{11.25}{2.85}$$

$$N = 3.95var = 4 varillas$$

9.2.7. Diseño de Viga Exterior e interior.

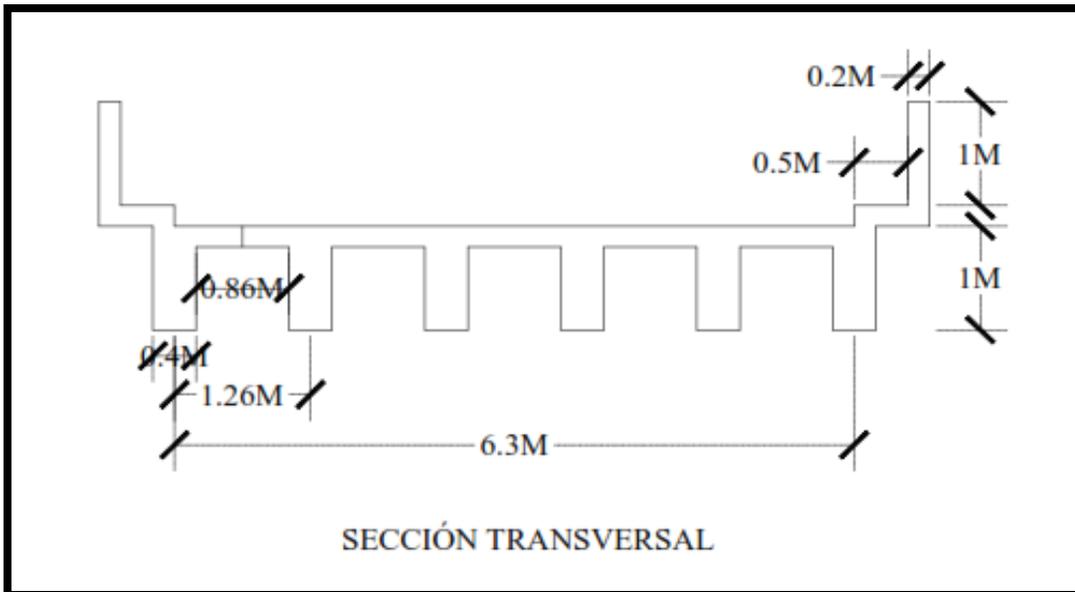


Figura 9.2 Sección Transversal del puente

Fuente: Propia

Calculo de Momento Máximo de la Carga Viva.

Carga Viva HS20-44+25%

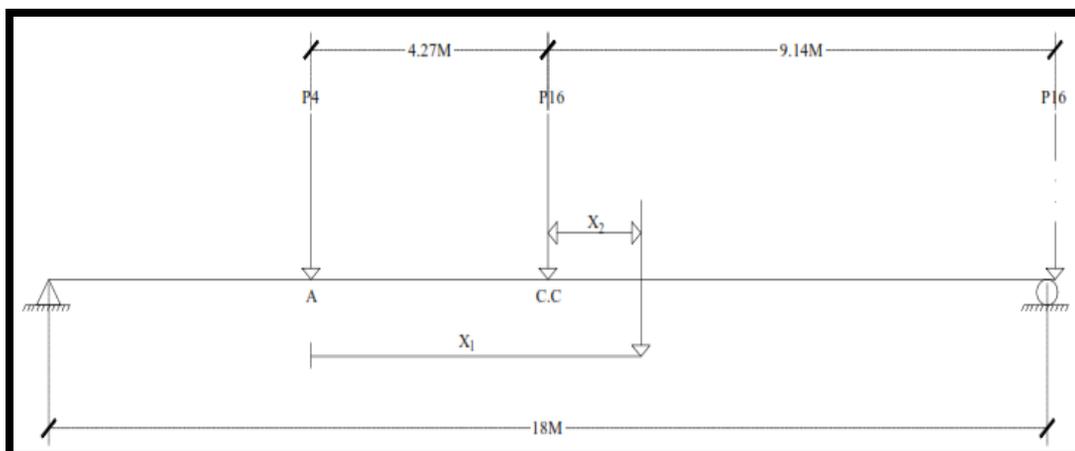


Figura 9.3 Carga vehicular HS20-44 +25%

Fuente: Propia

$$P_4 = 8000lb * 1.25 = 10,000lb \rightarrow 4535.924kg$$

$$P_{16} = 32,000lb * 1.25 = 40,000lb \rightarrow 18,143.696kg$$

$$R = 4535.924kg + (18,143.696kg * 2)$$

$$R = 40,823.316kg$$

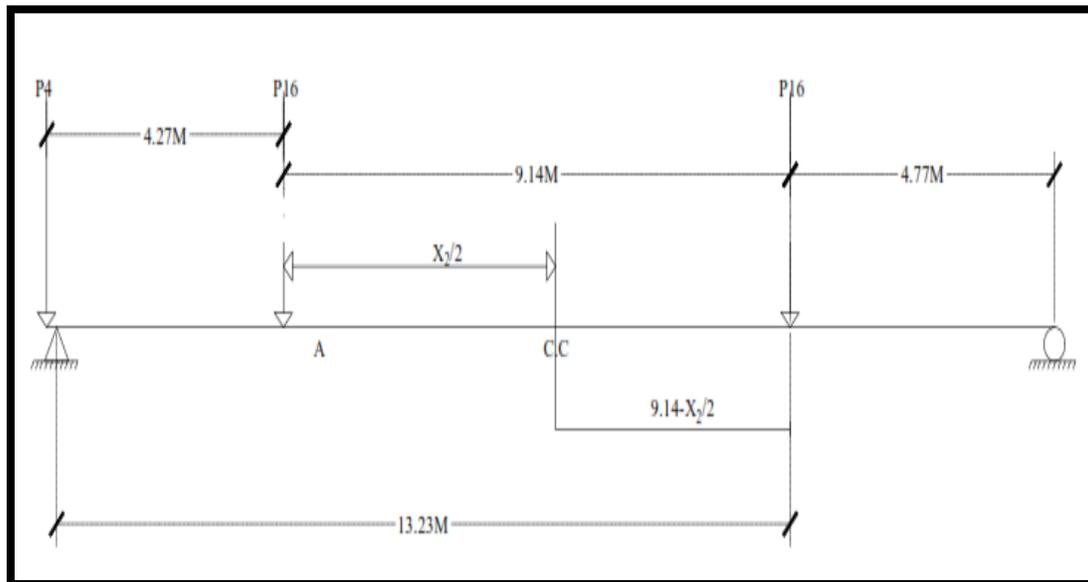


Figura 9.4 Líneas de influencias en el puente

Fuente: Propia

$$+\circlearrowleft M_A = 0$$

$$-18,143.696kg(4.27m) - 18143.696kg(13.41m) - RX = 0$$

$$X_1 = \frac{18,143.696kg(4.27m) + 18143.696kg(13.41m)}{40,823.316kg}$$

$$X_1 = 7.86m$$

$$X_2 = 9.14m - 7.86m = 1.28m$$

$$+\circlearrowleft ML = 0$$

$$-4535.424kg(4.09m) - 18,143.696kg(8.36m) - 18143.696kg(17.5m)$$

$$-R_D(18m) = 0$$

$$R_D = 27,101.416kg$$

$$+\circlearrowleft M_D = 0$$

$$4535.424kg(13.91m) - 18,143.696kg(9.64m) - 18143.696kg(13.91m) - RL(18m)$$

$$= 0$$

$$RL = 13,727.9kg$$

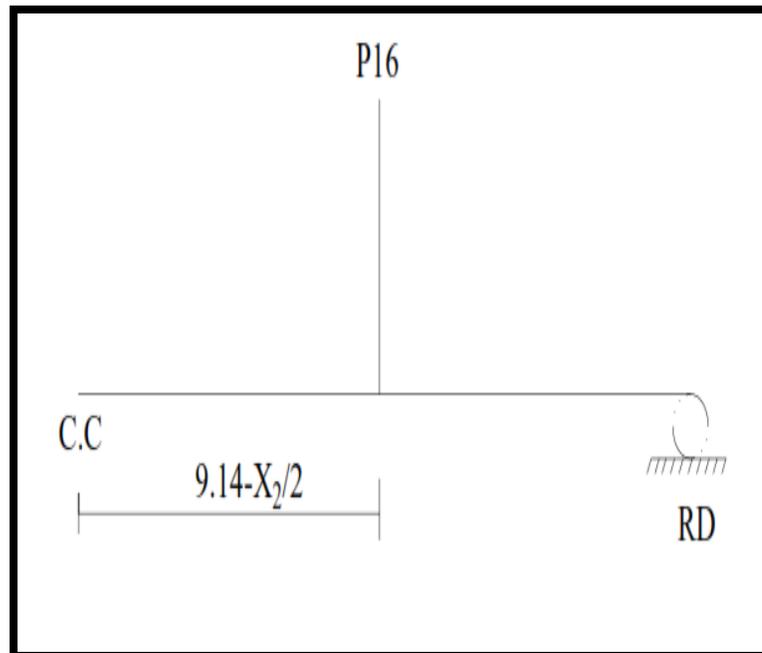


Figura 9.5 Carga de eje trasero del vehículo en la segunda parte del puente.

Fuente: Propia

a) Momento Máximo.

$$M_{max} = -18,143.696kg \left(\frac{9.14m - 1.28m}{2} \right) + 27,101.416kg(9m)$$

$$M_{max} = 175,595.16kg.m$$

b) Factor de Distribución de Llantas.

$$1.26m = 4.13ft$$

$$\frac{S}{5.5} = \frac{4.13}{5.5} = 0.751 \text{ por llanta.}$$

$$\text{por tanto } \frac{0.751}{2} = 0.376 \text{ por eje.}$$

c) Factor de Impacto.

Longitud de Puente: 18m.

$$18m = 59.04ft$$

$$I = \frac{50}{Lp + 125} < 0.30$$

$$I = \frac{50}{59.04 + 125} = 0.27$$

Se usare 0.27 como factor de impacto.

$$Mcv = 175,595.16kg.m * (1.27 * 0.376)$$

$$Mcv = 82,529.73kg.m$$

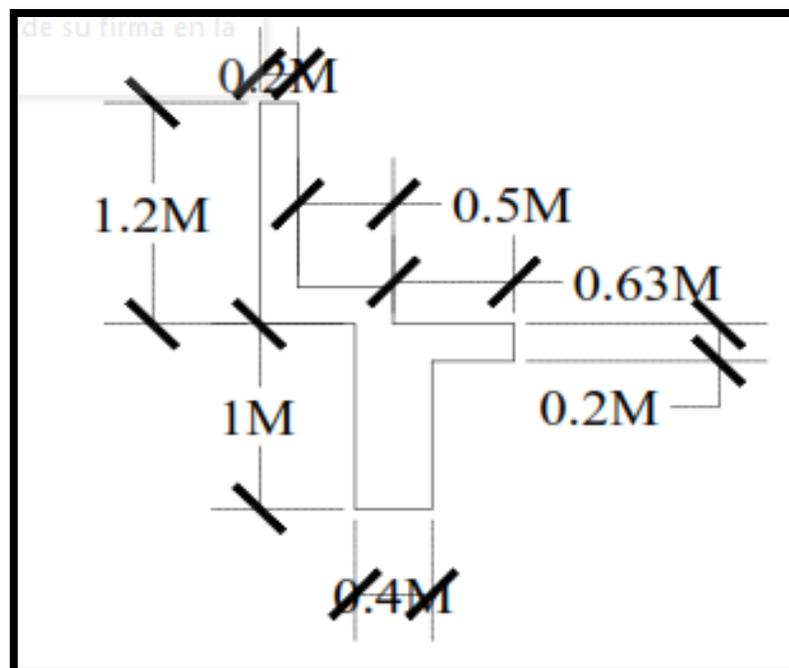
Diseño de Viga Exterior

Figura 9.6 Diseño de viga exterior

Fuente: Propia

Claro de la viga = 1800cm.

Acero $F_y = 5000\text{kg/cm}^2$; este es un acero de alta resistencia y poca deformación.

Concreto $F'_c = 350\text{kg/cm}^2$; se hace trabajar a 2/3 de su resistencia real 235kg/cm^2 .

a) Calculo del Ares Necesaria.

Ancho efectivo del patín. (b)

$$6t + b' = (6 * 20\text{cm}) + 40\text{cm} = 160\text{cm}$$

$$\frac{L}{12} + b = \frac{1800\text{cm}}{12} + 40\text{cm} = 190\text{cm}$$

c.a.c = 83cm; se tiene que usar la distancia menor que este caso es 83cm.

b) Cargas Permanentes.

$$\text{Barandas} = 0.15\text{m} * 0.2\text{m} * 2400\text{kg/m}^3 = 72\text{kg/m}$$

$$\text{Poste} = [(0.2\text{m} * 0.3\text{m} * 0.1\text{m}) - (0.15\text{m} * 0.2\text{m} * 0.3\text{m})] * \frac{2400\text{kg/m}^3}{2} = 61.2\text{kg/m}$$

$$\text{Acera} = 0.8\text{m} * 0.3\text{m} * 2400\text{kg/m}^3 = 240\text{kg/m}$$

$$\text{Viga} = 0.4\text{m} * 1\text{m} * 2400\text{kg/m}^3 = 960\text{kg/m}$$

$$\text{Carpeta Asfáltica} = 0.025\text{m} * 0.63\text{m} * 1800\text{kg/m}^3 = 28.35\text{kg/m}$$

$$\text{Losa} = 0.175\text{m} * 1\text{m} * 2400\text{kg/m}^3 = 420\text{kg/m}^3$$

$$\text{Total} = 1781.55\text{kg}$$

c) Momento Máximo.

$$M_{max} = \frac{1781.55\text{kg}(18\text{m})^2}{8}$$

$$M_{max} = 72,152.78\text{kg.m}$$

d) Momento Último.

$$M_u = (1.3 * 72,152.78\text{kg.m}) + (1.6 * 82,529.73\text{kg.m})$$

$$M_u = 225,846.18\text{kg.m}$$

e) Momento Nominal Requerido.

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{225,846.18kg.m}{0.9} = 250,940.20kg.m$$

f) Recubrimiento Propuesto.

$$r = 5cm$$

g) Peralte Efectivo.

$$d = 120cm - 5cm$$

$$d = 115cm$$

Se supone que el bloque de compresión quedo dentro del patín, se puede aplicar la ecuación de flexión.

$$MR = b' * d^2 * f'c * \omega(1 - 0.59\omega)$$

$$250,940.20kg.m = 83cm * (115cm)^2 * 235kg/cm^2 * \omega(1 - 0.59\omega)$$

$$250,940.20kg.m = \omega(257,953,625kg.m) - 152192638\omega^2$$

$$\omega = 0.1036$$

$$\rho = \frac{\omega * f'c}{fy}$$

$$\rho = \frac{0.1036 * 235kg/cm^2}{4200kg/cm^2}$$

$$\rho = 0.0060$$

h) Calculo de Área de Acero.

$$As = \rho * b * d$$

$$As = 0.0060 * 83cm * 115cm$$

$$As = 57.27cm^2$$

i) Calculo de Separación.

Usando Varilla #6 (1 1/8")

$$A_{var} = 6.42 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{57.27 \text{ cm}^2}{6.42 \text{ cm}^2} = 8.92 \text{ var}$$

Se recomienda el uso de 9 varillas #9 @ 8cm.

j) Calculo de Factor T.

$$T = A_s * f_y$$

$$T = 57.27 \text{ cm}^2 * 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = 286,355 \text{ kg}$$

Se ha comprobado que el bloque de compresión quedo dentro del patín.

k) Profundidad de Bloque.

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{57.27 \text{ cm}^2 * 5000 \text{ kg/cm}^2}{0.85 * 235 \text{ kg/cm}^2 * 83 \text{ cm}}$$

$$a = 17.27 \text{ cm}$$

Como $a < t$ la hipótesis es correcta y la viga trabaja como rectangular.

Armado propuesto

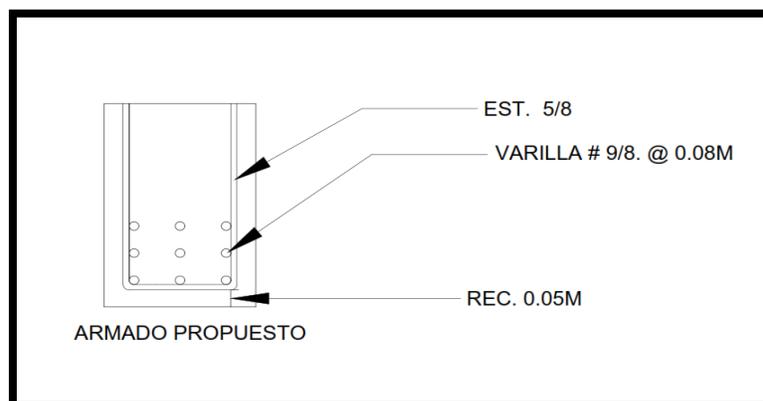


Figura 9.7 Armado propuesto

Fuente: Propia

9 varillas #9 = 57.78cm

$$r = \frac{(A_1 * y_1) + (A_2 * y_2) + (A_3 * y_3)}{A_1 + A_2 + A_3}$$

$$r = \frac{8.03cm(27.8cm^2) + 16.03cm(27.8cm^2) + 24.03cm(27.8cm^2)}{27.8cm^2 + 27.8cm^2 + 27.8cm^2}$$

$$r = 23.14cm$$

l) Revisión Limitaciones de Acero.

$$As_{min} = \rho_{min} * b' * d$$

d efectivo.

$$d = 120cm - 23.14cm = 96.86cm$$

$$As_{min} = \frac{14kg/cm^2}{5000kg/cm^2} * 40cm * 96.86cm$$

$$As_{min} = 10.85cm^2$$

$$As > As_{min}$$

m) Acero Máximo.

$$\rho_b = \frac{\beta_1 * 0.85 * f'c}{fy} * \frac{600}{600 + fy}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 * 0.85 * 235kg/cm^2}{5000kg/cm^2 * \frac{6000}{6000 + 5000kg/cm^2}}$$

$$\rho_b = 0.0622$$

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b$$

$$\rho_{max} = 0.75 * 0.0622$$

$$\rho_{max} = 0.0467 < 0.0060$$

Si cumple las limitaciones de Acero.

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

$$\rho = \frac{57.78cm^2}{83cm * 96.86cm}$$

$$\rho = 0.0072$$

$$\omega = \frac{0.0072 * 5000kg/cm^2}{235kg/cm^2}$$

$$\omega = 0.1532$$

n) Calculo de Momento Resistente.

$$MR = \phi * b * d^2 * f'c * \omega(1 - 0.59\omega)$$

$$MR = 0.9 * 83cm * (96.86cm)^2 * 235kg/cm^2 * 0.1532 * (1 - (0.59 * 0.1532))$$

$$MR = 229,505.1kg.m > 225,846.18kg.m$$

$$MR > Mu \text{ OK}$$

El diseño esta correcto pues el momento Resistente es Mayor que el Momento Ultimo.

• **Diseño de la Viga Interior.**

Claro de la Viga = 1800cm

Concreto $f'c = 235 kg/cm^2$

Acero $f_y = 4200kg/cm^2$

Reglamento ACI 318 – 05

a) Calculo de área necesaria.

Ancho efectivo del patín, b.

$$16t + b' = 16(20cm) + 40 = 360cm$$

$$\frac{L}{4} = \frac{1800cm}{4} = 450cm$$

$$c. a. c = 126cm$$

Por lo tanto, se usara la distancia menor, en este caso 126cm.

b) Cargas Permanentes.

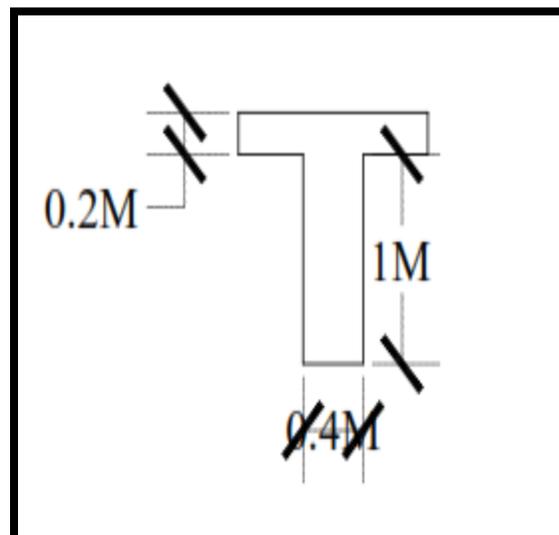


Figura 9.8 Diseño de viga interior

Fuente: Propia

$$\text{Losa} = 1.26m * 0.2m * 2400kg/m^3 = 604.8kg/m$$

$$\text{Carpeta Asfáltica} = 0.025m * 1.26m * 1800kg/m^3 = 56.7kg/m$$

$$\text{Viga} = 1m * 0.4m * 2400kg/m^3 = 960kg/m$$

$$\text{Total} = 1621.5kg/m$$

c) Momento Máximo.

$$M_{cm} = \frac{w * L^2}{8}$$

$$M_{cm} = \frac{1621.5kg/m * (18m)^2}{8}$$

$$M_{cm} = 65,670.75kg.m$$

d) Momento Último.

$$M_u = 1.3M_{cm} + 1.6M_{cv}$$

$$M_u = 1.3(65,670.75kg.m) + 1.6(82,529.73kg.m)$$

$$M_u = 217,419.54kg.m$$

e) Momento Nominal Requerido.

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$M_n = \frac{217,419.54kg.m}{0.9}$$

$$M_n = 241,577.27kg.m$$

f) Recubrimiento Propuesto.

$$r = 15cm$$

g) Peralte Efectivo.

$$d = 120cm - 15cm = 105cm$$

Si se supone que el bloque de compresión queda dentro del patín, se puede aplicar la ecuación de Flexión.

$$MR = b' * d^2 * f'c * \omega(1 - 0.59\omega)$$

$$241,577.27kg.m = 126cm * (105cm)^2 * 235kg/cm^2 * \omega(1 - 0.59\omega)$$

$$241,577.27kg.m = \omega(326,450,250kg.m) - 192,605,647.5\omega^2$$

$$\omega = 0.0776$$

$$\rho = \frac{\omega * f'c}{fy}$$

$$\rho = \frac{0.0776 * 235kg/cm^2}{5000kg/cm^2}$$

$$\rho = 0.0036$$

h) Calculo de Área de Acero.

$$As = \rho * b * d$$

$$As = 0.0036 * 126cm * 105cm$$

$$As = 47.63cm^2$$

i) Calculo de Separación.

Usando Varilla #8 (1")

$$Avar = 5.07cm^2$$

$$S = \frac{47.63cm^2}{5.07cm^2} = 9.4var$$

Se recomienda el uso de 12 varillas #8 @ 7cm

j) Calculo de Facto T.

$$T = As * fy$$

$$T = 47.63cm^2 * 5000kg/cm^2$$

$$T = 238,150kg$$

Se ha comprobado que el bloque de compresión quedo dentro del patín.

k) Profundidad de Bloque.

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{47.63 \text{ cm}^2 * 5000 \text{ kg/cm}^2}{0.85 * 235 \text{ kg/cm}^2 * 126 \text{ cm}}$$

$$a = 9.46 \text{ cm}$$

Como $a < t$ la hipótesis es correcta y la viga trabaja como rectangular.

Armado propuesto

$$9 \text{ varillas } \#9 = 57.78 \text{ cm}$$

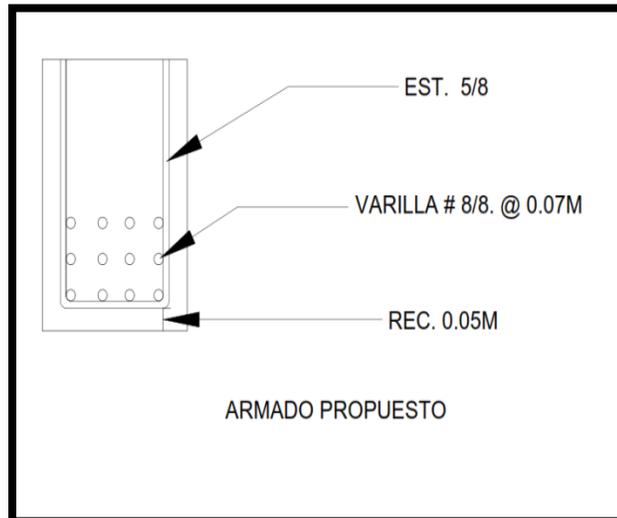


Figura 9.9 Armado propuesto

Fuente: Propia

$$r = \frac{(A_1 * y_1) + (A_2 * y_2) + (A_3 * y_3)}{A_1 + A_2 + A_3}$$

$$r = \frac{7.86 \text{ cm}(34.34 \text{ cm}^2) + 14.86 \text{ cm}(34.34 \text{ cm}^2) + 21.86 \text{ cm}(34.34 \text{ cm}^2)}{34.34 \text{ cm}^2 + 34.34 \text{ cm}^2 + 34.34 \text{ cm}^2}$$

$$r = 25.16 \text{ cm}$$

l) Revisión Limitaciones de Acero.

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b' * d$$

d efectivo.

$$d = 120 \text{ cm} - 25.16 \text{ cm} = 94.84 \text{ cm}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14 \text{ kg/cm}^2}{5000 \text{ kg/cm}^2} * 40 \text{ cm} * 94.84 \text{ cm}$$

$$A_{s_{min}} = 10.62 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{s_{min}}$$

m) Acero Máximo.

$$\rho_b = \frac{\beta_1 * 0.85 * f'_c}{f_y} * \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 * 0.85 * 235kg/cm^2}{5000kg/cm^2 * \frac{6000}{6000 + 5000kg/cm^2}}$$

$$\rho_b = 0.062$$

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b$$

$$\rho_{max} = 0.75 * 0.0622$$

$$\rho_{max} = 0.0467 > 0.0033$$

Si cumple las limitaciones de Acero.

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

$$\rho = \frac{60.84cm^2}{126cm * 94.84cm}$$

$$\rho = 0.0051$$

$$\omega = \frac{0.0051 * 5000kg/cm^2}{235kg/cm^2}$$

$$\omega = 0.1085$$

n) Calculo de Momento Resistente.

$$MR = \phi * b * d^2 * f'c * \omega(1 - 0.59\omega)$$

$$MR = 0.9 * 126cm * (94.84cm)^2 * 235kg/cm^2 * 0.1085 * (1 - (0.59 * 0.1085))$$

$$MR = 243,423.57kg.m > 217,419.54kg.m$$

$$MR > Mu \text{ OK}$$

Distribución de Estribos en Vigas.

a) En Viga Interior.

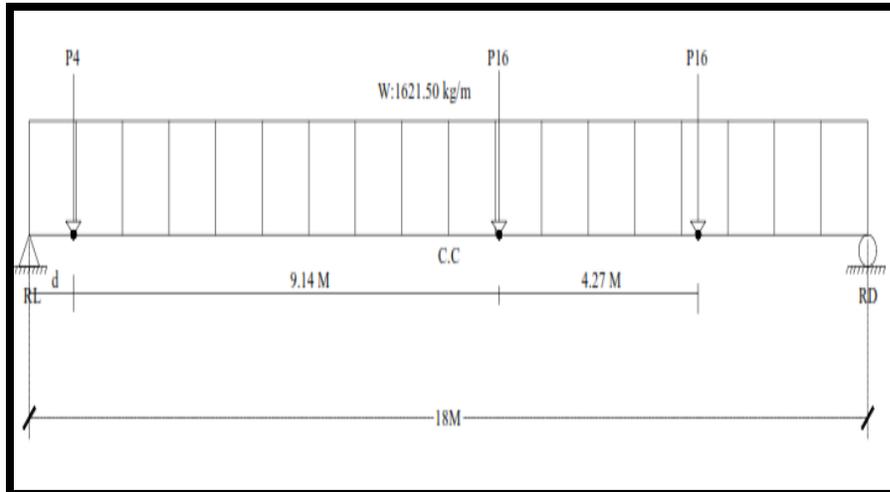


Figura 9.10 Distribución de cargas en viga interior

Fuente: Propia

$$F_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_c = 235 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 95 \text{ cm}$$

$$+\circlearrowleft M_D = 0$$

$$P_{16}(18 - d') + P_{16}(18 - d' - 9.14) + P_4(18 - d' - 13.41) + \left[1621.5 \left(\frac{18^2}{2} \right) \right]$$

$$- RL(18) = 0$$

$$P_{16}(18 - 0.95) + P_{16}(18 - 0.95 - 9.14) + P_4(18 - 0.95 - 13.41) + \left[1,621.5 \left(\frac{18^2}{2} \right) \right]$$

$$- RL(18) = 0$$

$$18,143.696(17.05) + 18,143.696(7.91) + 4,535.924(3.64) + 1,621.5(162) - RL(18)$$

$$RL = 40,697.02 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = RL + RD(18,143.696 * 2) - 4,535.924 - 29,187$$

$$RD = 29,313.824kg$$

a) Diseño al Cortante.

$$\phi V_c = 0.5 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$\phi V_c = 0.5 * \sqrt{235kg/cm^2} * 40 * 95$$

$$\phi V_c = 29,126.45kg$$

$$\phi V_c = 0.85 * 29,126.45kg$$

$$\phi V_c = 24,757.48kg$$

$$V_v = \phi V_c + \phi V_s$$

$$V_s = \frac{V_v - \phi V_c}{\phi}$$

$$V_s = \frac{40,697.02 - 24,757.48}{0.85}$$

$$V_s = 18,752.40kg$$

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

$$S = \frac{4cm^2 * 2800kg/cm^2 * 95cm}{18,752.40kg}$$

$$S = 56.7cm = 57cm$$

b) Separación Máxima.

$$\frac{d}{3} = \frac{95cm}{3} = 31.6cm > 30cm; AASTHO 2004 \text{ acáp. 5.10.3.2}$$

Separación Máxima para el resto de los estrobos.

$$\frac{d}{2} = \frac{95cm}{2} = 47.5cm > 45cm; AASTHO 2004 \text{ acáp. 5.10.3.2}$$

Los primeros 5m @ 30cm, luego @ 45cm.

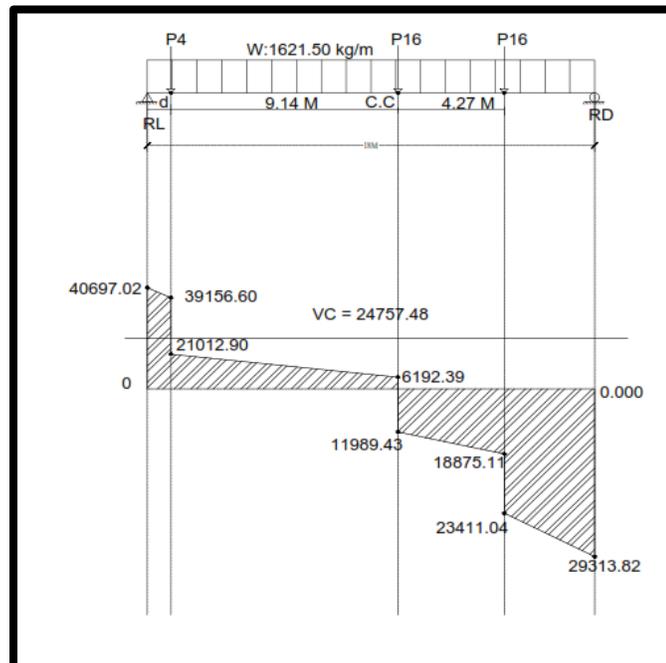


Figura 9.11 Grafico de cortantes

Fuente: Propia

2) **Viga Exterior.**

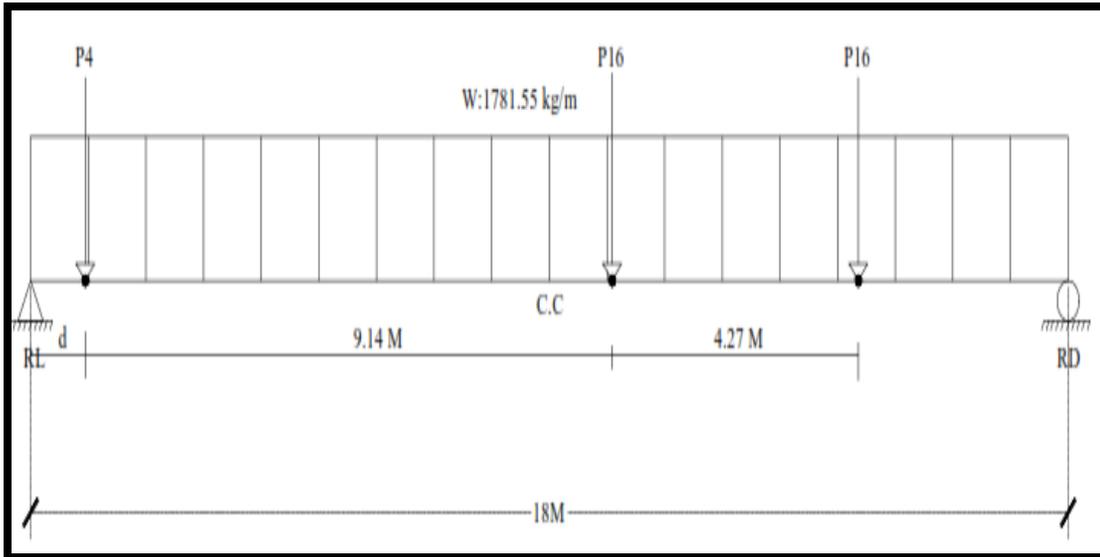


Figura 9.12 Distribución de cargas en viga exterior

Fuente: Propia

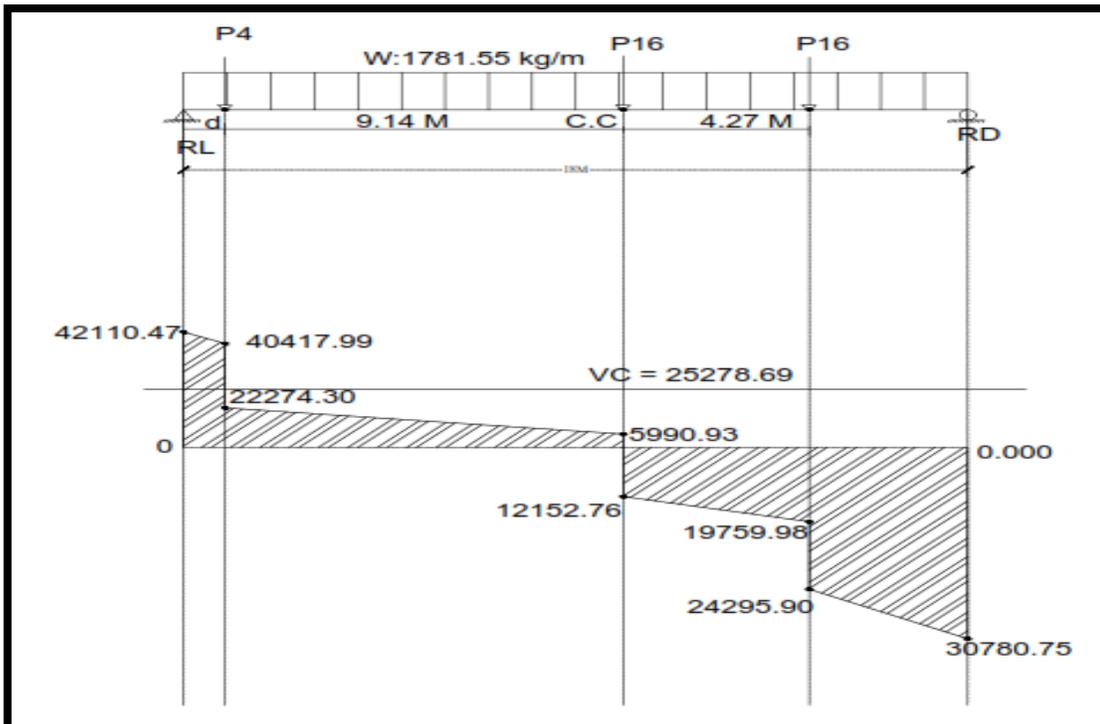


Figura 9.13 Grafico de cortantes

Fuente: Propia

$$d = 97\text{cm}$$

$$+\circlearrowleft M_D = 0$$

$$P_{16}(18 - d') + P_{16}(18 - d' - 9.14) + P_4(18 - d' - 13.41) + \left[1781.55 \left(\frac{18^2}{2}\right)\right] - RL(18) = 0$$

$$P_{16}(18 - 0.97) + P_{16}(18 - 0.97 - 9.14) + P_4(18 - 0.97 - 13.41) + \left[1,621.5 \left(\frac{18^2}{2}\right)\right] - RL(18) = 0$$

$$RL = 42,110.47\text{kg}$$

$$\sum Fy = RL + RD(18,143.696 * 2) - 4,535.924 - 32,067.9 = 0$$

$$RD + RL - 72891.22 = 0$$

$$RD = 30,780.75\text{kg}$$

a) Diseño al Cortante.

$$\phi Vc = 0.5 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$\phi Vc = 0.5 * \sqrt{235\text{kg}/\text{cm}^2} * 40\text{cm} * 97\text{cm}$$

$$\phi Vc = 29,739.64\text{kg}$$

$$\phi Vc = 0.85 * 29,739.64\text{kg}$$

$$\phi Vc = 25,278.48\text{kg}$$

$$Vv = \phi Vc + \phi Vs$$

$$Vs = \frac{Vv - \phi Vc}{\phi}$$

$$Vs = \frac{42,110.47 - 25,278.69}{0.85}$$

$$Vs = 19,802.09\text{kg}$$

$$S = \frac{Av * fy * d}{Vs}$$

$$S = \frac{4\text{cm}^2 * 2800\text{kg}/\text{cm}^2 * 97\text{cm}}{19,802.09\text{kg}}$$

$$S = 56.7\text{cm} = 57\text{cm}$$

b) Separación Máxima.

$$\frac{d}{3} = \frac{97cm}{3} = 32cm > 30cm; AASTHO 2004 \text{ acáp. 5.10.3.2}$$

Separación Máxima para el resto de los estrobos.

$$\frac{d}{2} = \frac{95cm}{2} = 47.5cm > 45cm; AASTHO 2004 \text{ acáp. 5.10.3.2}$$

Los primeros 5m @ 30cm, luego @ 45cm.

- **Deflexión en Vigas.**

Deflexión en Viga Interior.

$$\Delta_{max} = \frac{L}{1000}$$

$$\Delta_{max} = \frac{1800cm}{1000}$$

$$\Delta_{max} = 1.8cm$$

a) Deflexión por Carga Muerta.

$$\Delta_{cm} = \frac{5 * \omega * L^4}{384 * E * I}$$

b) Calculo de Inercia.

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I = \frac{126cm * (20cm)^3}{12} + \frac{40 * (75cm)^3}{12}$$

$$I = 1,490,250cm^4$$

$$\Delta_{cm} = \frac{5 * 1621.5 * 1800^4}{384 * (2 * 10^6) * 1,490,250}$$

$$\Delta_{cm} = 0.74cm$$

c) Deflexión por Carga.

$$W_{cv} = \frac{\left[2 \left(\frac{16}{2.2} \right) + \left(\frac{16}{2.2} \right) + \left(\frac{4}{2.2} \right) * 1000 \right]}{2800}$$

$$W_{cv} = \frac{18.18kg}{cm}$$

$$\Delta_{cv} = \frac{5 * 18.2 * 1800^4}{384 * (2 * 10^6) * 1,490,250}$$

$$\Delta_{cv} = 0.03cm$$

$$\sum \Delta = 0.83 + 074 = 1.57 \text{ cm}$$

$$\sum \Delta < \Delta_{max}$$

$$1.6 < 1.8$$

Si cumple.

Deflexión en Viga Exterior.

$$\Delta_{max} = \frac{L}{1000}$$

$$\Delta_{max} = \frac{1800 \text{ cm}}{1000}$$

$$\Delta_{max} = 1.8 \text{ cm}$$

a) Deflexión por Carga Muerta.

$$\Delta_{cm} = \frac{5 * \omega * L^4}{384 * E * I}$$

b) Calculo de Inercia.

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I = \frac{97 \text{ cm} * (20 \text{ cm})^3}{12} + \frac{40 * (77 \text{ cm})^3}{12}$$

$$I = 1,586,443.33 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_{cm} = \frac{5 * 1781.55 * 1800^4}{384 * (2 * 10^6) * 1,586,443.33}$$

$$\Delta_{cm} = 0.77 \text{ cm}$$

Deflexión por Carga Viva.

$$W_{cv} = \frac{\left[2 \left(\frac{16}{2.2} \right) + \left(\frac{16}{2.2} \right) + \left(\frac{4}{2.2} \right) * 1000 \right]}{2800}$$

$$W_{cv} = \frac{18.18 \text{ kg}}{\text{cm}}$$

$$\Delta_{cv} = \frac{5 * 18.2 * 1800^4}{384 * (2 * 10^6) * 1,586,443.33}$$

$$\Delta_{cv} = 0.78cm$$

$$\sum \Delta = 0.78 + 0.77 = 1.55cm$$

$$\sum \Delta < \Delta_{max}$$

$$1.55 < 1.8$$

Si cumple.

9.3. Modelamiento de SAP.

El Software SAP2000 tiene la finalidad de uso del modelamiento de la estructura, para la obtención de momentos y de esta forma comparar con las normativas, si se mantienen dentro del margen crítico de diseño.

Al momento de diseño del puente en estudio se tomaron en cuenta las dimensiones propuestas, que según los cálculos realizados manualmente cumplían con el propósito de Soportar la estructura. A continuación, se presenta el proceso que se llevó a cabo para el modelado de la estructura en SAP.

1. Selección de Plantilla.

Al abrir el programa se genera un nuevo documento en el cual pide la opción de escoger un nuevo modelo, por defecto el programa trae muchos modelos a escoger, en este caso escogeremos el modelo “Blank”, que es para el diseño de un modelo nuevo totalmente en blanco, en el cual permite un modelado desde 0 cualquier diseño.

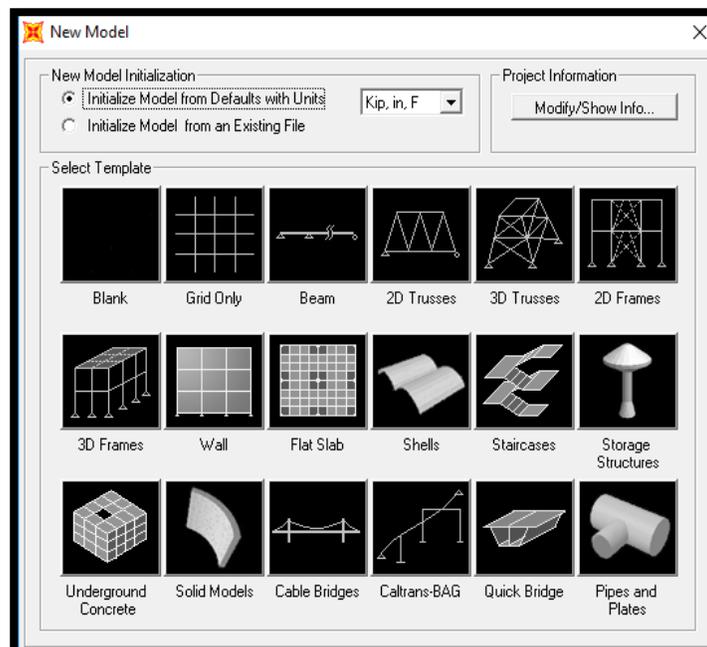


Figura 9.14 Selección de Modelo

Fuente Propia

2. Bridge Wizard.

Este complemento de SAP2000 que permite modelar un puente casi en su totalidad, en este complemento podemos editar dimensiones del puente, cargas, elementos, vehículos y las combinaciones de cargas (COMBOS) los cuales se verán interactuando con la estructura.

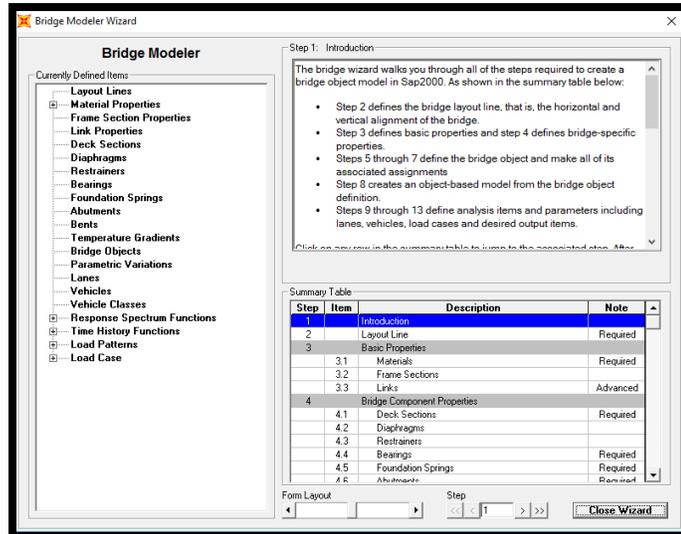


Figura 9.15 Bridge Modeler Wizard

Fuente Propia

Línea Eje.

Se genera una línea central que servirá de eje de referencia a las vías del puente, estas se encontraran de forma paralela a la línea eje, este será el punto de partida para el modelado, esta línea tendrá una longitud de 18m en el eje X.

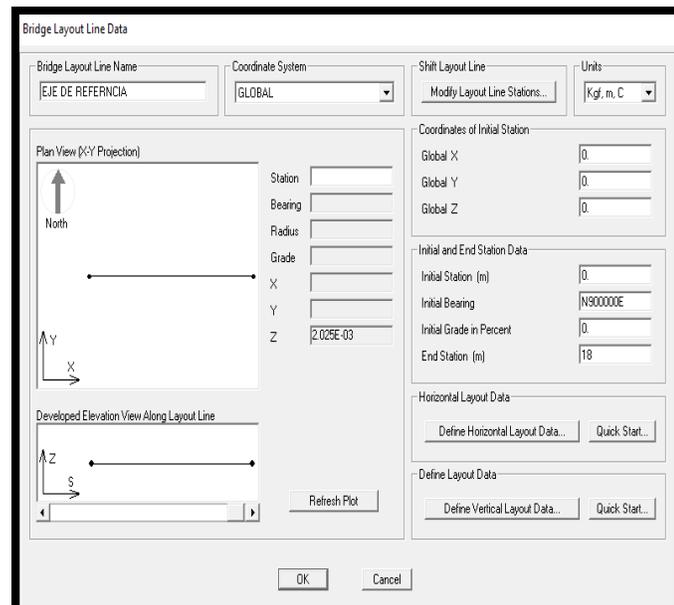


Figura 9.16 Eje de Referencia

Fuente Propia

3. Material de Diseño.

Se crea un material de diseño en base al concreto con una Resistencia de 5000 PSI y un módulo de elasticidad de 2844200, este material será usado en la conformación de la losa, de la viga y de los diafragmas para que tenga un diseño homogéneo.

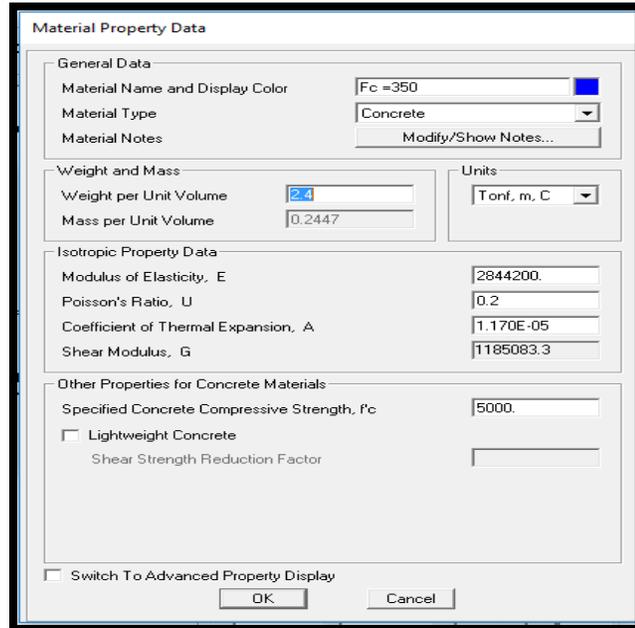


Figura 9.17 Material de Diseño

Fuente Propia

4. Deck Section.

Se crea una seccion de puente nueva, en esta venta se nos muestra una serie de secciones que el software tiene por defecto, donde aparecen las diferentes secciones tipicas de puentes, en este caso se selecciona la opcion “Tee Been” que representa al puente tipo Viga – Losa.

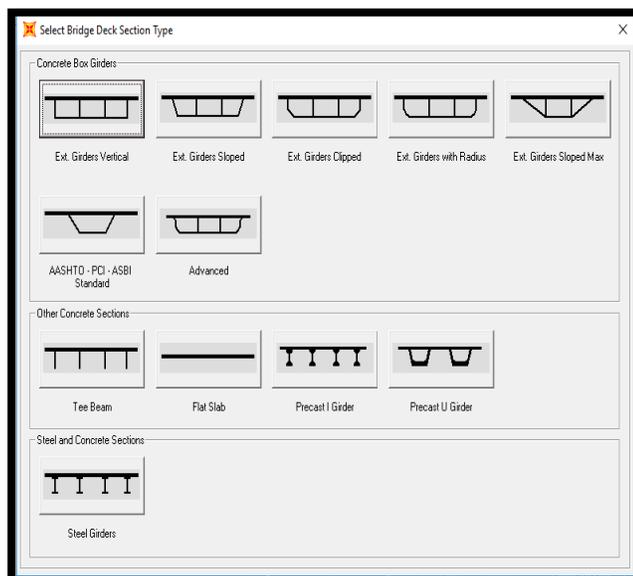


Figura 9.18 Sección Típica de Puente

Fuente Propia

5. Dimensionamiento de Sección.

Se definen el material, las dimensiones (alto, ancho y espesor) que tendrán los complementos del puente como lo son, aceras, losa y vigas, a su vez se definen la cantidad de vigas que tendrá el puente.

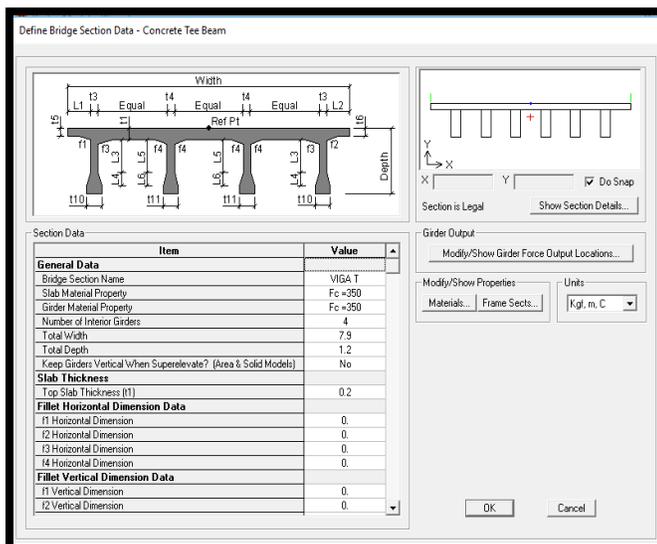


Figura 9.19 Dimensionamiento de Puente

Fuente Propia

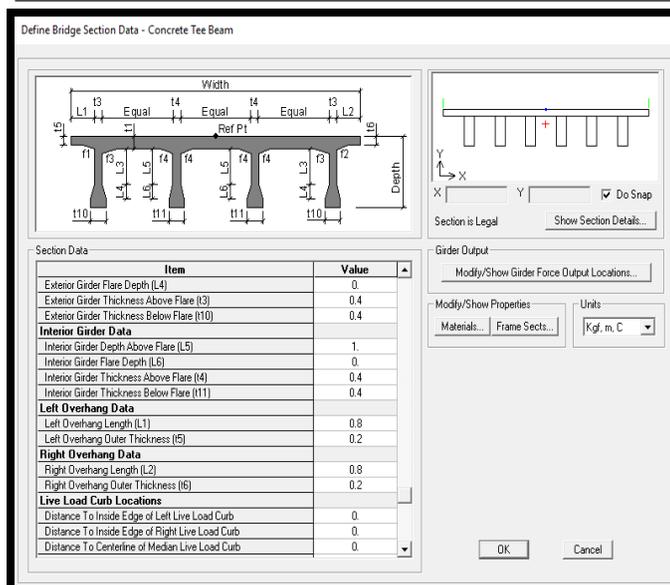


Figura 9.20 Dimensionamiento de Puente

Fuente Propia

6. Apoyos.

Se crean dos tipos nuevos de apoyos para los extremos del puente uno Fijo “Fixed” y uno Móvil “Pined” para permitir los movimientos por dilatación de los materiales ante cambios de la temperatura ambiente al momento de llevarlo a campo.

The screenshot shows a dialog box titled "Bridge Abutment Data". At the top right, there is a "Units" dropdown menu set to "Kgf, m, C". Below this, the "Bridge Abutment Name" field contains the text "FIJO". The "Girder Support Condition" section has two radio buttons: "Integral" (unselected) and "Connect to Girder Bottom Only" (selected). The "Substructure Type" section has two radio buttons: "Foundation Spring" (selected) and "Continuous Beam (Continuously Supported)" (unselected). Below these are fields for "Section Property" and "Beam Length", both with "+" icons and empty input boxes. The "Foundation Spring" section has a "Foundation Spring Property" dropdown menu set to "Fixed". A note at the bottom states: "Note: When substructure type is grade beam, foundation spring property represents a line spring." At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

Figura 9.21 Apoyo Fijo

Fuente Propia

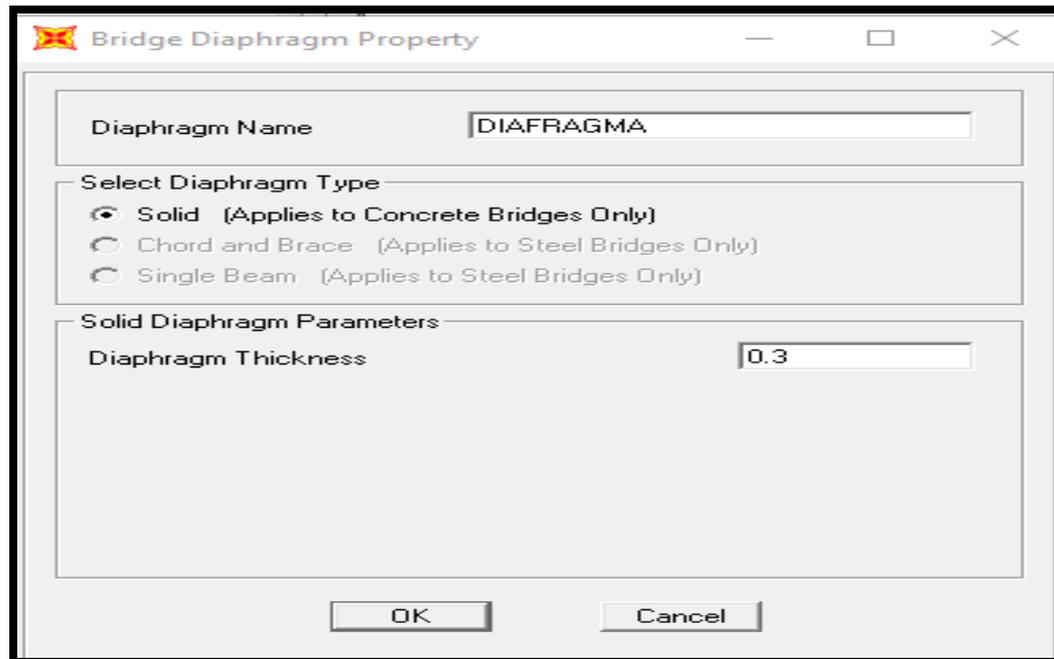
The screenshot shows a dialog box titled "Bridge Abutment Data". At the top right, there is a "Units" dropdown menu set to "Kgf, m, C". Below this, the "Bridge Abutment Name" field contains the text "MOVIL". The "Girder Support Condition" section has two radio buttons: "Integral" (unselected) and "Connect to Girder Bottom Only" (selected). The "Substructure Type" section has two radio buttons: "Foundation Spring" (selected) and "Continuous Beam (Continuously Supported)" (unselected). Below these are fields for "Section Property" and "Beam Length", both with "+" icons and empty input boxes. The "Foundation Spring" section has a "Foundation Spring Property" dropdown menu set to "Pinned". A note at the bottom states: "Note: When substructure type is grade beam, foundation spring property represents a line spring." At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

Figura 9.22 Apoyo Móvil

Fuente Propia

7. Diafragmas.

Se agrega un nuevo formato de diafragma, seleccionan las dimensiones de este las cuales serán 30cm de espesor como loes indicado en los cálculos.



Bridge Diaphragm Property

Diaphragm Name: DIAFRAGMA

Select Diaphragm Type:

- Solid (Applies to Concrete Bridges Only)
- Chord and Brace (Applies to Steel Bridges Only)
- Single Beam (Applies to Steel Bridges Only)

Solid Diaphragm Parameters:

Diaphragm Thickness: 0.3

OK Cancel

Figura 9.23 Diafragma

Fuente Propia

8. Ubicación de los Apoyos.

Se ubicarán los apoyos en el inicio y el final encada uno se ubicara un móvil y un fijo con la finalidad del equilibrio estructural, los apoyos estarán cargando los extremos de la losa, se omite el diseño de los apoyos aunque esto no afecta el análisis.

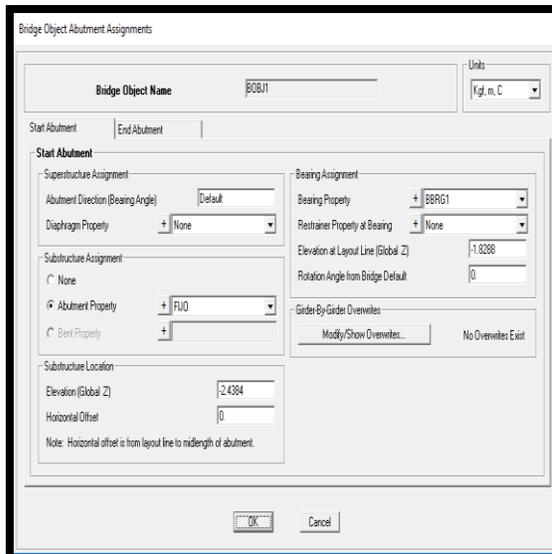


Figura 9.24 Apoyo Inicial
Fuente Propia

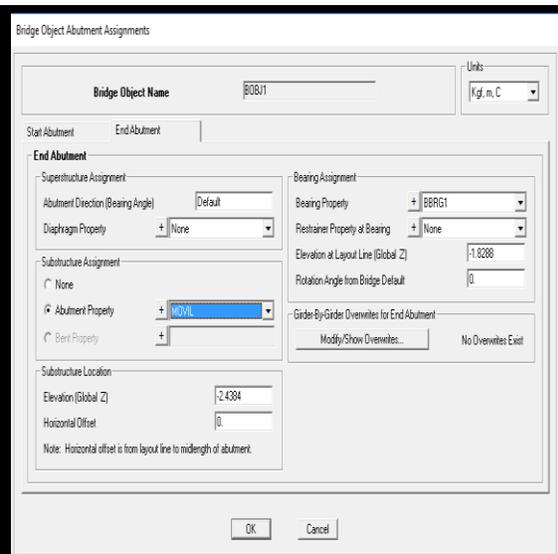


Figura 9.25 Apoyo Final
Fuente Propia

9. Ubicación de Diafragmas.

Los Diafragmas a como se indica en los cálculos estarán ubicados cada cuarta parte del puente, también se indica que habrán 2 diafragmas en los extremos, estos el programa no permite ubicarlos de forma automática por lo que se deben replicar de los dos centrales.

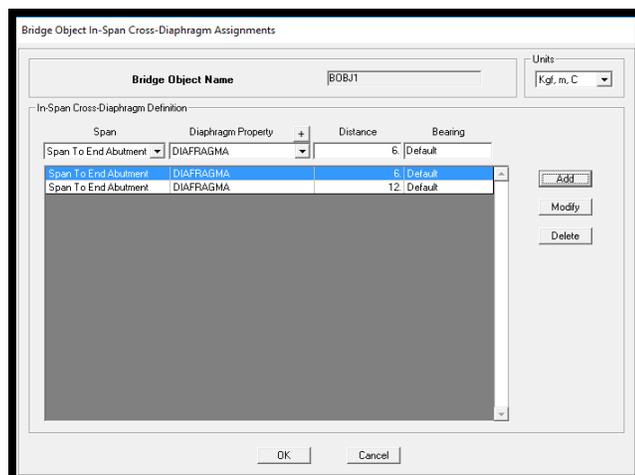


Figura 9.26 Ubicación de Diafragmas
Fuente Propia

10. Modelo Vinculado.

Al momento de la presentación de modelo SAP tiene por defecto una presentación de modelo tipo marco en donde solo presentan los modelos tipo marcos o “Frame” en los cuales se ven únicamente los ejes, por lo que se debe de modificar a un modelo de Área en donde se nos mostrara el modelo en 3D.

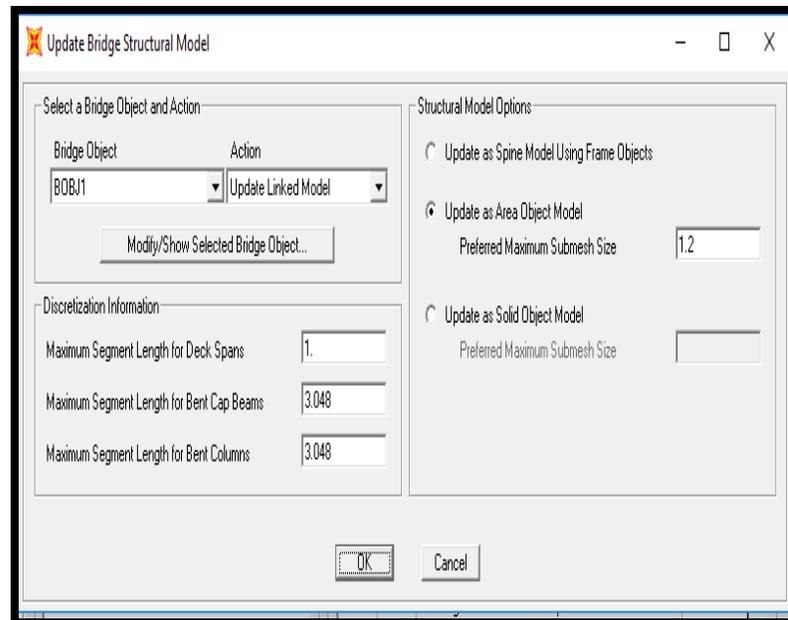


Figura 9.27 Tipo de Modelo Vinculado

Fuente Propia

11. Carriles.

Se crean dos carriles a los lados del eje central con un ancho de 3.15m que es el espacio en el cual se desplazaran los vehículos y se da espacio a la acera para crearse posteriormente, a los carriles se les crea un eje propio a los 1.575m por cada lado respectivamente.

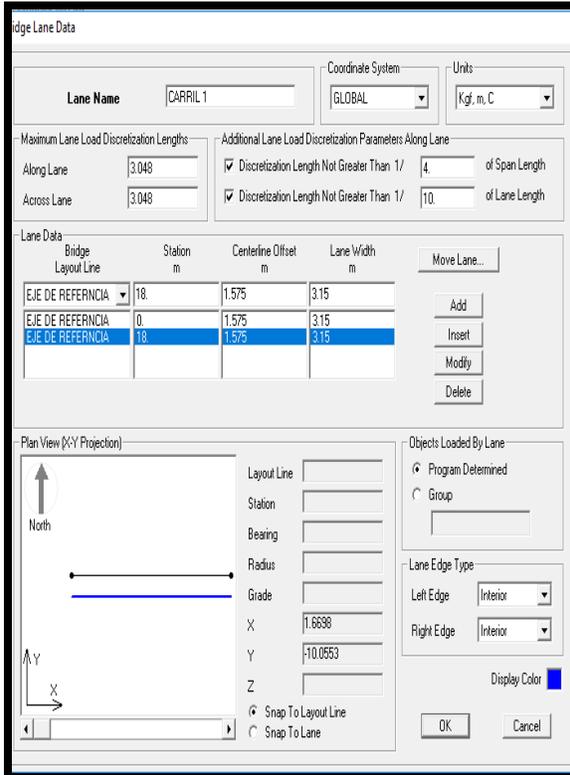


Figura 9.28 Carril Derecho

Fuente Propia

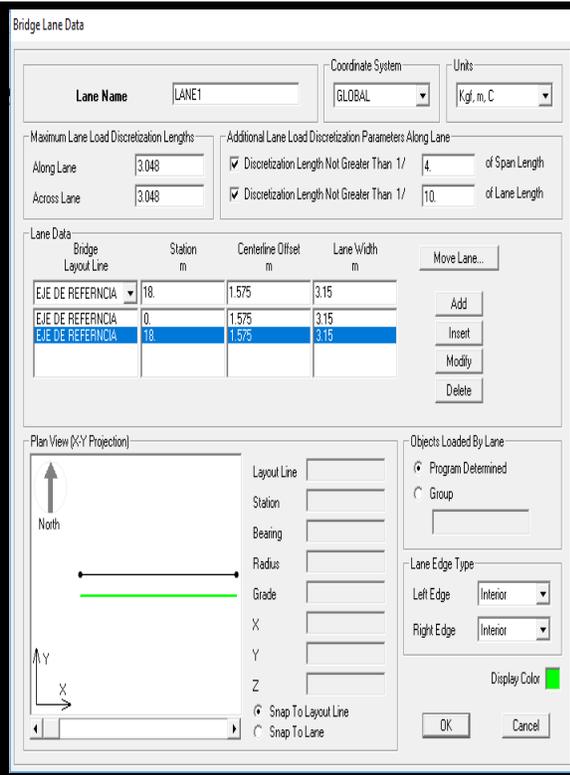


Figura 9.29 Carril Izquierdo

Fuente Propia

12. Clase de Vehículos.

Se agregan 2 nuevos Vehículos según la AASHTO los cuales representan los vehículos de diseño por carril. HL93-K Regular truck plus lane load. HL93-M Military vehicle (tandem) plus lane load. Ambos pertenecientes a la categoría HS-20 y un factor de impacto del 30%.

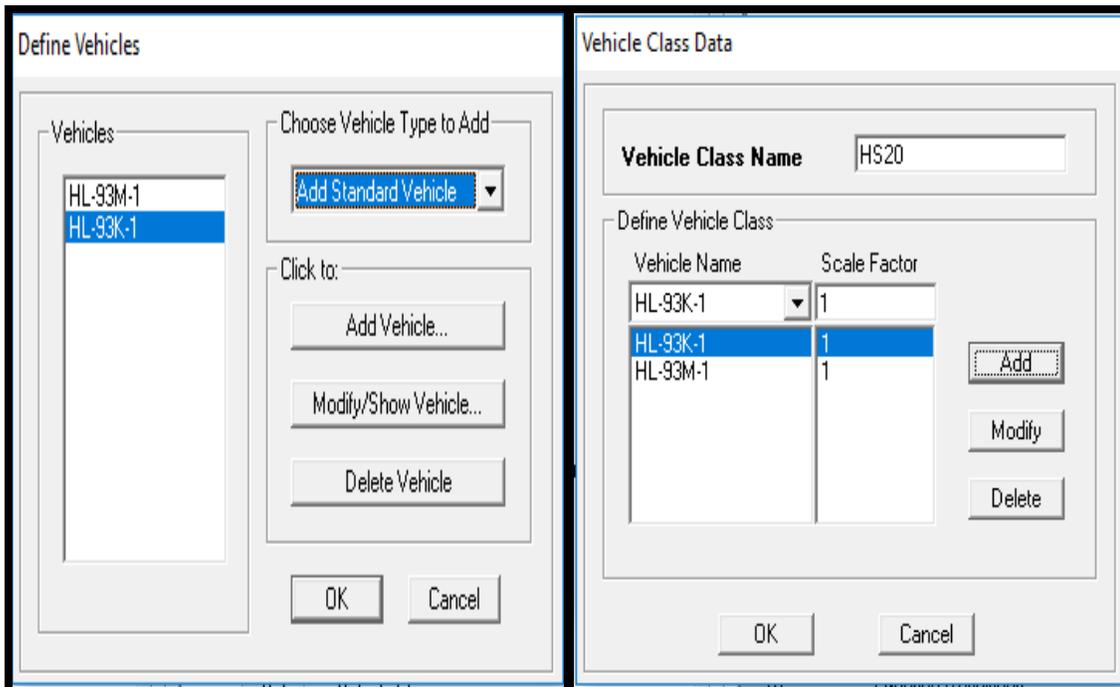


Figura 9.30 Tipos de Vehículos

Fuente Propia

Figura 9.31 Clases de Vehículos

Fuente Propia

13. Patrones de Cargas.

Se definen las cargas que afectaran la estructura en si al momento de la simulación, los primeros patrones de carga que se definen son las cargas muertas (Peso propio, los componentes de la acera y el asfalto; también se añade un patrón de carga viva como lo es la carga peatonal.

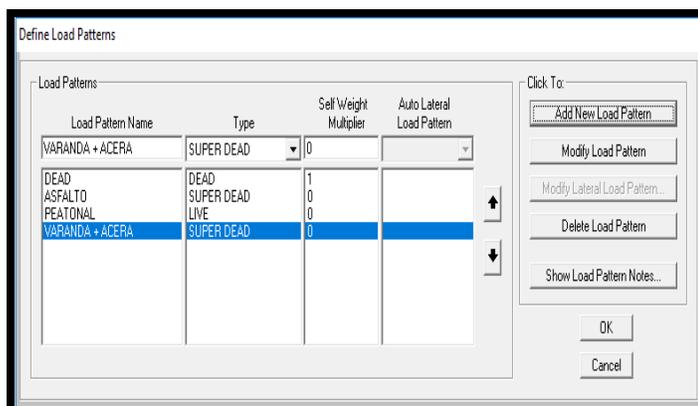


Figura 9.32 Patrones de Carga

Fuente Propia

14. Casos de Cargas.

Los casos de carga será el factor inicial para configurar los COMBOS que más adelante se usaran para los cálculos de deformaciones, inicialmente se agrega una una carga móvil con base en el vehículo clase HS-20.

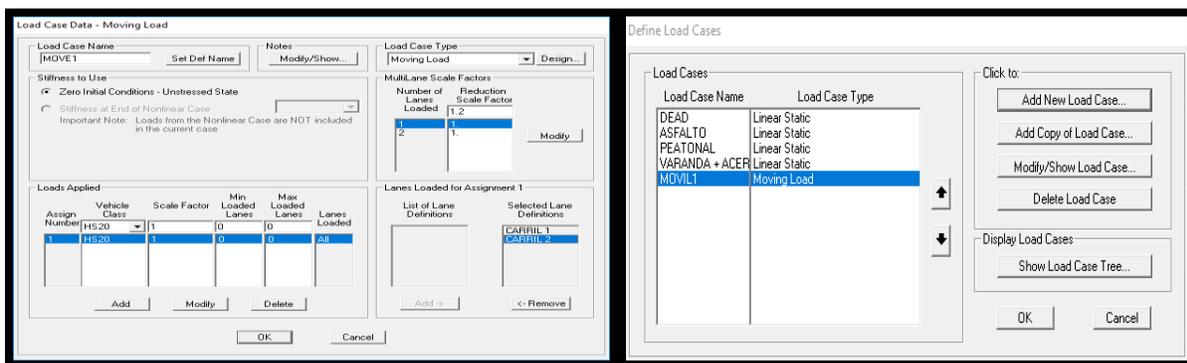


Figura 9.33 Carga Movil

Fuente Propia

Figura 9.34 Casos de Carga

Fuente Propia

15. Resultados por Mostrar.

Por defecto SAP trae marcadas todas las opciones para mostrar datos, por motivos de diseño se dejan marcados para observar, cortantes, momentos, deflexiones, desplazamientos y reacciones. Estos resultados serán arrojados por el software se mostraran a través de gráficos preestablecidos y por tablas que luego pueden ser exportados a Excel.

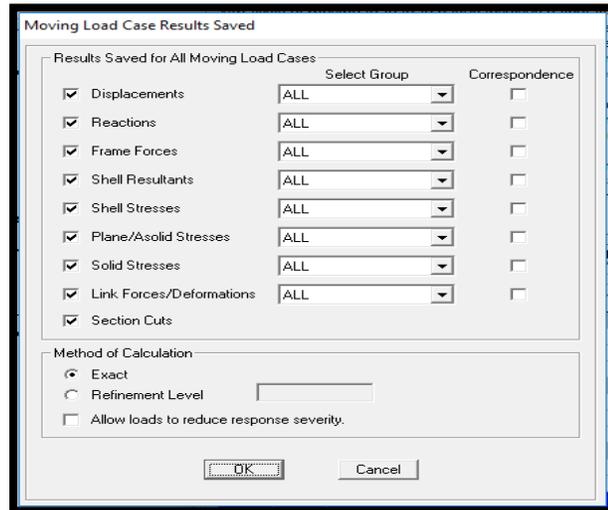


Figura 9.35 Resultados a Mostrar

Fuente Propia

16. Modelo Generado.

Se genera un modelo en 3D completo en donde podemos ver el puente de forma laminar o de forma sólida, según la necesidad de las modificaciones que se requieran hacer.

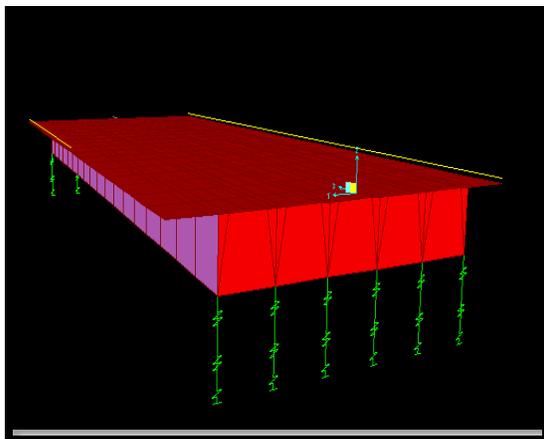


Figura 9.36 Vista Laminar Superior

Fuente Propia

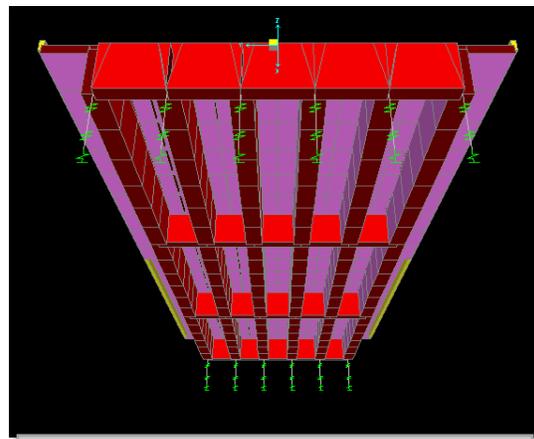


Figura 9.37 Vista Solida Inferior

Fuente Propia

17. Sección de Acera y Barandas.

Se crea un nuevo “Frame” con el objeto de darla ubicación de la línea que separara los carriles de la acera, este se configura para que no genere peso pero si cargas. Esta línea frame se ubica a 0.8m de la línea borde del puente a ambos lados.

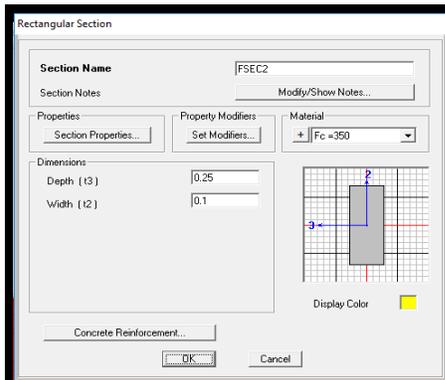


Figura 9.38 Elemento Frame
Fuente Propia.

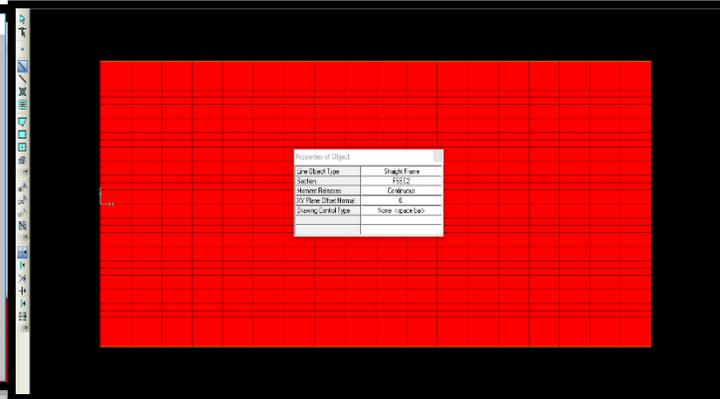


Figura 9.39 Ubicación del Frame
Fuente Propia

18. División de Áreas.

Se selecciona toda la sección Plana del Puente, en los ejes “xy” para ver la sección completa del puente desde una vista elevada, esto con el objetivo de dividir el puente en 3 partes 2 aceras y 1 de carriles, en base a las líneas Frame ya generadas y ubicadas a la longitud de acera.



Figura 9.40 Selección de Áreas a Dividir
Fuente Propia.

Rediseño Estructural de la Superestructura del Puente el Kíway

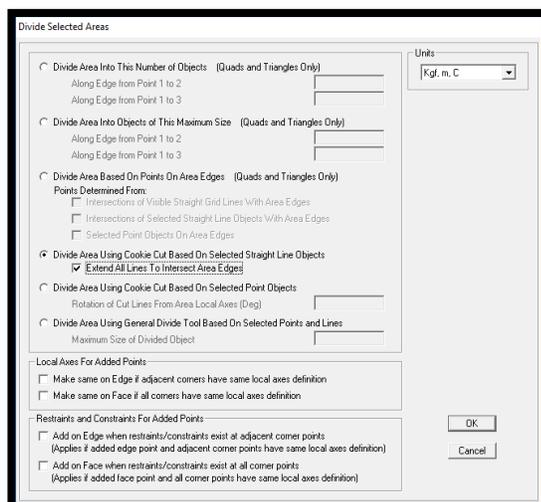


Figura 9.41 Formato de División.

Fuente Propia

19. Asignación de Carga.

Se selecciona el área perteneciente a los carriles, y se asigna una carga asfáltica de 0.045ton/m^2 . Luego se selecciona el área de la acera en donde se le asignaran las cargas peatonales. Por ultimo en los elementos Frame se asigna la carga de Acera más Baranda.

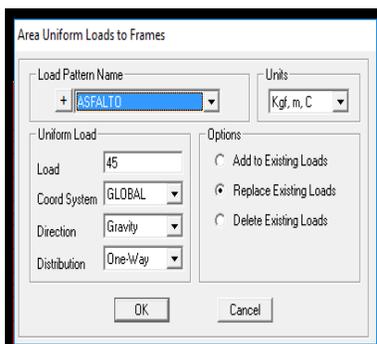


Figura 9.42 Carga
Asfáltica

Fuente Propia

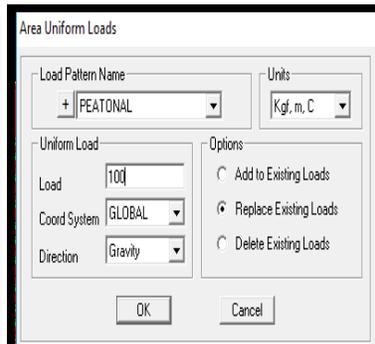


Figura 9.43 Carga
Peatonal

Fuente Propia

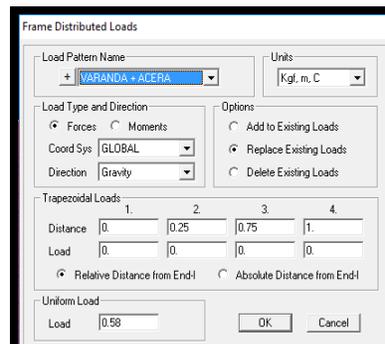


Figura 9.44 Carga Acera
Fuente Propia

20. Combinaciones de Cargas.

Para el análisis de Resultados se generan 2 Combos uno de las cargas de Servicio o de carga Muerta que genera el peso propio de la estructura y un combo de Resistencia ultima que incluye la carga generada por el peso propio y la carga generada por el camión de diseño.

The screenshot shows the 'Load Combination Data' dialog box with the following configuration:

- Load Combination Name (User-Generated):** SERVICIO
- Notes:** Modify/Show Notes...
- Load Combination Type:** Linear Add
- Options:** Convert to User Load Combo, Create Nonlinear Load Case from Load Combo
- Define Combination of Load Case Results:**

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
VARANDA + ACERA	Linear Static	1
ASFALTO	Linear Static	1
DEAD	Linear Static	1
PEATONAL	Linear Static	1
VARANDA + ACERA	Linear Static	1

Figura 9.45 Combo de Servicio

Fuente Propia

The screenshot shows the 'Load Combination Data' dialog box with the following configuration:

- Load Combination Name (User-Generated):** RESISTENCIA
- Notes:** Modify/Show Notes...
- Load Combination Type:** Linear Add
- Options:** Convert to User Load Combo, Create Nonlinear Load Case from Load Combo
- Define Combination of Load Case Results:**

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
MOVIL1	Moving Load	1.75
ASFALTO	Linear Static	1.5
DEAD	Linear Static	1.25
PEATONAL	Linear Static	1.75
VARANDA + ACERA	Linear Static	1.25
MOVIL1	Moving Load	1.75

Figura 9.46 Combo de Resistencia

Fuente Propia

9.3.1. Resultados de SAP2000 V.14

En base a lo anterior modelado se obtienen resultados en base a gráficos de momentos en los ejes, las fuerzas axiales aplicadas a toda la estructura y en la las diferentes vigas, también se obtiene las tablas de deformaciones en las diferentes partes del puente. De forma visual podemos observar las deformaciones en el puente (exagerado con propósito de visualización).

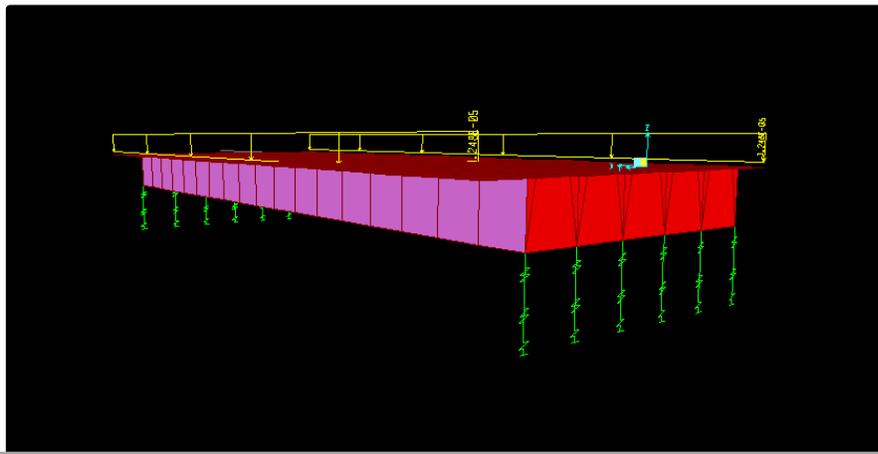


Figura 9.47 Puente Cargado.

Fuente Propia

Deformación Visual.

SAP nos permite apreciar la deformación Elástica, esta reversible o no permanente, el cuerpo recupera su forma original al retirar la fuerza que le provoca la deformación. En este tipo de deformación, el sólido, al variar su estado tensional y aumentar su energía interna en forma de energía potencial elástica, solo pasa por cambios termodinámicos reversibles.

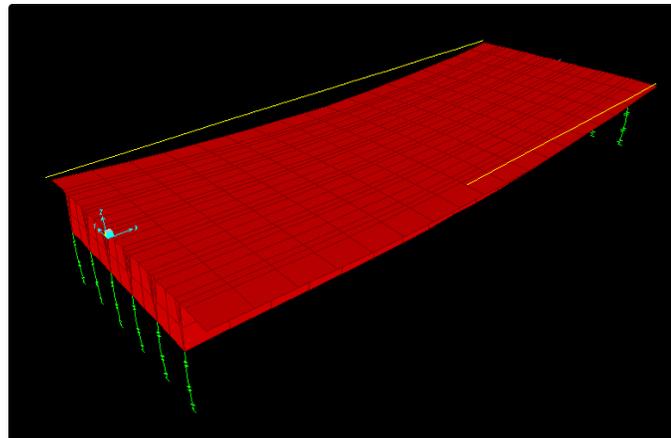


Figura 9.48 Deformación Visual.

Fuente Propia

9.3.1.1. Resultados de Momentos en Vigas.

Viga Interior.

Según los cálculos realizados manualmente la sección de viga de la Viga exterior presenta un Momento Ultimo de 217,419.57kg.m, a su vez un Momento Resistente de 243,423.57kg.m por tanto cumplía con los criterios de diseño.

SAP indica según los datos insertados que la estructura presenta un Momento Ultimo de 197,784.82kg.m siendo este menor que el momento Resistente ya calculado por tanto cumple con los criterios de Diseño.

$$MR = 243,423.57kg.m$$

$$> 197,784.82kg.m$$

$$MR = 243,423.57kg.m > 217,419.54kg.m$$

$$MR > Mu \text{ OK}$$

Viga Exterior.

Según los cálculos realizados manualmente la sección de viga de la Viga exterior presenta un Momento Ultimo de 225,846.kg.m, a su vez un Momento Resistente de 229,505.10kg.m por tanto cumplía con los criterios de diseño.

SAP indica según los datos insertados que la estructura presenta un Momento Ultimo de 218,581.54kg.m siendo este menor que el

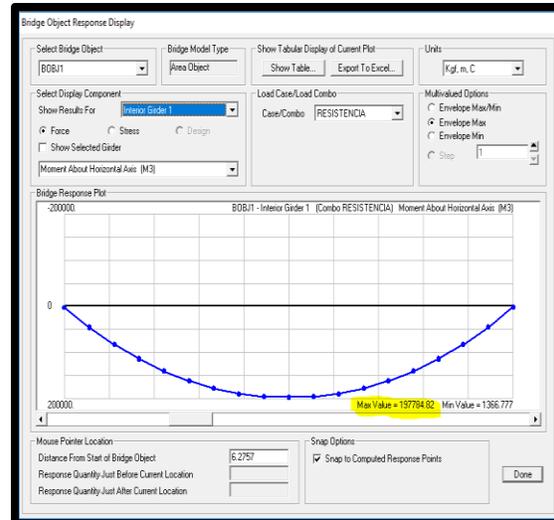


Figura 9.49 Momento Máximo Viga Interior

Fuente Propia

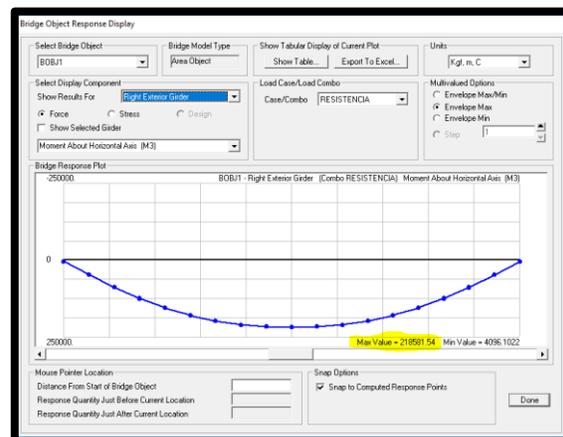


Figura 9.50 Momento Máximo Viga Exterior

Fuente Propia

momento Resistente ya calculado por tanto cumple con los criterios de Diseño.

$$MR = 229,505.10kg.m > 225,846.kg.m$$

$$MR = 229,505.10kg.m > 218,581.54kg.m$$

$$MR > Mu \text{ **OK**}$$

9.3.1.2. Resultados de Cortante.

Los Resultados Por Cortante se expresan por medio de gráficos y tablas que establecen el cortante de sección según la viga, como todo elemento simplemente apoyado el 50% del grafico es igual a la otro 50% solo que de forma invertida, aunque el SAP no lo muestre así en su gráfico.

Vigas.

Según la Tabla de Cortantes que se obtienen de SAP, se puede decir que por sección en unidad de metros, se obtienen datos de Viga Exterior que por cada metro hay una cortante Máximo en el extremo donde se apoya el puente con un cortante de 48.87ton esto para dos estribos que presenta el SAP por defecto. En nuestro caso son 4 Estribos por metro demostrando que si cumple respecto a la división presentada. Y por Viga Exterior que por cada metro hay una cortante Máximo en el extremo donde se apoya el puente con un cortante de 48.87ton esto para dos estribos que presenta el SAP por defecto. En nuestro caso son 4 Estribos por metro demostrando que si cumple respecto a la división presentada.

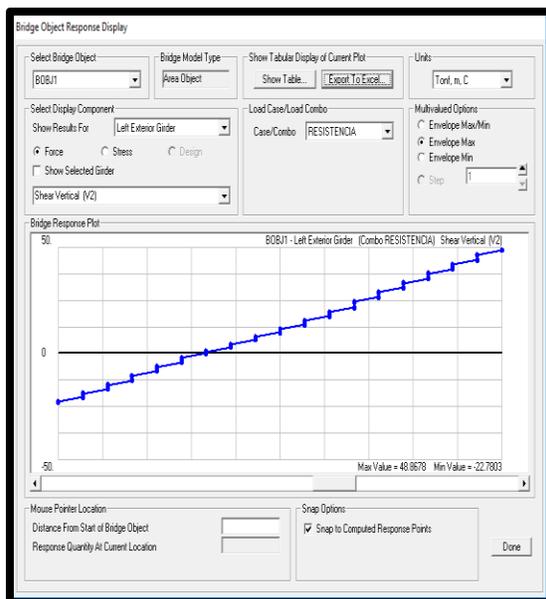


Figura 9.51 Gráfico de Cortante Viga Exterior
Fuente Propia

Distancia	V2
9	11.4353
10	15.3213
11	19.483
12	24.4228
13	28.8584
14	33.2539
15	37.6468
16	42.0469
17	46.5938
18	48.8678

Tabla 9.6
Cortantes Generados por sección para las vigas Exteriores.

Viga Interior.

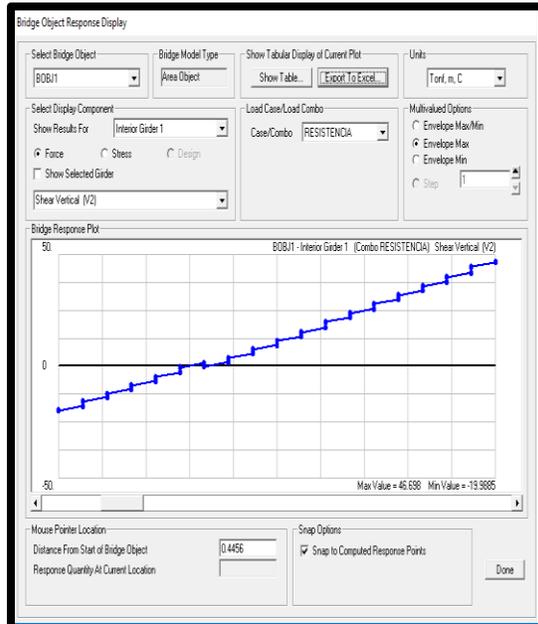


Figura 9.52 Gráfico de Cortante Viga Interior

Fuente Propia

Distancia	V2
9	11.2827
10	15.3069
11	19.8735
12	23.7071
13	28.0012
14	31.9588
15	35.8883
16	39.9723
17	44.67
18	46.698

Tabla 9.7
Cortantes Generados por sección para las vigas interiores.
Fuente Propia.

Porcentaje de Acero.

En cuanto a la separación de las varillas en vigas, el reglamento del A.C.I. 318-02 recomienda lo siguiente:

- La distancia libre entre barras paralelas no debe ser menor que: El diámetro nominal de las barras: 1.3 veces el tamaño máximo del agregado grueso ó 2.5 cm.
- Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las varillas de las capas superiores deben colocarse exactamente arriba de las que están en las capas inferiores, con una distancia libre entre ambas, no menor de 2.5 cm.

Esto nos da a entender que nuestro diseño de losa y de armado cumple con lo requerido en cuanto a espaciamiento y unión; podemos decir también que la parte donde se usa más acero es la parte baja de losa y la parte superior de las vigas en donde se realiza la unión

entre viga y losa. El SAP demuestra que la hipótesis es cierta pues muestra como la mayor cantidad de acero es requerida en esta zona.

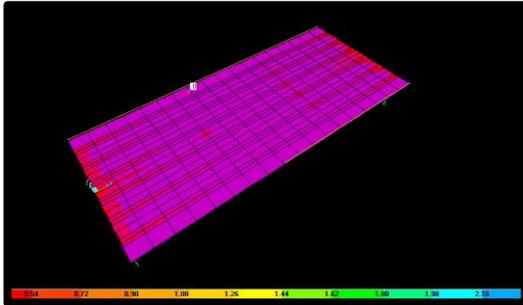


Figura 9.53 Delimitación de Acero
en Losa
Fuente Propia

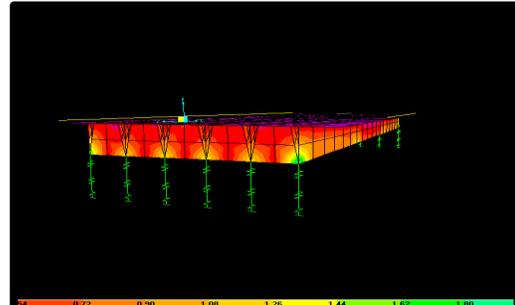


Figura 9.54 Delimitación de Acero
en Diafragma
Fuente Propia

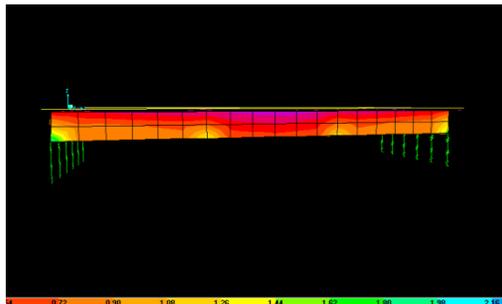
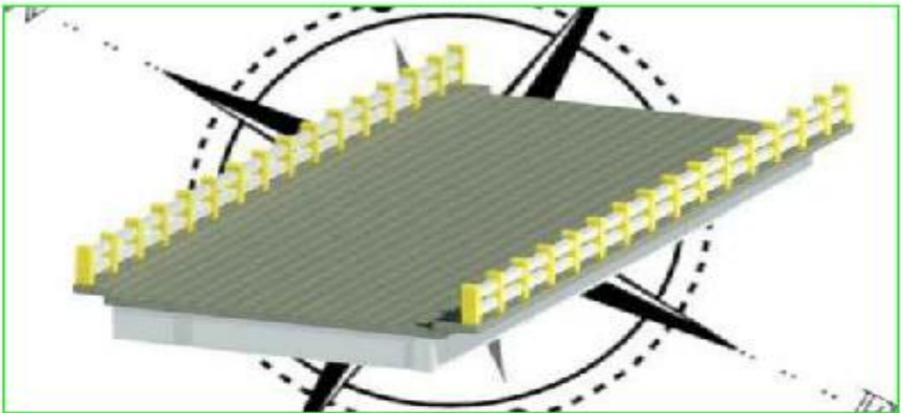


Figura 9.55 Delimitación de Acero
en Viga
Fuente Propia

9.4. Planos Estructurales

INDICE	
LAMINA 1	DETALLE DE VIGAS Y LOSA
LAMINA 2	PLANTA DE LOSA Y ACERA PEATONAL
LAMINA 3	CORTE TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DE LOSA Y ACERA PEATONAL
LAMINA 4	ELEVACION TRANSVERSAL
LAMINA 5	ELEVACION LONGITUDINAL

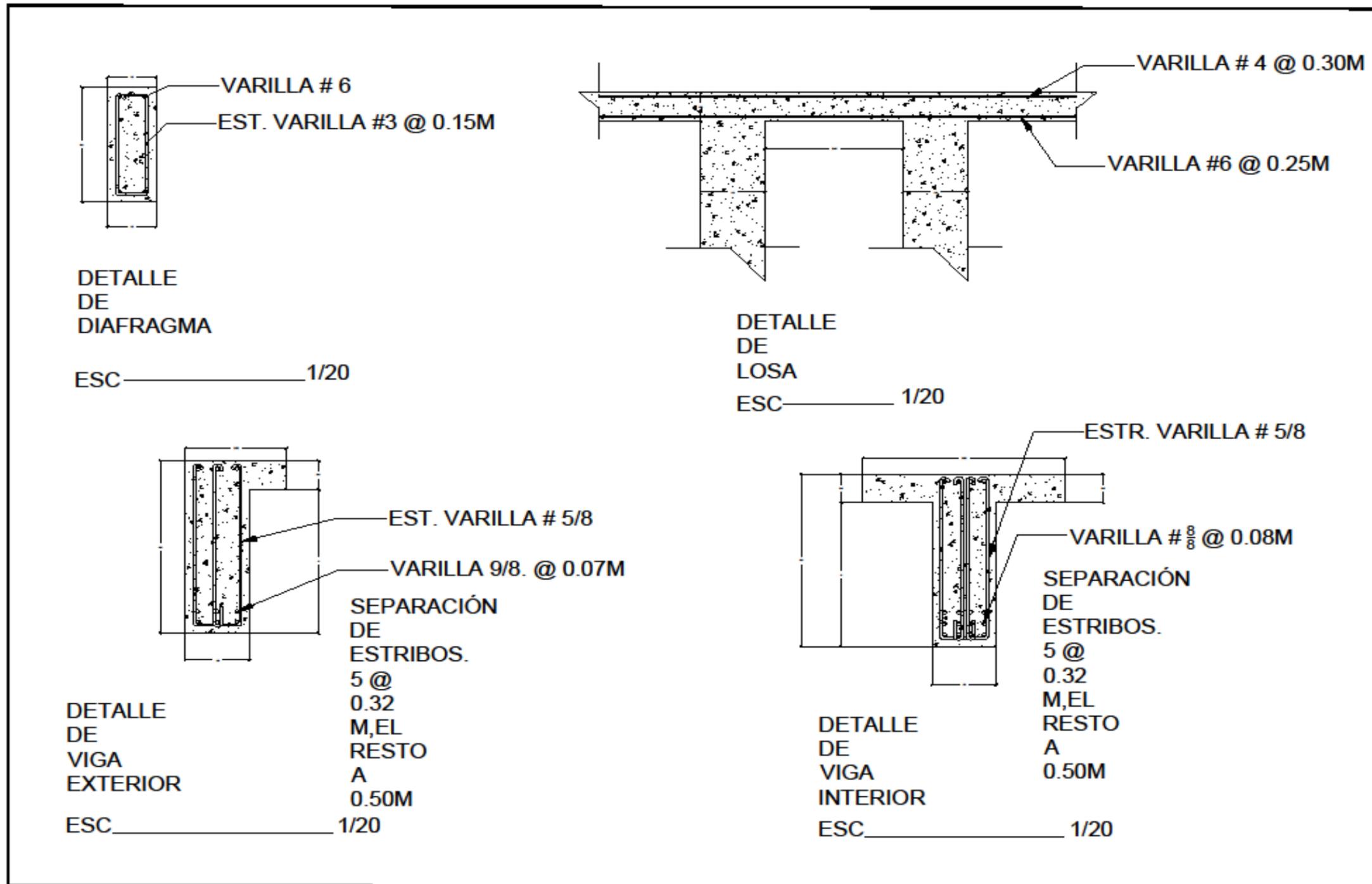
TABLA DE MATERIALES	
CONCRETO	5000 PSI
ACERO	2800 Kg/cm ²
ACERO PRINCIPAL	VARILLA #9
ESTRIBOS	VARILLA #6
ACERO DE CONTRACCION Y TEMPERATURA	VARILLA #6





	
"PROPUESTA DE REDISEÑO DE LA SUPER ESTRUCTURA DEL PUENTE EL KÍWAY"	
EL ALMENDRO-RIO SANJUAN	
PE	
PORTADA	
<small>PL. 00 - GUARDERÍAS PORTADA</small>	
<small>SIN ESCALA</small>	0
<small>28/11/2017</small>	

IMPRESO EN FECHA: 28/11/2017



PROYECTO:

"PROPUESTA DE REDISEÑO DE LA SUPER ESTRUCTURA DEL PUENTE EL KÍWAY"

UBICACION:

EL ALMENDRO-RIO SANJUAN

CONTENIDO:

DETALLE DE VIGAS Y LOSA

ESPECIALIDAD:

PLANO ESTRUCTURALES

REVISADO POR:

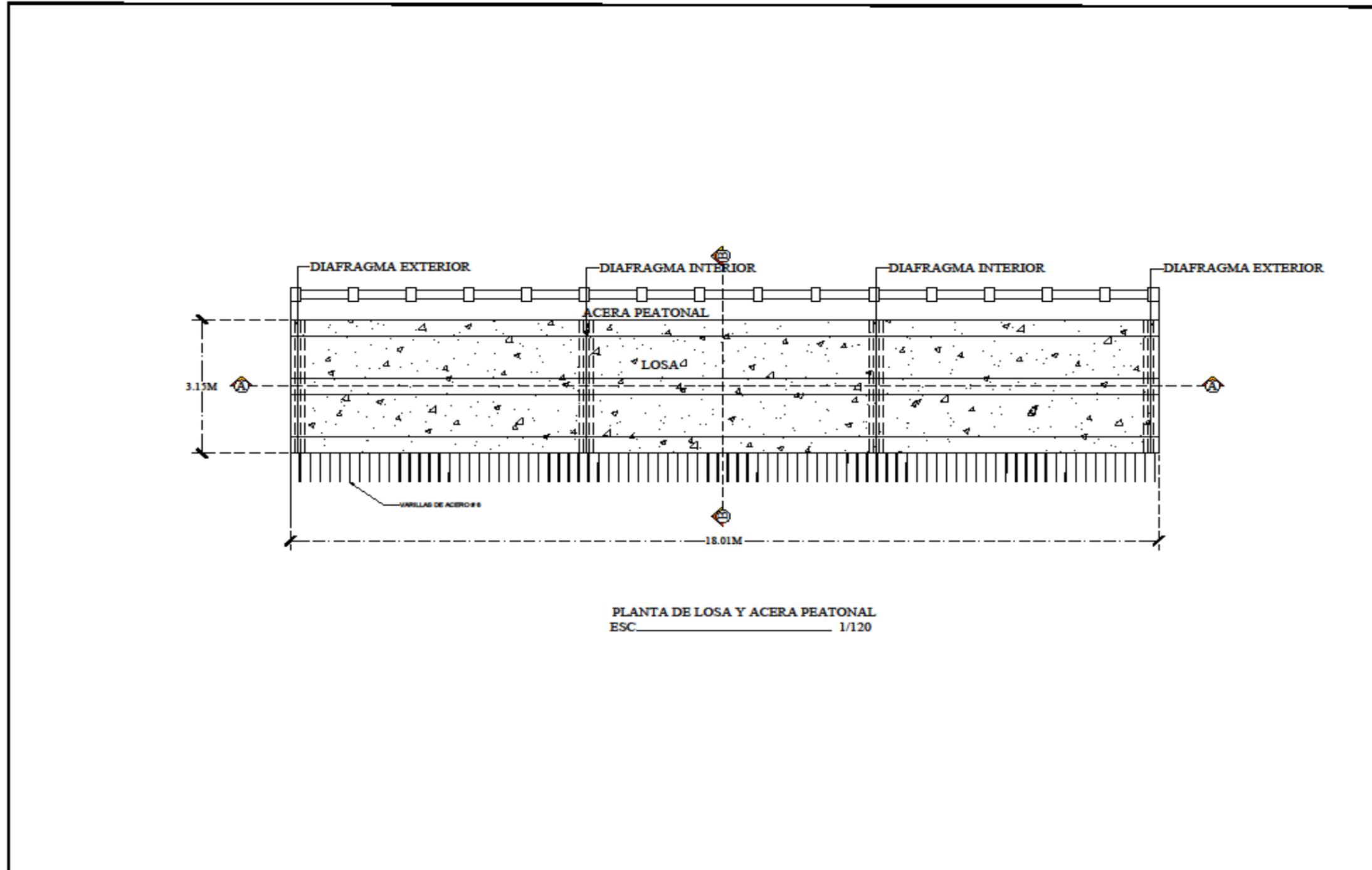
ING. BAYARDO ALTAMIRANO

DIBUJO:

BR. NESTOR FLEY FLEY
 BR. KENIA GUTIERREZ MENA
 BR. JULIO POLANCO

ESCALA:
 1/20
 FECHA:
 18/12/2017

NO. DE HOJA
 5



PROYECTO:

**"PROPUESTA DE
REDISEÑO DE LA
SUPER
ESTRUCTURA DEL
PUENTE EL KÍWAY"**

UBICACION:

EL ALMENDRO-RIO SANJUAN

CONTENIDO:

**PLANTA DE LOSA Y ACERA
PEATONAL**

ESPECIALIDAD:

PLANO ESTRUCTURALES

REVISADO POR:

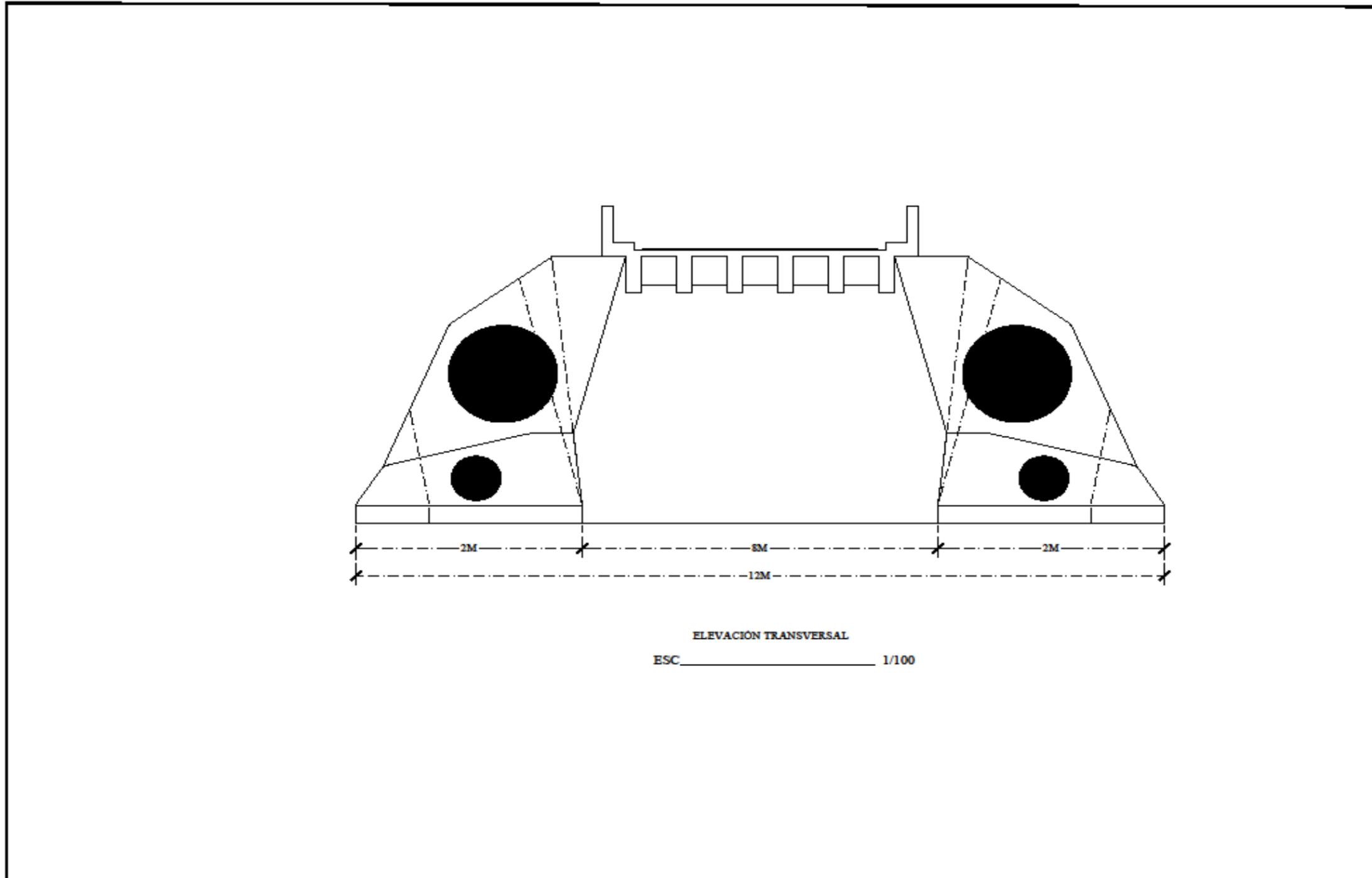
ING. BAYARDO ALTAMIRANO

DIBUJO:

BR. NESTOR FLEY FLEY
BR. KENA GUTIERREZ MENA
BR. JULIO POLANCO

ESCALA:
1/120
FECHA:
18/12/2017

NO. DE HOJA
1



PROYECTO:

"PROPUESTA DE REDISEÑO DE LA SUPER ESTRUCTURA DEL PUENTE EL KÍWAY"

UBICACION:

EL ALMENDRO-RIO SANJUAN

CONTENIDO:

ELEVACION TRANSVERSAL

ESPECIALIDAD:

PLANO ESTRUCTURALES

REVISADO POR:

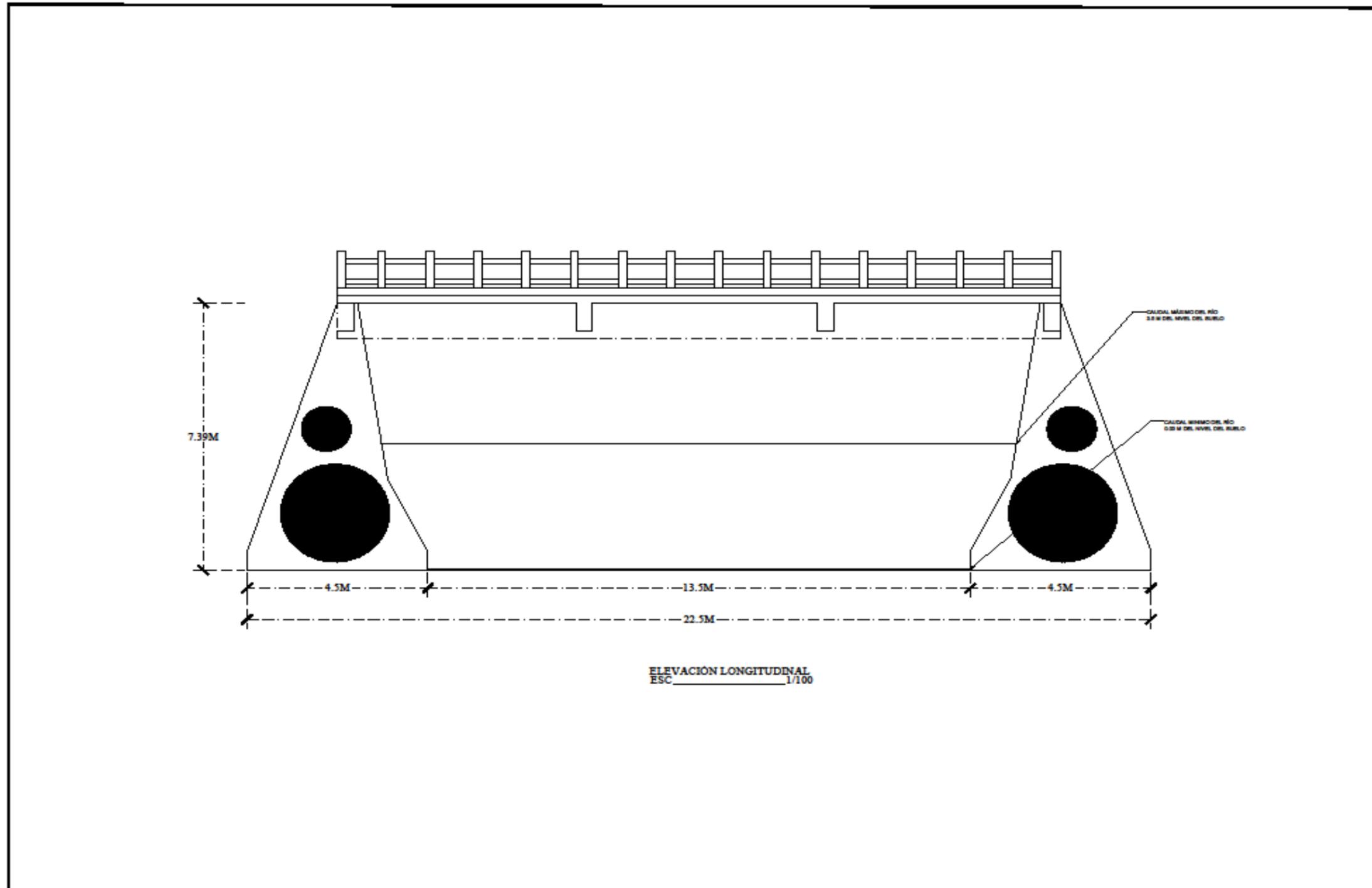
ING. BAYARDO ALTAMIRANO

DIBUJO:

BR. NESTOR FLEY FLEY
BR. KENA GUTIERREZ MENA
BR. JULIO POLANCO

ESCALA:
1/100
FECHA:
18/12/2017

NO. DE HOJA
2



PROYECTO:

**"PROPUESTA DE
REDISEÑO DE LA
SUPER
ESTRUCTURA DEL
PUENTE EL KÍWAY"**

UBICACION:

EL ALMENDRO-RIO SANJUAN

CONTENIDO:

ELEVACION LONGITUDINAL

ESPECIALIDAD:

PLANO ESTRUCTURALES

REVISADO POR:

ING. BAYARDO ALTAMIRANO

DIBUJO:

BR. NESTOR FLEY FLEY
BR. KENIA GUTIERREZ MENA
BR. JULIO POLANCO

ESCALA:
1/100
FECHA:
18/12/2017

NO. DE HOJA
3

9.5. Presupuesto

RENDIMIENTOS: Se indagaron los valores de rendimientos de la mano de obra requerida y precios unitarios de las cantidades de obra anteriormente discriminadas además de sus gastos de formaletería y otras actividades derivadas del proceso de construcción tomando como fuentes la lista de precios actualizados de la cámara de la construcción y la colaboración de ingenieros con experiencia en el área.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS: Con los datos obtenidos lo siguiente fue realizar el presupuesto de la superestructura del puente el Kíway, según las cantidades de obras que conlleva la construcción de esta propuesta.

TIEMPOS Y COSTOS INDIRECTOS: Se indagaron valores promedios de tiempos de construcción para puentes con claro promedios entre 15 y 20m y así proponer una duración promedia de la ejecución de esta propuesta, estos tiempos se usaron para determinar los costos indirectos, como costos de alquiler y gastos de oficina...

9.5.1. Take Off

➤ Concreto

Cantidad de Obra

Losa de Viga Int		Un/M	Acera		Un/M	Barandas		Un/M
		d			d			d
Longitud	18	m	Longitud	18	m	Longitud	1	m
Ancho	1.26	m	Ancho	0.8	m	Ancho	0.15	m
Espesor	0.2	m	Espesor	0.2	m	Espesor	0.2	m
Volumen	18.14	m ³	Volumen	2.88	m ³	Volumen	2.16	m ³

Viga		Un/M	Poste		Un/M	Diafragma		Un/M
		d			d			d
Longitud	18	m	Largo	0.3	m	Largo	0.86	m
Ancho	0.4	m	Ancho	0.2	m	Ancho	0.3	m
Alto	1	m	Alto	1	m	Alto	0.8	m
Volumen	43.2	m ³	Volumen	1.14	m ³	Volumen	4.12	m ³

Asfalto		Un/M	Losa de Viga Ext		Un/M
		d			d
Longitud	18	m	Longitud	18	m
Ancho	6.3	m	Ancho	0.63	m
Espesor	0.025	m	Espesor	0.2	m
Volumen	2.835	m ³	Volumen	9.07	m ³

➤ Acero Vigas

Acero Principal		
Viga Rectangular Ext		Un/Md
L Viga	18	m
L Varilla	6	m
N Traslapes	3	Uni
L Traslapes	0.45	m
L Tot Traslapes	1.35	m
N Anclajes	2	Uni
L Anclajes	0.45	m
L Tot Anclajes	0.9	m
L S Desper	20.25	m
L C Desper	21.75	m
LT C Des*Vig	195.75	m
Peso Tot* Vig	985.21	kg

Acero Principal		
Viga Rectangular Ext		Un/Md
N Vigas	2	Uni
Peso Tot* Vig	985.21	kg
Peso Total	1970.42	kg

Acero de Refuerzo (Estribos)		
L Viga	18	m
L Varilla	6	m
Sep de los Estrivos	0.45	m
N Estrivos Prin	45	Uni
N Estrivos Sec	90	Uni
L Est Principal	2.6	m
L Est Secundario	1.2	m
N Est Prin * Var	2	Uni
N Est Sec * Var	5	Uni
N Var Est Prin	22.5	Var
N Var Est Sec	18	Var
N Tot Varillas	40.5	Var
Long Tot Var	243	m
Peso Tot	379.08	kg

Acero de Refuerzo (Estribos)		
Viga Rectangular Ext		Un/Md
N Vigas	2	Uni
Peso T	379.08	kg
Peso Total	758.16	kg

Acero Principal		
Viga Rectangular Int		Un/Md
L Viga	18	m
L Varilla	6	m
N Traslapes	3	Uni
L Traslapes	0.45	m
L Tot Traslapes	1.35	m
N Anclajes	2	Uni
L Anclajes	0.45	m
L Tot Anclajes	0.9	m
L S Desper	20.25	m
L C Desper	21.75	m
LT C Des*Vig	261	m
Peso Tot* Vig	1624.725	kg

Acero Principal		
Viga Rectangular Ext		Un/Md
N Vigas	4	Uni
Peso Tot* Vig	1624.725	kg
Peso Total	6498.9	kg

Acero de Refuerzo (Estribos)		
L Viga	18	m
L Varilla	6	m
Sep de los Estribos	0.45	m
N Estrivos Prin	45	Uni
N Estrivos Sec	45	Uni
L Est Principal	2.6	m
L Est Secundario	1.2	m
N Est Prin * Var	2	Uni
N Est Sec * Var	5	Uni
N Var Est Prin	22.5	Var
N Var Est Sec	9	Var
N Tot Varillas	31.5	Var
Long Tot Var	189	m
Peso Tot	294.84	kg

Acero de Refuerzo (Estribos)		
Viga Rectangular Int		Un/Md
N Vigas	4	Uni
Peso T	294.84	kg
Peso Total	1179.36	kg

➤ Acero Diafragmas

Acero Principal		
Diafragma		Un/Md
L Viga	0.86	m
L Varilla	6	m
N Traslapes	0	Uni
L Traslapes	0.45	m
L Tot Traslapes	0	m
N Anclajes	2	Uni
L Anclajes	0.45	m
L Tot Anclajes	0.9	m
L S Desper	1.76	m
L C Desper	21.75	m
LT C Des*Vig	87	m
Peso Tot* Vig	48.46	kg

Acero Principal		
Diafragma		Un/Md
N Vigas	16	Uni
Peso Tot* Vig	48.46	kg
Peso Total	775.36	kg

Acero de Refuerzo (Estribos)		
L Viga	0.86	m
L Varilla	6	m
Sep de los Estrivos	0.15	m
N Estrivos Prin	7	Uni
N Estrivos Sec	0	Uni
L Est Principal	2.6	m
L Est Secundario	0	m
N Est Prin * Var	2	Uni
N Est Sec * Var	0	Uni
N Var Est Prin	3.5	Var
N Var Est Sec	0	Var
N Tot Varillas	3.5	Var
Long Tot Var	21	m
Peso Tot	32.76	kg

Acero de Refuerzo (Estribos)		
Viga Rectangular Ext		Un/Md
N Vigas	16	Uni
Peso T	32.76	kg
Peso Total	524.16	kg

➤ Acero de Losa

Acero Principal		
Refuerzo		Un/Md
Longitud	18	m
Ancho	6.3	m
L Varilla	6	m
N Lineas Longitudinal	61	Uni
N Lineas Transversal	22	Uni
L Traslape	0.3	m
N Traslapes Longi	3	Uni
N Traslapes Trans	1	Uni
L Traslape Longi	0.9	m
L Traslape Trans	0.3	m
N Anclajes	2	Uni
L Anclajes	0.3	m
L Tot Anclajes	0.6	m
Lon Tot Ace Lon*Lin	19.5	m
Lon Tot Ace Lon	429	m
Lon Tot Ace Tran*Lin	7.2	m
Lon Tot Ace Trans	439.2	m
Longitud Total	868.2	m
Peso de Acero	864.73	kg

Acero Principal		
Contraccion y Temperatura		Un/Md
Longitud	18	m
Ancho	6.3	m
L Varilla	6	m
N Lineas Longitudinal	73	Uni
N Lineas Transversal	26.2	Uni
L Traslape	0.45	m
N Traslapes Longi	3	Uni
N Traslapes Trans	1	Uni
L Traslape Longi	1.35	m
L Traslape Trans	0.45	m
N Anclajes	2	Uni
L Anclajes	0.45	m
L Tot Anclajes	0.9	m
Lon Tot Ace Lon*Lin	20.25	m
Lon Tot Ace Lon	530.55	m
Lon Tot Ace Tran*Lin	7.65	m
Lon Tot Ace Trans	558.45	m
Longitud Total	1089	m
Peso de Acero	2450.25	kg

➤ Acero de Acera

Acero Principal		
Refuerzo		Un/Md
Longitud	18	m
Ancho	0.8	m
L Varilla	6	m
N Lineas Longitudinal	181	Uni
N Lineas Transversal	9	Uni
L Traslape	0.45	m
N Traslapes Longi	3	Uni
N Traslapes Trans	0	Uni
L Traslape Longi	1.35	m
L Traslape Trans	0	m
N Anclajes	2	Uni
L Anclajes	0.45	m
L Tot Anclajes	0.9	m
Lon Tot Ace Lon*Lin	20.25	m
Lon Tot Ace Lon	182.25	m
Lon Tot Ace Tran*Lin	1.7	m
Lon Tot Ace Trans	307.7	m
Longitud Total	489.95	m
Peso de Acero	487.99	kg

Acero Principal		
Contraccion y Temperatura		Un/Md
Longitud	18	m
Ancho	0.8	m
L Varilla	6	m
N Lineas Longitudinal	61	Uni
N Lineas Transversal	8	Uni
L Traslape	0.45	m
N Traslapes Longi	3	Uni
N Traslapes Trans	0	Uni
L Traslape Longi	1.35	m
L Traslape Trans	0	m
N Anclajes	2	Uni
L Anclajes	0.45	m
L Tot Anclajes	0.9	m
Lon Tot Ace Lon*Lin	20.25	m
Lon Tot Ace Lon	162	m
Lon Tot Ace Tran*Lin	1.7	m
Lon Tot Ace Trans	103.7	m
Longitud Total	265.7	m
Peso de Acero	597.83	kg

➤ Poste y Varandas

Acero Principal		
Poste	Un/Md	
Altura de Poste	1	m
L Varilla	6	m
N Anclajes	1	Uni
L Anclages	0.3	m
N Postes	19	m
N Varillas	4	Uni
L Total de Acero	5.2	m
Peso Tot* Poste	2.9	kg
Peso Tot* Puente	110.2	kg

Acero Principal		
Viga Rectangular Varanda	Un/Md	
L Viga	18	m
L Varilla	6	m
N Traslapes	3	Uni
L Traslapes	0.3	m
L Tot Traslapes	0.9	m
N Anclajes	2	Uni
L Anclages	0.15	m
L Tot Anclajes	0.3	m
L S Desper	19.2	m
L Tot C Desper	87	m
LT C Des*Vig	174	m
Peso Tot* Vig	96.92	kg

Acero de Refuerzo (Estrivos)		
L Viga	1	m
L Varilla	6	m
Sep de los Estrivos	0.15	m
N Estrivos Prin	8	Uni
N Estrivos Sec	0	Uni
L Est Principal	0.6	m
L Est Secundario	0	m
N Est Prin * Var	10	Uni
N Est Sec * Var	0	Uni
N Var Est Prin	0.8	Var
N Var Est Sec	0	Var
N Tot Varillas	0.8	Var
Long Tot Var	4.8	m
Peso Tot	197.8	kg

➤ Formaletas

Viga		Un/Md
Longitud	18	m
Ancho	0.4	m
Alto	1	m
Area	79.2	m ²

Diafragma		Un/Md
Largo	0.86	m
Ancho	0.3	m
Alto	0.8	m
Volumen	14.018	m ³

"PROYECTO: REDISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUPER ESTRUCTURA DEL PUENTE EL KIWAY"				
TRAMO: REHABILITACION PUENTE EL KIWAY (EL ALMENDRO - PAJARO NEGRO) (LONGITUD 18 MI)				
DESCRIPCION DE OBRAS	U/M	COSTO TOTAL DE LAS OBRAS		
		CANTIDAD	COSTO UNITARIO C\$	COSTO TOTAL C\$
		Tramo: Rehabilitación Puente El Kíway (El Almendro Pájaro Negro) (Longitud 18 ml)		
"PROYECTO: REDISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUPER ESTRUCTURA DEL PUENTE EL KIWAY"				
<u>PRELIMINARES</u>				
Localización y Replanteo	m2	800.00	88.00	70,400.00
Campamento de Obra	Glb.	1.00	80,000.00	80,000.00
Vía de Acceso a la obra	Glb.	1.00	50,000.00	50,000.00
SUPERESTRUCTURA				
Acero de refuerzo Grado 60 FY=4200 Kg/cm ²)	kg	8,075.71	115.31	931,209.70
Formaleta	m ²	121.18	88.00	10,664.14
Cimbra y Descimbra	m ²	121.18	33.62	4,074.19
Junta de Expansión de Acero ASTM A-36	m	18.00	3,410.38	61,386.84
Drenes de Acero Galvanizado 4"ø x 90 cm C/310 cm	c/u	16.00	1,380.56	22,088.96
Barandas de Acero para Puentes	ml	44.80	5,313.39	238,039.87
Sistema de Guardavía, Defensa Metálica	ml	100.00	2,158.98	215,898.00
Concreto 5000 psi (vigas+losas+diafragma)	m ³	74.54	13,094.73	976,133.55
Anden Peatonal de Concreto de 3000 Psi(fc=210 kg/cm ²)	m ³	6.18	8,054.33	49,775.76
Base de Agregados Triturados	m ³	383.38	2,264.13	868,022.16
Revestimiento Asfáltico	m ³	2.84	12,461.16	35,327.39
Señalización para puente	Glb.	1.00	171,299.36	171,299.36
TOTAL				3,784,319.92
TOTAL \$				123670.5856

Tabla 9.8
Presupuesto de la superestructura del puente el Kíway.
Fuente Propia.

En promedio la construcción total de un puente de esta magnitud tomando en cuenta la Sub Estructura el costo final ronda entre los 10 Millones a los 12 Millones de Córdobas, esto se debe a la gran cantidad de concreto que conlleva el llenado de los Estribos y de las Pilas, en nuestro caso esto se Omite.

En base a lo Expresado en las tablas de Take Off podemos ver que el costo de la construcción de la nueva Súper estructura del Puente Kiway cuesta C\$3,784,319.92. Esto Incluye el Proceso de Mano de Obra, la creación de un tramo de acceso adyacente al actual.

Se Expresan los costos indirectos en la tabla según lo normado por el MTI en comparación con la construcción de puentes anteriores y similares a este.

Desde el periodo de Inicio hasta que culmine tomara un tiempo aproximado de 8 meses y medio, debido a no ser un puente de gran longitud y no llevar materiales que deben de ser exportados desde otros países, siendo esta una construcción económica y Muy Util.

X. CONCLUSIONES

Con la propuesta de un espesor de losa de 0.2m y dando una separación entre claros a las vigas de 1.26m, sometida a un caso crítico el cual es cuando transita un vehículo HS20-44+25%, se obtiene como resultado que el puente cumple con las expectativas esperadas al demostrar que los Momentos Últimos son menores que los Momentos Resistentes en todos los casos, esto manteniendo siempre las cantidades mínimas de acero, y tomando como referencia de diseño el camión ya dicho. Esto también es corroborado por el modelado en SAP al confirmarse que los momentos obtenidos en los cálculos manuales son muy similares a los del software y se mantienen dentro de los rangos de diseño.

Los planos fueron realizados en base a las normativas AASHTO de las cuales obtuvimos las dimensiones mínimas y la colocación de los elementos estructurales en las posiciones adecuadas, se usó el ACI 318 y el ACI 315 para los dobleces, colocación, armado y conexiones del acero de refuerzo en la estructura, brindando una forma gráfica y estructural de mostrar el diseño.

Una vez se finalizó la realización de los planos se procedió a realizar un Take Off de la estructura diseñada, esto con el fin de determinar la cantidad de obra y el precio que conlleva la construcción de la súper estructura del puente, dando como resultado un costo de \$3,784,319.92. En esto va incluido Mano de Obra, la creación de un tramo de acceso cercano al actual. Se expresan los costos indirectos en la tabla según lo normado por el MTI en comparación con la construcción de puentes anteriores y similares a este.

XI. RECOMENDACIONES

Realizar una revisión con las herramientas adecuadas las cimentaciones actuales del puente, para una comprobación de su estado, y la resistencia actual, ya que estas cuentan con las condiciones físicas para dos carriles.

Comprobar la por medio de pruebas mecánicas la resistencia actual de la súper estructura actual del puente.

Realizar una modelación en SAP para comprobar los estados de fuerza sísmicas y el comportamiento del puente.

Realizar una comprobación de caso critico en el cual se encuentren 2 vehículos de mayor carga que el HS-20+25%.

Se recomienda hacer un análisis de impacto ambiental para ver los efectos y repercusiones de la construcción del puente.

Realizar una serie de encuesta con los pobladores aledaños de la zona para saber cómo han afectado los eventos climáticos el puente y sus simentaciones.

XII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Altamirano, B. (2002). *Diseño Estructural del Puente de Tolinga (Apuntes)*, Unan-Managua.

AASHTO. (2002) *Standard Specifications for Highway Bridges, 17th ed., American Association of State Highway And Transportation Officials*. Washington, DC

AASHTO LRFD (1994) *Bridge Design Specification, 1ra ed., American Association of State Highway And Transportation Officials*. Washington, DC

ACI. 318-05 (2005) *Building Code Requirements for Reinforced Concrete American Concrete Institute*. Detroit.

ACI. 315-99 (1999) *Details and Deetailing of concrete reinforcement American Concrete Institute*. Detroit.

Pérez, D. y Morales, D. (2010). *Estudio Hidro técnico y Rediseño Estructural del puente Chasmol (Tesis de pregrado)* Unan, Managua.

Manrique Seminario, E. (2004). *Guía para el diseño de puentes con vigas y losas*. Piura, Perú

Griman Morales, J. (Octubre, 2017). *Análisis de vigas de concreto Armado*. Recuperado de: <https://www.slideshare.net/josegrimanmorales/anlisis-de-vigas-de-concreto-armado>.

EICMEP, MTI Y ECCRO S.A (Mayo, 2017), *Informe Geotécnico. Diseño de puente el Kíway*. Chontales, Nicaragua.

EICMEP, MTI Y ECCRO S.A (Mayo, 2017), *Informe Hidro técnico e Hidrológico. Diseño de puente el Kíway*. Chontales, Nicaragua.

EICMEP, MTI Y ECCRO S.A (Mayo, 2017), *Informe Topográfico. Diseño de puente el Kíway*. Chontales, Nicaragua.

EICMEP, MTI Y ECCRO S.A (Mayo, 2017), *Informe Vial. Diseño de puente el Kíway*. Chontales, Nicaragua.

ANEXOS

ANEXO 1

Informe Topográfico.

- **Planificación de los Trabajos de Campo.**

Los alcances del trabajo involucran tareas que permiten obtener información completa, aprovechable y verás de la zona en donde se emplaza el proyecto. Por ejemplo: un levantamiento detallado sobre el curso de agua (dirección del curso y los límites aproximados de inundación en las condiciones de aguas máximas y mínimas), así como los datos de altimetría y planimetría del terreno, utilizando para ello una Estación Total, un Nivel de Precisión y los insumos humanos necesarios para el establecimiento y control de los trabajos en el campo.

Se efectuó también el inventario de los elementos de la vía, como accesos, dicha información será de utilidad para determinar las afectaciones y cantidades de obra en el proceso de diseño final.

- **Localización de la Ruta.**

El cruce se localiza en el municipio El Almendro, en el departamento de Río San Juan. Geodésicamente presenta las siguientes coordenadas:

	Norte	Este
Eje central del puente existente	1,285,398.008	738,457.321

Actualmente existe un puente de una vía el cual presenta las siguientes coordenadas geodésicas:

	Norte	Este
Inicio de puente existente	1,285,406.475	738,451.439
Eje central del puente existente	1,285,398.008	738,457.321
Fin de puente existente	1,285,389.866	738,463.016

- **Actividades de campo**

Las actividades de campo se resumen en tres etapas, la primera consiste en el reconocimiento del lugar, levantamiento de datos y trabajo de gabinete.

El reconocimiento del lugar prácticamente consiste en la percepción visual del entorno en donde se proyectará la obra, determinar los lugares en donde se pueden colocar las referencias (GPS Y BM) para dar inicio al levantamiento de datos.

Con el levantamiento de datos para la vía propuesta permite la localización del eje propuesto, perpendicular al cauce del río, siendo las siguientes sus coordenadas:

Estación	Norte	Este
0+000	1,285,447.649	738,239.161
0+505.76	1,285,295.789	738,646.619

Este estudio topográfico incorpora todos los accidentes topográficos tanto dentro como alrededor de la vía propuesta y en el derecho de vía del proyecto. Teniendo información detallada de las casas, cercos, estructuras de drenaje existentes que pueden ser afectadas en la implementación de la nueva obra.

- **Trabajos de Gabinete**

Los trabajos de gabinetes consisten en la extracción de la información del equipo de campo (estación total) al computador, así como el análisis y depuración de dicha información, con el fin de entregar información clara y necesaria a cada especialista, involucrado en el diseño de la obra, para que éstos emitan sus respectivas consideraciones y recomendaciones del proyecto y así garantizar el buen funcionamiento de la nueva obra.

- **Control Horizontal**

El control horizontal se realizó mediante el método de cierre angular y lineal, cabe mencionar que el levantamiento solo cuenta con una poligonal cerrada compuesta por dos GPS. Cuya poligonal está basada en el método de mínimos cuadrados, con este método se realizan tres actividades básicas, la primera de ella es la observación de tal manera que los puntos seleccionados para referencias estén conectados de manera continua, la segunda establece realizar correcciones para obtener figuras planas cerradas y con la tercera se procede al cálculo de las coordenadas y alturas de todos los puntos. De esta forma se tiene que las coordenadas geodésicas están referidas a un sistema geodésico: elipsoide y datum WGS - 84.

- **Control Planimétrico.**

La red de BM se utilizó para el apoyo de todos los levantamientos realizados en el proyecto haciendo uso de (2) GPS y (1) BM como referencia.

- **Control Altimétrico.**

Para el control altimétrico del camino se utilizaron los mismos puntos de referencia que se colocaron para el control horizontal estos fueron nivelados en base al procedimiento de

nivelación diferencial con el uso de un nivel electrónico de precisión, Nivel Digital marca LEICA.

El proceso de control altimétrico llevado a cabo ha sido efectuado tomando en cuenta los siguientes procedimientos:

- **Nivelación de los Puntos de la Línea Base.**

La nivelación de los GPS referenciado se trabajó con la información proporcionado por el equipo estacionado ya que el error dado es de $\pm 1\text{mm}$ revisadas entre ellos, tomando en cuenta las elevaciones optométricas procesadas durante el levantamiento.

- **Levantamiento del Eje Central Existente.**

Partiendo siempre de la red de mojones, el consultor procedió a levantar el eje del camino existente en estacados próximos de 20m y en coordenadas UTM X, Y, Z, nombrando cada detalle del lugar para simplificar la interpretación de datos y así obtener resultados óptimos en los criterios de diseños.

El equipo utilizado en este procedimiento es la estación total, mencionada anteriormente, para fines de diseño por la parte vial, no solo se consideró el eje central existente también se incorporó en el levantamiento la orilla de camino respetando el ancho de la calzada actual y accesos cercanos a la vía.

Cabe mencionar que el procesamiento de esta información parte de la extracción de los datos en crudo de la estación total que posteriormente es emitida al ingeniero especialista vial quien se encarga, mediante el uso de software, de verificar y analizar dicha información para sus respectivas consideraciones al presentar su propuesta vial para el diseño del proyecto, también se hace uso del levantamiento a mano alzada que corresponde a un esquema en físico del lugar.

Levantamiento del Perfil y Secciones Transversales.

El levantamiento de las secciones transversales de la vía se realizó en intervalos de 20 en una faja de 20 metros, que corresponden a 10 metros a cada lado del eje existente en unalongitud aproximada de 505.76 m. En este levantamiento se considera todos aquellos detalles que están cerca de la vía existente, como casa, cercos, poste de electricidad, postes de tendido telefónico, muros, portones, arboles, linderos, entre otros.

En lo que concierne al levantamiento de mano alzada se incorpora a la información los nombres de los propietarios de las viviendas, esto con el fin de plantear soluciones y firmar acuerdos en caso que la obra nueva llegue a afectar alguna de los habitantes del lugar de emplazamiento del proyecto.

- **Levantamiento del Derecho de Vía y otros Detalles.**

La aplicación de poligonales cerradas permite realizar replanteos de los levantamientos, logrando obtener así el levantamiento del derecho de vía y otros detalles aledaños a la zona de estudio.

Este levantamiento consiste principalmente en la descripción detallada del lugar, contemplando el área que corresponde al derecho de vía, es decir, todo construcción pública o privada que se localice dentro del derecho de vía deberá ser levantada con el fin de minimizar los daños durante el diseño de la obra nueva. Por ende, se procura detallar minuciosamente la existencia de casas, pozos, postes de tendido eléctrico y telefónico, tuberías de agua potable, entre otros.

Posterior a este levantamiento se procede al proceso de la información en donde se plasma mediante planos o esquemas las posibles afectaciones basadas en las consideraciones de diseño y de esta manera se realiza alternativas para minimizar estos daños o realizar estudios que permitan indemnizar al dueño por los daños ocasionados por dicha obra.

- **Levantamiento del Eje Existente del Río.**

Basado en lo establecido en los términos de referencia, se procedió a realizar el levantamiento del eje existente del río, detallando todo a su alrededor como orilla del río, niveles de agua, estructuras existentes entre otros pormenores, tomando siempre en consideración los puntos de referencia establecidos a inicio del levantamiento.

- **Conceptos de Herramientas Utilizadas.**

Para el procesamiento de la información levantada en campo, se hizo uso del software Civil 3D 2017, que con las herramientas que este tiene se genera secciones transversales y perfil tanto del eje propuesto de la vía como del cruce del río, permitiendo así tener datos con los que se procede al análisis y toma de decisiones para el diseño de la obra propuesta.

CONCLUSIONES.

De acuerdo al levantamiento topográfico realizado para este puente se puede concluir lo siguiente:

- Estos trabajos se llevaron a cabo de acuerdo a las tolerancias permisibles linealmente y angularmente para un levantamiento topográfico, permitiendo garantizar la construcción de la obra con el menor error acumulado posible.
- Las elevaciones dispuestas en el Proyecto de acuerdo a los resultados obtenidos del Post-proceso de los GPS, denota la precisión del levantamiento, confirmándose en campo con un equipo estacionario (Estación Total), permitiendo validar esto, encontrándose diferencias de $\pm 4\text{mm}$.
- El aval proporcionado por INETER, respalda los levantamientos realizados, ante las mediciones planimétricas, donde éste no respalda la altimetría debido a que uno puede definir su proceso local o geoidal.
- Los equipos utilizados para el levantamiento topográfico, fueron calibrados y por igual se les da un mantenimiento periódico.

ANEXO 2

Informe Geotécnico.

- **Investigaciones de Campo**

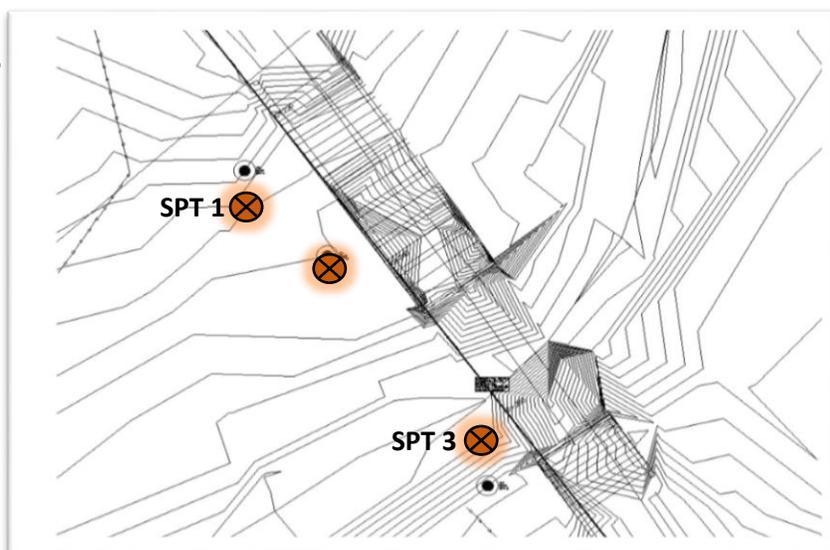
Para realizar el estudio Geotécnico de Cimentación se efectuaron un total de **tres (3) sondeos a máquina** (S.P.T), ubicados a la margen derecha de la estructura existente del actual Puente Kiway, ya que esta es la mejor solución para emplazar la nueva estructura. Las ubicaciones de los sitios se encuentran detalladas en la siguiente tabla:

No. Sondeo	Profundidad (m)	Estación	Coordenadas UTM GWS 84	Elevación msnm	Ubicación
SPT-1	1.98	0+223.24	X=738427.754 Y=1285418.016	65.5	Entrada del Puente Proyectado Margen Derecha
SPT-2	4.27	0+235.73	X=738436.215 Y=1285408.650	64.0	Centro del Puente Proyectado Margen Derecha
SPT-3	1.98	0+265.78	X=738452.516 Y=1285383.398	65.0	Salida del Puente Proyectado Margen Derecha

La profundidad de los Sondeos corresponde al Nivel de la Rasante existente al momento de la ejecución de las perforaciones. “Plano de Ubicación de Sondeos”, en donde se presentan los sitios donde se ubicaron las perforaciones.

Para poder definir un área de emplazamiento adecuado se perforaron más de 8.23 m hasta llegar a la roca, la cual nos indica una resistencia optima, con valores superiores a los 100 golpes por pie.

Rediseño



SPT 2

- **Procedimiento de Perforación.**

Los trabajos de perforación se efectuaron con una máquina portátil provista de un motor Briggs&Stratton de 6.5 HP, con todos sus aditamentos para la exploración de suelos por el método de percusión. Durante la ejecución de los sondeos se realizó para cada etapa de perforación el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) de acuerdo al método ASTM D – 1586, extrayéndose de manera continua muestras semi-alteradas del sub-suelo por medio de la cuchara partida o penetrómetro normal (splitspoon). Una vez encontrada una resistencia mayor a 50 golpes por pie se colocó el aditamento cónico (punta metálica) para determinar la resistencia de los estratos encontrados.

Las muestras extraídas de los sondeos fueron protegidas adecuadamente en cajas de madera para su preservación y traslado adecuado al laboratorio donde se clasificaron mediante procedimientos de vista y tacto, un total de **cuatro (4) muestras típicas**, a las que seguidamente se les efectuaron las pruebas necesarias para su identificación definitiva de acuerdo al método de Clasificación ASTM D 2487. También se tomaron muestras del sub-suelo, protegidas en bolsas plásticas, las que luego fueron llevadas al laboratorio para la obtención del contenido de humedad natural.

CONCLUSIONES

a) Estratigrafía – Sondeos SPT.

En general, los suelos encontrados mediante los 3 sondeos SPT, desde la Superficie a una profundidad promedio de 0.90 a 1.80 m, corresponde a estratos gravo arcilloso de mediana plasticidad con arena y gravas con poca arcilla (GC y GC-GM) color café claro, que tiene 27% de Limite Liquido y 18% de Índice de Plasticidad, y sus partículas pasan 100% el tamiz de 1", 34% el tamiz No.4 y 15% el tamiz No.200.

En el sondeo No.2, ubicado al centro del claro (Margen Derecha), desde 0.90 hasta 4.11 m, subyacen estratos arcillosos finos de alta plasticidad y con arena (OH y CH) de coloraciones negro y verduzco que tienen de 75 a 90% de Limite Liquido, de 48 a 55% de Índice de Plasticidad y sus partículas pasan 100% el tamiz No.4 y de 84 a 93% el tamiz No.200.

Por debajo de los sondeos, subyace un manto rocoso, relativamente superficial, a partir de una profundidad de 1.98 m en la entrada y salida del puente y a 4.27 al centro del claro.

b) Resistencia a la penetración estándar.

En general, la Resistencia a la Penetración Estándar (SPT) de los suelos existentes en el sitio del Proyecto, en orden descendente con la profundidad, es la siguiente:

Desde la superficie, hasta una profundidad variable de 1.83a 4.11 m, subyacen estratos con resistencias variables de compactas a altamente compactas, con una resistencia promedio de 30 a 88golpes por pie.

Seguidamente hasta profundizar al final de los sondeos, los suelos adquieren una resistencia que varía de compacta a altamente compacta, sobrepasando valores de 100 golpes por medio pie.

c) Humedad natural.

Las humedades encontradas en los suelos por medio de los tres (3) sondeos SPT en el sitio del puente proyectado, en general, fueron del orden de 14.3 a 21.6%, para un promedio de **17.9%** de Contenido de Humedad Natural en los Sondeos SPT No.1 y No.3.

En el Sitio del Sondeo SPT No.2, el contenido de Humedad Natural es más alto, encontrándose en el orden de 36.4 a 52.4%, para un promedio de **44.4%**. En los dos sondeos realizados, **No** se encontró Nivel de Aguas Freáticas.

RECOMENDACIONES.

1. Profundidad de Cimentación:

Se recomienda cimentar los Estribos del Puente Kiway a una profundidad mínima de 5.0 m de acuerdo a lo indicado en el capítulo V de este informe, tomadas a partir del nivel de la superficie del terreno existente al momento de la ejecución de los sondeos.

2. Capacidad Soporte:

La presión de contacto admisible del suelo natural, aplicando lo indicado en el capítulo V de este Informe es de 4.8 kg/cm², correspondiente a estratos gravo arcillosos.

Se recomienda desplantar en la roca sana (no fracturada) en un espesor mínimo de 0.5 metros, por material de banco de préstamo, estabilizado con cemento portland Tipo GU a una relación de 1:8 ó hasta lograr alcanzar una resistencia mínima de 12 kg/cm² a los 7 días, esta resistencia proporciona un adecuado factor de seguridad contra fallas de valor soporte

del terreno y garantiza además que los asentamientos diferenciales no excederán valores perfectamente tolerables para la estructura.

3. La mezcla suelo-cemento se deberá colocar en capas hasta el nivel de contacto de las Bases del Puente, con espesores máximos de 20 cm, compactados a 100% Proctor Modificado de la prueba ASTM D-1557.
4. Se recomienda utilizar para la construcción de rellenos y aproches, material de Banco de préstamo con un máximo de 30% de Límite Líquido y 12% de Índice de Plasticidad y que cumpla con los parámetros de graduación requeridos para un Material Selecto, tal como lo indica la tabla 1003-14 del NIC-2000.

Tamaño del Tamiz	Porcentaje en Masa que pasa el Tamiz designado (AASHTO T 27)
75 mm.	100
25 mm.	70 - 100
4.75 mm.	30 - 70
150 μ m	0 - 15

Este mismo material puede ser utilizado para la mezcla de Suelo-Cemento indicada en el punto anterior. Esta partida deberá ser medida mediante el Concepto indicado en la Sección 202.03 del NIC-2000.

5. En caso de encontrar Manto Rocoso que no haya sido identificado en este estudio, los cimientos se deberán desplantar hasta encontrar roca sana (no fracturada) y posteriormente se recomienda anclar la estructura al menos a una profundidad de 1.0 m del nivel superior del manto rocoso encontrado.
6. La profundidad definitiva de las fundaciones del Puente, estará determinada por el análisis que realicen en conjunto los especialistas Estructural e Hidráulico de este Proyecto.

7. Finalmente, recomendamos controlar rigurosamente por parte de un especialista en geotecnia y materiales, la calidad de los materiales y el proceso constructivo durante la ejecución del Proyecto.

ANEXO 3

Informe Hidrológico e Hidráulico.

Estudio hidrológico

Para diseñar este puente, se investigó sobre el origen y la magnitud de los caudales que llegaran a la estructura. Para ello, tal y como se ha visto anteriormente, se hizo un análisis cuidadoso de la relación entre las características físicas de las cuencas, los factores de las lluvias y su comportamiento

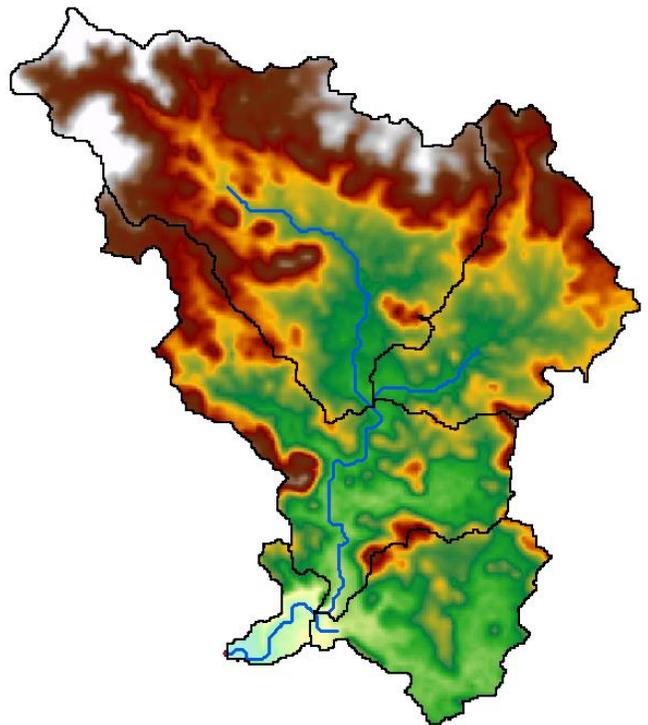
Para la estimación del caudal máximo probable de diseño en el cruce del río con el camino se utilizó el modelo de simulación hidrológica **HEC- HMS** (HydrologicModelingSystem) Versión 4.2., desarrollado por U.S Army Corps of Engineers). Las herramientas con que cuenta el modelo permiten hacer un análisis lluvia – escorrentía para un evento con un período de retorno de 100 años. Además, el modelo cuenta con unas interfaces gráficas de usuarios, componentes integrados de análisis hidrológicos, capacidad para almacenar y gestionar dato, y capacidad para generar resultados tanto de manera tabular como gráfico.

El caudal máximo probable de diseño obtenido permitirá proyectar la obra hidráulica, en este caso un puente que unirá de manera segura ambas márgenes del río. Esta cuenca posee el área de 150 km².

Ministerio de Economía, Comercio e Industria de Japón (METI) y La Administración Nacional de Aeronáutica y del Espacio (NASA) y e, elaboraron un nuevo modelo digital de elevación a nivel mundial ASTER GDEM (ASTER Global Digital ElevationModel), confeccionado a base de aproximadamente 1,3 millones de imágenes estéreo tomadas desde el año 2000 hasta el 2008 por el radiómetro japonés ASTER (Advanced Spaceborne Thermal Emission and Reflection Radiometer) que orbita dentro del satélite multinacional Terra, lanzado al espacio en Diciembre de 1999.

ASTER capturó las imágenes del espectro visible y también aquellas regiones con longitud de onda de las radiaciones térmicas infrarrojas, con resoluciones espaciales a partir de 15 hasta 90 metros (50 a 300 pies). ASTER GDEM posee una cobertura que va desde los 83 grados de latitud Norte hasta los 83 grados de latitud Sur, el objetivo hoy en día de la NASA es trabajar para combinar los datos de ASTER con los de otras fuentes que ofrecían modelos digitales de terreno como por ejemplo los de la Shuttle Radar Topography Mission (NASA, 80% de cobertura terrestre) y así poder producir un mejor mapa topográfico mundial.

La superficie está distribuida en 22.600 cuadrados de $1^\circ \times 1^\circ$ que tienen como extensión aproximada 111,11 Km x 111,11 Km, en formato georreferenciado .tiff en coordenadas geográficas, cuyo Datum es el elipsoide WGS84. Los puntos de elevación del terreno han sido tomados 30 metros y se adquieren en formato Raster el cual realiza división del área de estudio en una matriz de celdillas, generalmente cuadradas donde cada una de ellas recibe un único valor que se considera representativo para toda la superficie abarcada por la misma.



Este modelo es de mucha ayuda para personas que necesitan disponer de información sobre la elevación del terreno favoreciendo a todas las ciencias que estudian la tierra, con muchas aplicaciones prácticas para la ingeniería, minería, energía, impacto y gestión ambiental, conservación de recursos naturales, geología, planeamiento urbano, entre otras. Desde Julio de 2009, se encuentra disponible en diversos portales en forma gratuita la primera versión del modelo Digital de Elevación Global

llamado oficialmente: ASTER global digital elevation model V001. Hoy en día se tiene ya la versión V002 mejorada para el público en general

Estudio Hidráulico.

Tiene como objetivo determinar las dimensiones de las estructuras hidráulicas, puentes, estructuras metálicas o cajas en cada uno de los sitios analizados, teniendo como criterio el poder transportar la crecida de diseño de 100 años periodo de retorno con un borde libre que permita evacuar materiales en suspensión como ramas y hasta árboles que se arrastran durante las crecidas.

El programa HEC-RAS fue desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros Militares de los Estados Unidos (HydrologicEngineering Center), para realizar análisis de sistemas de ríos (RiverAnalysisSystem). HEC-RAS facilita el cálculo de perfiles del agua y de los parámetros hidráulicos del cauce. El programa permite desarrollar estudios de flujo unidimensional permanente y variado, con regímenes subcrítico, supercrítico y/o crítico en tramos de cauces con pendientes menores del 10%. También hace cálculo de profundidades de socavación. Entre otras aplicaciones de hidráulica, el programa HEC-RAS ayuda a modelar una variedad de puentes con diferentes formas de pilas y estribos, y a calcular parámetros hidráulicos tales como: niveles de agua, velocidades y áreas mojadas para diferentes caudales en el sitio de cierre. El programa modela flujos bajos y altos. De acuerdo al caudal de escorrentía estimado para el diseño, se puede determinar la estructura del puente más eficiente en cuanto a capacidad hidráulica, así como también controlar algunos parámetros de diseño hidráulico. HEC RAS la información geométrica necesaria para llevar a cabo una simulación (cauce, secciones, etc.). De la misma forma después de haber realizado una simulación con HEC-RAS se pueden pasar los resultados al entorno GIS para realizar mapas de inundación y riesgo.

Para la modelación hidráulica de un cauce con una alcantarilla o puente se deberá tener lo siguiente consideraciones:

- Levantamiento de las secciones transversales, aguas arriba como aguas abajo.
- Determinación del coeficiente de rugosidad del cauce
- Definir los periodos de retorno en que se desea analizar el comportamiento del cauce para un flujo permanente subcrítico, supercrítico o ambos.
- Definir el estacionamiento donde se ubicará la alcantarilla o puente.

El principal objetivo de HEC-RAS es el cálculo de los perfiles de flujo en todos los puntos de interés para obtener un conjunto de datos (simulación del flujo uniforme), o por una metodología hidrológica a través de un sistema de flujo no uniforme.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

CONCLUSIONES.

- El estudio hidrológico ha demostrado que con las siguientes características hidrológicas: retorno de 100 años, utilizando la curvas IDF de Juigalpa, precipitación acumulada 105.45mm, duración del evento 200 minutos; eventualmente escurrirá un caudal pico de 662.6m³/s y tiempo pico de 4.5 horas.
- El estudio hidráulico demuestra que el puente tendrá una claro de 30m, 6.68m de altura desde el lecho del cauce a nivel inferior de la viga, con una elevación de espejo de agua 66.8m.
- El borde libre borde libre 1.67 m y un es viaje 0 grados izquierda, produciendo una velocidad máxima 5.1 m/s.
- Se evaluó la socavación por contracción y socavación de los estribos dando los siguientes resultados de socavación del estribo izquierdo 15.46 m y del estribo derecho 33.53 m de profundidad.

RECOMENDACIONES.

- Se recomienda una protección del cauce debido al giro del cauce antecedente al puente actual que tiende generar socavación en la sección de contracción.
- Se recomienda alinear el flujo con aproximación a la entrada del puente. Evitando así esfuerzo en los estribos.
- Se recomienda una protección de zampeado debido a la velocidad que presenta y tiende generar socavación.

- Se recomienda conformación de cauce de 30m del ancho del puente y 20 aguas arriba y 20 m aguas abajo, para mejorar la sección hidráulica del puente.

ANEXO 4

Informe Vial.

f) Diseño geométrico de los accesos al puente El Kiway.

Basados en las normas de diseños para carretera y tomando en cuenta la importancia del cuidado del medio ambiente, así como los costos que implica la construcción o reconstrucción de obras de drenaje mayor y la importancia que éstos tienen para la sociedad, se plantean los siguientes objetivos:

Objetivos establecidos para el proyecto

Aplicar de manera correcta las Normas de diseño para carretera usadas en Nicaragua, ASSHTO 2011 (Green Book)

- Con la materialización de este Proyecto se pretende fundamentalmente promover el desarrollo económico de la zona con la reconstrucción del puente vehicular y los accesos al mismo.
- Conservar en todo lo posible el medio ambiente existente en el entorno de la zona y corredor del Proyecto.
- Conservar en todo lo posible la trayectoria de la geometría Plani-altimétrica existente.
- Procurar en todo lo posible, evitar la proyección de obras de movimiento de tierra de grandes magnitudes (excavaciones y/o terraplenes) que conlleven a generar una deformación notoria en el aspecto paisajístico y en el medio ambiente en general.

- Reutilizar la estructura existente para minimizar los costos y aprovechar la estructura que se encuentre en condiciones óptimas para su buen funcionamiento.

Metodología de diseño

Para la realización del diseño vial, se realiza actividades en campo como trabajo de gabinete, siendo estas las siguientes:

1. Se realizó trabajo levantamiento topográfico, con el cual se obtiene la descripción gráfica del lugar en donde se emplazará la obra.
2. Posteriormente se realizó una visita de campo y así ampliar la información del lugar.
3. Luego se determinan los criterios básicos de diseño basados en las normas los cuales se reflejan en la siguiente tabla:

Descripción / Parámetros.	Unidad.	Valores.
Ancho del Derecho de Vía.	m	20m
Clasificación del tipo de carretera.	-	Colectora Secundaria
Velocidad de Diseño. (V_d)	KPH.	40.0
Velocidad de Ruedo. (V_r)	KPH.	40.0
Coefficiente de Fricción lateral. (f).	S/D.	0.21
Sobre elevación ó Peralte máx. (e).	%	8.0
Radio Mínimo de curvatura. (R_m).	m	40.6
Grado máximo de curvatura	grados	27°67''
Sobreancho máximo	m	Calculado

Pendiente transversal ó Bombeo (B).	%	3.0
Carga de Diseño.	S / N	HS-20-44+25%.
Tipo de Vehículo del Proyecto.	S / N	BUS
Distancia entre ejes.	m	9.40
Ancho de carril de rodamiento	m	3.40
Ancho de corona	m	8.0
Ancho de Cuneta.	m	1.50
Distancia de Visibilidad de Parada (40.kph)	m	50
Distancia de Visibilidad de Rebase (40.kph)	m	270
Tipo de Pavimento		A definirse

CONCLUSION

Para el presente informe se establecieron los criterios mínimos para diseño de obras de drenaje mayor para garantizar un buen acoplamiento de diseño viejo con la nueva propuesta, con la finalidad de adaptar las condiciones actuales a la nueva propuesta de diseño y así asegurar un funcionamiento óptimo de la estructura.

Se adaptó el diseño a la estructura existente ampliando la vía a dos carriles de 3.6m cada lado, reajustando el eje nuevo con el eje existente.

Durante el desarrollo del mismo se han abordados los objetivos antes planteados resumiendo lo siguiente:

- Se utilizó y aplicó de manera correcta los criterios de diseños establecidos en las normas ASSHTO y el manual de diseño centroamericano (SIECA), así como la aplicación de las especificaciones generales para la construcción de caminos, calles y puentes.

- Con el diseño para la ampliación de esta obra se garantiza un mejor funcionamiento a la carretera, permitiendo una mejor fluidez en el tráfico transitado en esa zona.
- El nuevo diseño se adapta a las condiciones actuales de la vía para evitar cambios considerables y disminuyendo costos para su construcción.
- El diseño es amigable con el medio ambiente.
- La pendiente longitudinal cumple con el mínimo requerido en normas.
- Los volúmenes de movimiento de tierra permiten son bastantes moderados y se adecuan tanto a la estructura existente como a la estructura nueva a incorporar a la obra.

RECOMENDACIONES

Partiendo de la característica y criterios bajos los cuáles se están diseñando la rehabilitación del puente, se debe garantizar un buen desarrollo técnico, económico y social para optimizar el buen funcionamiento del mismo por lo tanto se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- Realizar un mantenimiento más periódico el cual permita recrear el bombeo de la vía para evitar deterioro de la misma.
- Utilizar materiales que permitan la adherencia del material viejo con el nuevo para dar garantía de durabilidad a la obra.
- Tomar las medidas necesarias a la hora de la construcción de la nueva estructura para evitar el deterioro de lo existente, es decir, en caso de remover estructura existente para facilitar y acoplar mejor la nueva estructura, realizar las actividades con sumo cuidado procurando no debilitar innecesariamente la estructura existente.