

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA NUEVA ALTERNATIVA PARA EL PUENTE AYNAMAYO

Carlos Robles Mendoza

e-mail: carlosrobles14@hotmail.com

Oscar Jaime Toro Zubieta

e-mail: jaime_0824@hotmail.com

Cristhian Abraham Loayza Barzola

e-mail: cloayzab@uni.pe

Jhoset Camones Pineda

e-mail: jhoset_cp@hotmail.com

Asesor: Ing. Mario D. Mamani León

e-mail: mariomamani@hotmail.com

Curso: Puentes y Obras de Arte
Facultad de Ingeniería Civil
Universidad Nacional de Ingeniería

RESUMEN:

Se analiza y diseña una nueva alternativa para el puente Aynamayo de 45 m de luz sobre el río del mismo nombre, de vigas metálicas en acción compuesta con losa de concreto, por comparación con dos alternativas de propuestas adicionales, la primera de tipo viga losa de concreto postensado vaciado insitu y la segunda un puente en arco con tablero superior.

El diseño comprende, análisis de información básica, predimensionamiento de la viga y losa, proceso constructivo, verificación estructural de esfuerzos, diseño por flexión y corte, diseño de rigidizadores y conectores, así mismo el diseño de muros de contención y apoyos de neopreno, terminando su modelación de toda la estructura utilizando el software de elementos finitos SAP 2000.

ABSTRACT:

We analyze and design a new alternative for the bridge Aynamayo of 147.5 ft span, on the river of the same name, from steel beams in composite action with concrete slab, by comparison with two additional proposed alternatives, the first beam-slab insitu cast pre-stressed concrete and the second an arched bridge with upper slab.

The design comprises basic data analysis, pre-sizing of beam and slab construction process, structural verification of stressed, bending and

shear design, design stiffness and connectors, also the design of retaining walls and neoprene supports, ending his modeling of the entire structure, using the finite element software SAP 2000.

1 INTRODUCCIÓN

Desde la antigüedad el ser humano resolvió sus problemas de la vida diaria utilizando los materiales de su alrededor y más que nada recurriendo a su ingenio, de igual manera los problemas que nacía de la necesidad de comunicación y desplazamiento llevaron al hombre nuevamente a solicitar de su inventiva. Los problemas netamente de comunicación entre poblados, eran los obstáculos que la naturaleza poseía. Los puentes nacen entonces como una solución para poder evadir ciertos obstáculos naturales que impiden los pasos comunicantes entre poblados, ciudades, etc.

Como lo es en nuestro caso, la vía de comunicación que requiere los poblados de la zona, como lo son los poblados de Vitoc, Monobamba y demás pueblos beneficiados, además de unir a estas poblaciones, dará paso a la unión a una vía de mayor envergadura que servirá de comunicación con la capital del Perú, Lima. Esta vía presenta el obstáculo natural, el río Aynamayo que detiene el paso a esta realidad. Como solución a esto, se diseñará el puente Aynamayo.

2 PRESENTACIÓN DEL PROBLEMA

Se requiere el diseño de un puente sobre el río Aynamayo, el cual se encuentra en un punto límite entre los distritos de Vitoc y Monobamba, el cual servirá como una vía de comunicación entre estos dos distritos y que además permitirá, mediante la carretera que recorrerá los distritos en mención, una salida hacia la ruta "020 Pte.Sta.Anita - Matucana - La Oroya" que dará la oportunidad para los pueblos de la zona, conectarse mediante esta red de caminos hacia la ciudad de Lima.

2.1 UBICACIÓN DEL PROYECTO

Departamento : Junín
Provincia : Chanchamayo
Distrito : Vitoc
Distrito : Monobamba
Región Geográfica : Selva
Centros Poblados : Viscatan, San Emilio,
Mina San Vicente.
Progresiva : Vía km 13 + 553 de la
carretera Vitoc - Monobamba.

2.2 OBJETIVOS Y RESULTADOS DE LOS ESTUDIOS BASICOS

2.2.1 TOPOGRAFIA Y DISEÑO GEOMETRICO

- Los trabajos topográficos están orientados a la definición del eje de ubicación del puente para su construcción, los mismos que permitirán elaborar los planos correspondientes y el diseño geométrico de accesos y obras de protección.
- Definición del alineamiento horizontal y perfil longitudinal del eje en los tramos de los accesos.
- Definición de las características geométricas (ancho) de la calzada, bermas y cunetas en las diferentes zonas de corte y relleno de los accesos.
- Definir las características geométricas y técnicas del tramo de carretera que enlaza el puente en su nueva ubicación con la carretera existente.
- Establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción.
- Diseño de señalización.
- Proporcionar información de base para complementar los estudios de hidrología e hidráulica, geología, geotecnia.
- Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.

2.2.2 HIDROLOGIA E HIDRAULICA

El Estudio Hidrológico e Hidráulico para el Estudio Definitivo de la Construcción del Puente sobre el río Aynamayo y accesos, tiene como objeto determinar las características de los flujos superficiales y subterráneos en el tramo de ubicación del puente.

Los caudales tomados son los correspondientes a las estaciones San Eloy de Singayac y Comas, obteniendo los siguientes resultados:

Caudal del río Aynamayo:

- Tr = 25 años: 272.94 m³/s
- Tr = 50 años: 346.60 m³/s
- Tr = 100 años: 424.06 m³/s
- Tr = 200 años: 504.16 m³/s
- Tr = 500 años: 615.31 m³/s

No hay socavación local ya que los estribos descansan sobre roca y se ubican fuera de los niveles máximos de flujo.

2.2.3 SUELOS Y PAVIMENTOS

Conocer las características de los suelos del acceso y salida de la vía del puente en mención y analizar las canteras existentes para la utilización en la obras de suelo y concreto.

Los Agregados serán obtenidos de Canteras ubicadas en zonas de río, por lo cual son de libre disponibilidad.

2.2.4 GEOLOGIA Y GEOTECNIA

Determinar las condiciones geológicas, determinar las unidades; litológicas, geomorfológicas, estructurales y aspectos de geodinámica externa.

El estudio geológico se desarrolló siguiendo un trabajo planificado, programándose las siguientes actividades:

Recopilación de información existente (boletín geológico).

Se han utilizado planos topográficos el cual pertenece a nuestra fuente.

Levantamiento geológico regional y local, para determinar y describir las principales unidades lito-estratigráficas, características geomorfológicas, aspectos estructurales y geodinámica externa.

El estudio geotécnico es importante ya que nos proporciona los siguientes datos importantes para el diseño:

- $\gamma: 20 \text{ ton/m}^3$
- $\Phi: 35^\circ$

Estribo margen derecha

- Cota: 1030.0 – 1037.0 msnm
- Df : 6.00 m
- Co: 150 kg/cm²
- Q adm = 10.0 kg/cm²

Estribo margen derecha

- Cota: 1020 – 1027.0 msnm
- Df : 1.00 m
- Co: 100 kg/cm²
- Q adm = 10 kg/cm²

Además en el estudio geológico encontramos datos sobre la Sismicidad:

- Fundación: Roca y suelo
- Zonificación sísmica: Zona 3

- Coeficiente de Aceleración: 0.28g
- Perfil de suelo: Tipo 1
- Coeficiente de sitio: 1

Del análisis del RQD (Rock Quality Designation) observamos que el valor de 40 % corresponde a una roca mala lo cual nos podría traer problemas en el diseño de la cimentación, para lo cual es importante este parámetro, además de eso las perforaciones nos permiten obtener el perfil estratigráfico del terreno lo cual es importante para el diseño de la cimentación del puente.

2.3 PRESENTACIÓN DE ALTERNATIVAS DE SOLUCION

2.3.1 ALTERNATIVA A: PUENTE TIPO ARCO

Por tratarse de una quebrada de tamaño regular, y existiendo según el estudio geológico realizado; estratos rocosos que servirán para la cimentación se optó por un puente en arco.

Características Técnicas:

- La longitud total del puente adoptado es de 45.80 m, con una luz entre ejes de apoyos de estribos de 45.00 m.
- La sección transversal del puente corresponde a un ancho de calzada de 5.50m (la cual permite el desarrollo del sobreebanco aguas abajo establecidas por el especialista en trazo vial), con veredas de 0.80m de ancho c/u incluyendo las barandas.
- Se ha adoptado un puente tipo losa de 45.80 m de luz, conformada por 09 tramos cuya distancia entre ejes de apoyos es de 5.00 m.
- El estribo izquierdo es el voladizo con alas independientes cimentado en conglomerado y el estribo derecho es un estribo tipo cajón cimentado sobre roca.
- Por tratarse de una quebrada de tamaño regular, y teniendo en consideración las alternativas propuestas en el perfil del proyecto, se optó por un puente viga losa de concreto postensado.

2.3.2 ALTERNATIVA B: PUENTE TIPO VIGA LOSA, CON CONCRETO POSTENSADO

Por tratarse de una quebrada de tamaño regular, y teniendo en consideración las alternativas propuestas en el perfil del proyecto, se optó por un puente viga losa de concreto pos tensado.

Características Técnicas

- La longitud total del puente adoptado es de 45.80 m, con una luz entre ejes de apoyos de estribos de 45.00 m.
- La sección transversal del puente corresponde a un ancho de calzada de 5.50 m. (la cual permite el desarrollo del sobreebanco aguas abajo establecidas por el especialista en trazo vial), con veredas de 0.80 m de ancho c/u incluyendo las barandas.
- Se ha adoptado un puente tipo viga losa de 40.80 m. de luz, conformado por: 3 vigas postensadas de 2.20 m de altura, 0.50 m de ancho y 2 vigas diafragmas de 1.40 m de altura, 0.30 m de ancho en los apoyos además de 05 vigas diafragmas interiores de 1.40 m de altura, 0.30 m de ancho contando con estribos en voladizo con alas monolíticas.

2.3.3 ALTERNATIVA C: PUENTE TIPO VIGA LOSA, CON VIGAS METÁLICAS

Características Técnicas

- La longitud total del puente adoptado es de 45.80 m, con una luz entre ejes de apoyos de estribos de 45.00 m.
- La sección transversal del puente corresponde a un ancho de calzada de 5.50 m (la cual permite el desarrollo del sobreebanco aguas abajo establecidas por el especialista en trazo vial), con veredas de 0.80 m de ancho c/u incluyendo las barandas.
- Se ha adoptado un puente tipo viga losa de 40.80 m de luz, conformado por: 3 vigas metálicas de 1.80 m de altura, 0.60 m de ancho. Y 8 vigas diafragmas de 1.40 m de altura, 0.40m distribuidos a lo largo del puente.

3 DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCION

Se eligió finalmente la ALTERNATIVA C, "Puente Viga Losa, con Vigas Metálicas".

Ventajas

- Proceso constructivo, las Vigas Metálicas se colocarán sobre los apoyos extremos (estribos) y apoyada sobre dos puntales que formará parte del encofrado para el tablero de concreto, lo cual facilita la construcción en comparación del postensado, lo cual requeriría el transporte de la maquinaria necesaria para realizar dicho proceso, lo cual generaría un costo adicional.

- La construcción del Puente Tipo Arco, se realiza de una manera mucho más complicada y el tiempo que toma es mayor a lo que concierne a la construcción del puente Viga Losa.
- No será necesario realizar un falso puente como lo requiere el Puente Tipo Arco, generando así una disminución en el costo total.
- En lo que respecta al medio ambiente la construcción del puente con vigas metálicas, produce mucho menos desperdicio de lo que generaría el puente con Vigas Postensadas, produciendo un menor impacto ambiental en la zona.
- Finalmente, las ventajas mencionadas anteriormente se ven reflejadas en un costo total menor del puente Viga Losa a comparación de las otras dos alternativas y un menor tiempo de construcción. Por lo tanto se eligió al Puente tipo Viga Losa con Vigas Metálicas como solución al problema planteado.

3.1 PREDIMENSIONAMIENTO

Para el Pre dimensionamiento de Vigas de Acero, se recurrió al AASHTO LRFD [1], que indica lo siguiente:

3.1.1 Peralte de la Viga Metálica:

En el AASHTO LRFD [1], la **Tabla 2.5.2.6.3-1** contiene las profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante.

En nuestro caso, para vigas metálicas el valor se encuentra en:

$$D=0.04L - 0.032 L \quad (1)$$

3.1.2 Espesor de Losa:

Según el artículo 9.7.1.1 se indica la Altura Mínima y Recubrimiento, donde se indica que el espesor de losa del tablero no deberá ser menor a 175 mm:

$$t_f \geq 0.175 \text{ m} \quad (2)$$

3.1.3 Proporción del Alma:

Se considerará las vigas metálicas sin rigidizadores longitudinales para las cuales aplica el artículo **6.10.2.1.1**, nos da una proporción de esbeltez:

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \quad (3)$$

$$t_w \geq 0.012 \text{ m} \quad (4)$$

3.1.4 Proporción de las Alas:

En el artículo **6.10.2.2** especifica las proporciones mínimas para las alas, que actúan tanto en compresión como en tracción.

Para el Ancho de ala se especifica según la ecuación **6.10.2.2-2** :

$$b_f \geq \frac{D}{6} \quad (5)$$

Para el espesor de ala se especifica según la ecuación 6.10.2.2-3:

$$t_f \geq 1.1t_w \quad (6)$$

Además se especifica que se tendrá que cumplir que:

Según la ecuación **6.10.2.2-1**:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12 \quad (7)$$

Según la ecuación **6.10.2.2-4**:

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 1.0 \quad (8)$$

3.2 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

La alternativa que proponemos consiste en que el puente este apoyado en 2 puntales temporales para ello se necesitara analizar los momentos más desfavorables en las 5 etapas y para las secciones del centro, a seis metros del centro de luz y a dieciocho metros del centro de luz. Las etapas son las siguientes:

ETAPA 1

En esta etapa solo se considerara que el apuntalamiento ayuda a las vigas. Además el concreto aun no endureció por lo que no se comporta como una sección compuesta. Es decir

Carga: Viga Metálica + losa

Elemento que resiste: Viga sola (VS)

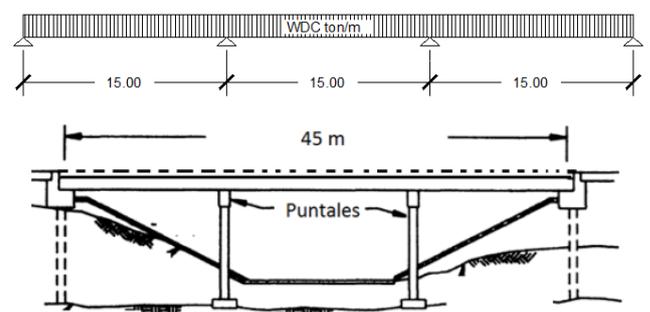


Figura 1 - Etapa 1. Viga apuntalada y losa sin resistencia

ETAPA 2

La sección se comporta de manera compuesta por lo que se procede a retirar los puntales, además consideraremos dos reacciones remanentes que actuarán solo por un instante con una separación de 15m.

Carga: reacciones temporales

Elemento que resiste: Viga Compuesta a cargas de corto plazo. [VC,n]

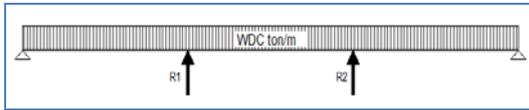


Figura 2 - Etapa 2. Losa alcanza el 75% de $f'c$ y se retira el apuntalamiento

ETAPA 3

La sección se comporta de manera compuesta. Se considera las cargas de vereda y baranda.

Carga: Peso de vereda y baranda

Elemento que resiste: Viga Compuesta a cargas de largo plazo. [VC,3n]

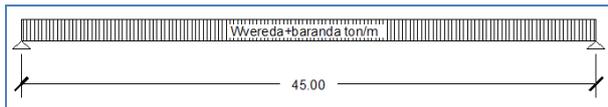


Figura 3 - Etapa 3. Viga compuesta a cargas de largo plazo de veredas y barandas

ETAPA 4

Se considera la carga DW ó sea la carga del asfalto y el Elemento que resiste es la viga compuesta a cargas de largo plazo. [VC,3n]

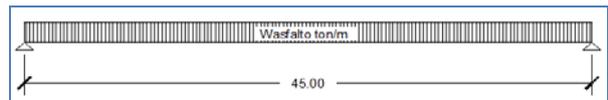


Figura 4 - Etapa 4. Viga compuesta a cargas de largo plazo de asfalto

ETAPA 5

Se considera la sobrecarga de diseño HL-93 y la sobrecarga para fatiga HL-93 mientras que el elemento resistente es la Viga Compuesta a cargas de corto plazo. [VC,n]

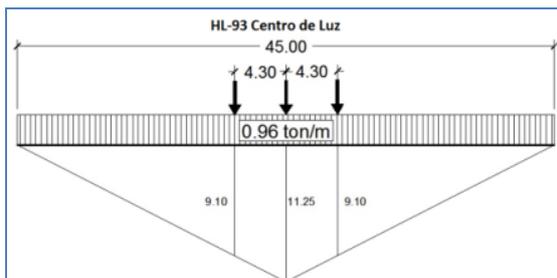


Figura 5 - Etapa 5. Viga compuesta a cargas de corto plazo de S/C HL-93

Luego de analizar los momentos en todas las etapas se procederá a la verificación de esfuerzos en el estado límite de servicio II, verificación por fatiga y además diseño en estado límite de Resistencia I de acuerdo al AASHTO LRFD [1].

$$\text{Servicio I} = DC + DW + LL + IM \quad (9)$$

$$\text{Servicio II} = DC + DW + 1.3(LL + IM), \text{ donde } IM = 33 \quad (10)$$

$$\text{Fatiga} = DC + DW + 0.75(LL + IM) \text{ donde } IM = 15\% \quad (11)$$

La verificación en estado límite de Resistencia I

$$Mu = \eta(1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75M_{LL+IM}) \quad (12)$$

3.3 FACTOR DE DISTRIBUCION DE LAS SOBRECARGAS POR CARRIL PARA MOMENTOS

EN VIGAS INTERIORES:

De la Sección 4.6.2.2 del AASHTO LRFD [1], se aplica si cumple lo siguientes requisitos

$$1100 \leq S \leq 4900$$

$$110 \leq t_s \leq 300$$

$$6000 \leq L \leq 7300$$

$$N_b \geq 4$$

$$4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12} \quad (13)$$

Se obtiene según las siguientes ecuaciones:

Para un carril de diseño cargado

$$0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L^3}\right)^{0.1} \quad (14)$$

Dos o más carriles de diseño cargado

$$0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L^3}\right)^{0.1} \quad (15)$$

Para el $N_b=3$ se usa el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b=3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor.

3.4 DISEÑO DE LOSA DEL TABLERO

Para el diseño de Losa, la luz principal (distancia menor entre apoyos) es en la dirección perpendicular al tránsito; por tanto se hará el análisis para secciones del puente donde se produce las mayores sollicitaciones.

Para lo cual se advierte que en posiciones específicas donde se produce las mayores sollicitaciones, conociendo las líneas de influencia de dichas secciones y colocando las cargas de manera que se produzcan los efectos más

desfavorables, se obtendrán los momentos flectores para las cargas permanentes y la sobrecarga de diseño HL-93 especificada en AASHTO LRFD [1]. Las cargas son mayoradas por factores de carga en el estado límite de Resistencia I. Las mencionadas posiciones están denotadas por la siguiente nomenclatura:

- 204 (a 4/10 de la Luz del 1er apoyo): Posición donde se produce el mayor momento positivo.
- 200 (en el 1er apoyo): Posición donde se produce los mayores efectos para el volado.
- 300 (en el 2do apoyo): Posición donde se consiguen los mayores momentos positivos

Con los momentos flectores en dichas posiciones se obtendrá el área de refuerzo necesario para satisfacer las demandas de las cargas actuantes. Para la dirección transversal el refuerzo se obtendrá, según los especificado en AASHTO LRFD [1], como un porcentaje del refuerzo principal, excepto en la zona en donde se da momentos de contra flexión, donde se colocara refuerzo por temperatura o refuerzo por sollicitación Global.

3.5 DISEÑO POR CORTE

Al igual que todo el proceso se siguió la metodología del AASHTO LRFD [1], en la que para el diseño por corte indica lo siguiente:

Para las almas rigidizadas, los requisitos para los paneles extremos serán como se especifica en el Artículo 6.10.9.3.3.

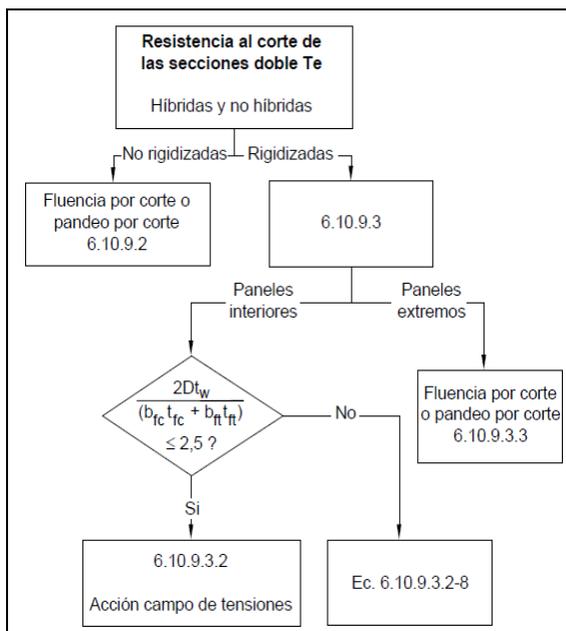


Figura 6 – Diagrama de flujo para el diseño al corte de las secciones doble Te.

En este caso nuestras secciones serán rigidizadas por ende entraremos a la sección 6.10.9.3, por tanto, se realizó la verificación por corte, considerando el uso de rigidizadores para las secciones más desfavorables, se encontró los espaciamientos entre rigidizadores.

3.6 DISEÑO DE RIGIDIZADORES

El diseño de los rigidizadores se realizó respetando las disposiciones de las especificaciones AASHTO LRFD [1], en su artículo 6.10.11, conforme a ello se diseñaron rigidizadores intermedios y rigidizadores de apoyo.

En el diseño de rigidizadores de apoyo, se obtuvieron los siguientes valores:

$$T_p = 9.53 \text{ mm y } b_t = 150 \text{ mm}$$

En el diseño de rigidizadores intermedios, se comprobó que el alma puede resistir las componentes verticales del campo de tensiones por sí mismo.

3.7 DISEÑO DE CONECTORES DE CORTE

Para que la estructura del puente, pueda trabajar como una sección compuesta entre la viga de acero y la losa de concreto, se debe proveer de conectores de corte tipo perno o tipo canal, que en nuestro caso se optó por el tipo Perno.

Según el AASHTO LRFD [1] menciona que: Artículo 6.10.10.3: “En las secciones compuestas se deberán proveer conectores de corte tipo perno o tipo canal en la interfaz entre el tablero de concreto y la sección de acero para resistir el corte en la interfaz. Normalmente se deberán proveer conectores de corte en la totalidad de la longitud de los puentes compuestos de un solo tramo. En las regiones de flexión negativa se deberán proveer conectores de corte si se considera que la armadura longitudinal forma parte de la sección compuesta. Caso contrario no será necesario proveer conectores de corte en las regiones de flexión negativa, pero se deberán colocar conectores adicionales en la región donde se encuentran los puntos de contraflexión bajo carga permanente.

Artículo 6.10.1.7: “Cuando en las regiones de flexión negativa no se coloquen conectores de corte, la armadura longitudinal se deberá prolongar hacia la región de flexión positiva”.

Para las condiciones de diseño se usará el AASHTO LRFD [1], en los cuales se deberá realizar la verificación en Estado Límite de Fatiga y Estado Límite de Resistencia I.

3.8 DISEÑO DEL MURO

Los materiales utilizados como relleno detrás de un muro de sostenimiento deberán ser granulares y permitir el libre drenaje.

Los estribos y muros de sostenimiento se han investigado en los estados límites de Resistencia I y Evento Extremo I utilizando la Ecuación 1.3.2.1-1 para:

- Falla por capacidad de carga
- Falla por deslizamiento
- Falla por excentricidad
- Falla estructural.

Las cargas permanentes y transitorias consideradas en los muros son:

Cargas permanentes:

DC = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos

EH = empuje horizontal del suelo

ES = sobrecarga de suelo

EV = empuje vertical debido al peso propio del suelo de relleno

Cargas transitorias:

LS = sobrecarga viva.

Las Figuras 7 y 8, ilustra cómo se aplican los factores de carga para producir las solicitaciones extremas totales mayoradas.

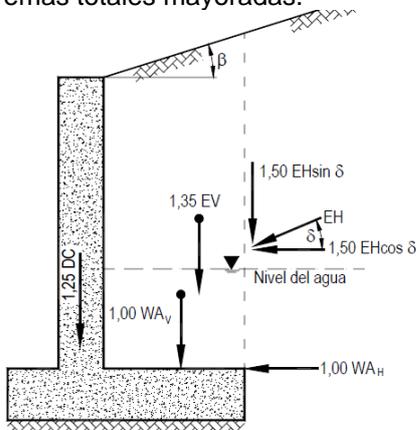


Figura 7 – Aplicación de los factores de carga para determinar la capacidad de carga

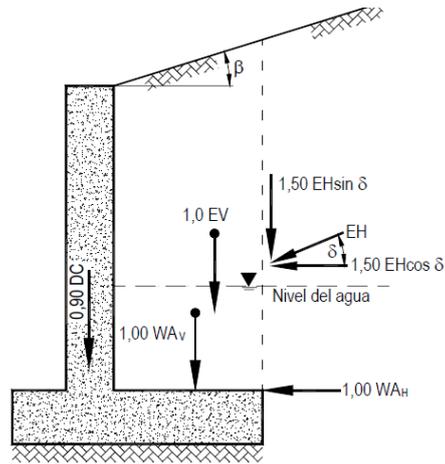


Figura 8 – Aplicación de los factores de carga para determinar el deslizamiento y excentricidad.

Cuando el talón es suficientemente ancho, se puede aplicar la teoría de Rankine y el relleno contenido sobre el talón se considera que forma parte del cuerpo en equilibrio.

EMPUJE LATERAL DEL SUELO: EH

Se asumirá que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la altura de suelo, y se deberá tomar como, según el artículo del AASHTO LRFD [1] 3.11.5.1:

$$p = k \gamma_s g z (x10^{-9}) \quad (16)$$

Dónde:

p = empuje lateral del suelo (MPa)

k_a = coeficiente activo de empuje lateral de suelos

γ_s = densidad del suelo (kg/m^3)

z = profundidad del suelo debajo de la superficie (mm)

g = gravedad (m/s^2)

SOBRE CARGA VIVA (LS):

Para la sobrecarga viva, según el AASHTO LRFD [1] en el artículo 3.11.6.4 menciona que: "Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro." Y el aumento debido a esta sobrecarga será de:

$$\Delta p = k \gamma_s g h_{eq} \times 10^{-9} \quad (17)$$

donde:

Δp = aumento del empuje horizontal del suelo debido a la sobrecarga viva (MPa)

γ_s = densidad total del suelo (kg/m^3)

k_a = coeficiente activo de empuje lateral de suelos

h_{eq} = altura de suelo equivalente para carga vehicular (mm)

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

El refuerzo se diseña para la cara interior de la pantalla frontal, la capa inferior en la punta y la capa superior en el talón de la cimentación.

En el estado límite de Evento Extremos I, calculamos el empuje sísmico del suelo que actúa sobre el cuerpo del muro. Aplicamos el método pseudo estático de Mononobe Okabe, el cual considera el empuje estático y el debido a sismo del suelo, E_{AE} , cuando el estribo está en el punto de falla, mediante la siguiente expresión:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} g \cdot x^2 (1 - K_v) \cdot K_{AB} \quad (18)$$

Dónde K_{AB} :

$$K_{AB} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta)} \left[1 - \frac{\sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)} \right]^{-2} \quad (19)$$

K_v : Coeficiente sísmico vertical, el cual se halla mediante la siguiente gráfica:

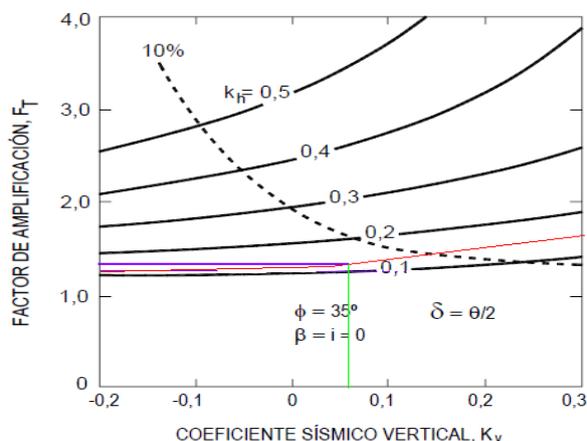


Figura 9 - Influencia del coeficiente K_v sobre el factor de amplificación, F_T .

3.9 MODELO EN SAP2000

Se modeló en el SAP2000 considerando la losa con elementos tipo Shell, la viga metálica con elementos tipo Frame y los apoyos con elementos tipo Link con las propiedades de rigidez del neopreno, la conexión de los ejes neutros de la viga y la losa se resolvió con elementos tipo Link asignando propiedades de rigidez fija. Con la finalidad de obtener datos para el diseño del neopreno.

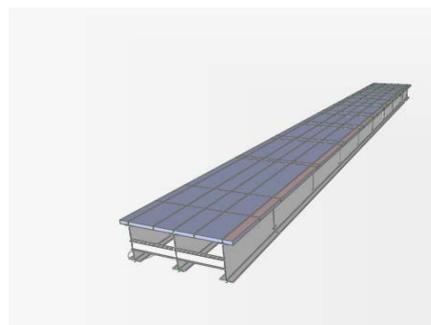


Figura 10 – Modelo Tridimensional en SAP 2000

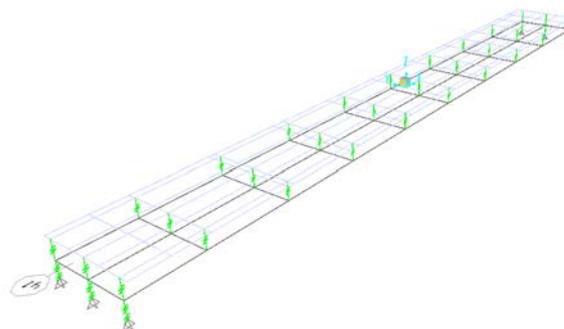


Figura 11 – Idealización de apoyos y conexiones en el modelo de SAP 2000.

3.10 DISEÑO DE NEOPRENO

El puente Aynamayo estará sujeto a determinados movimientos, como son los originados por los cambios de temperatura, la acción de las cargas externas y los propios del puente (carga muerta), por lo que precisan un elemento de apoyo que disipe tales movimientos sin que se dañen.

Por tanto Los apoyos de Neopreno, tendrá que soportar las fuerzas horizontales, como son: las fuerzas sísmicas, los cambios de temperatura, que producirán en el apoyo esfuerzos de corte. Además tendrá que resistir las cargas verticales producidas por las cargas permanentes y cargas transitorias, por lo tanto tendrá que soportar los esfuerzos axiales producidos por dichas cargas.

Entonces para el Esfuerzo de Corte, se tendrá que cumplir:

$$H < G \cdot A \quad (20)$$

Donde:

H: Fuerza de Sismo

G: Resistencia al Corte del Neopreno

A: Área Total del Neopreno

Para el esfuerzo Axial, se tendrá que la carga total del puente, de la carga permanente y las cargas transitorias, el cual se repartirá al número total de neoprenos. Con el esfuerzo axial individual hallará la altura del Neopreno mediante el siguiente gráfico.

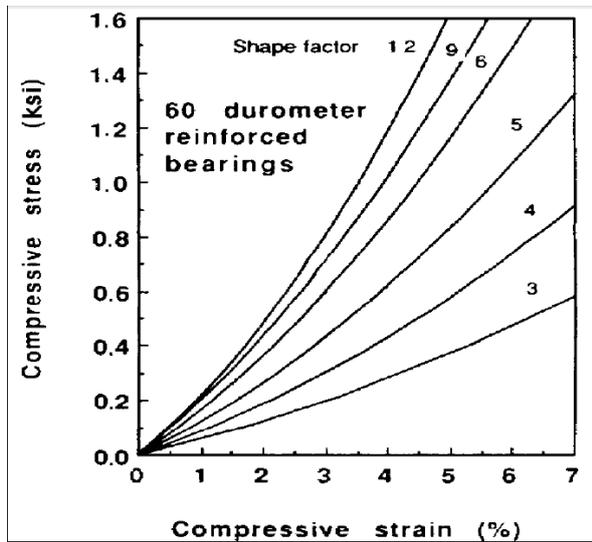


Figura 12 – Curva esfuerzo-deformación de Neopreno de dureza 60

4 RESULTADOS

Como resultado del análisis y diseño del puente Aynamayo, se elaboraron planos de detalles, se muestra en las figuras 13 y 14, la sección transversal y la elevación de la solución adoptada.

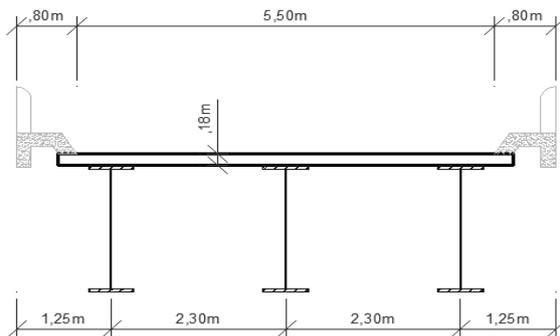


Figura 13. Sección transversal del puente

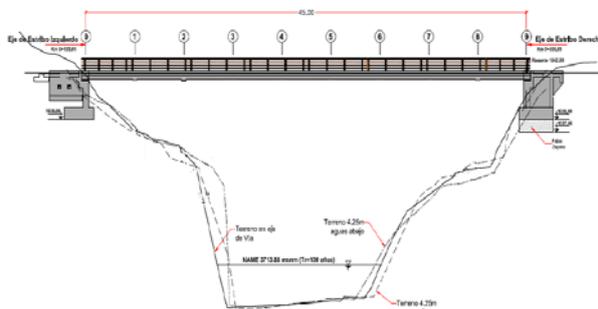


Figura 14. Elevación lateral del puente

5 CONCLUSIONES

Los puentes son puntos fundamentales dentro de la red de carreteras del país, puesto que son indispensables para el transporte de mercancías y personas, en consecuencia necesarios para el desarrollo del país, por tal motivo es necesario no solo dar mantenimiento a estas estructuras sino construir nuevos puentes a lo largo del país.

Se trató de ilustrar de manera detallada el proceso de diseño de puentes con vigas y losa de acuerdo al AASHTO LRFD [1]. Se exponen de manera rápida algunas de las consideraciones preliminares necesarias para el estudio del proyecto del puente. Luego, en los capítulos siguientes se han presentado recomendaciones, soluciones y alternativas para problemas comunes que se presentan en el diseño de puentes.

Se observa que el AASHTO LRFD [1], muestra la metodología de diseño de muros por el método LRFD, que considera para cargas permanentes con factores máximos y mínimos y la los factores de carga permanente variables y la consideración o no de las cargas transitorias de acuerdo al estado límite evaluado, de manera de obtener las sollicitaciones extremas mayoradas.

Finalmente, se debe señalar que el diseño de un puente que garantice una vida útil con baja probabilidad de falla, en un país como el nuestro, afectado por eventos sísmicos, fenómenos del niño, la cordillera de los andes y otros fenómenos naturales, requiere adecuados y especiales estudios en diversos campos de la ingeniería como topografía, hidrología, hidráulica, geología, geotecnia, estudio de tránsito, riesgo sísmico e impacto ambiental.

6 BIBLIOGRAFIA

- [1] AASHTO Highways subcommittee on Bridges and structures. "AASHTO LRFD Bridge Design Specification", SI Units. 5th Edition 2010.
- [2] Barker Richard M. and Puckett Jay A., "Design of Highway Bridges: An LRFD Approach", 2nd. ed. John Wiley & Sons, Inc., 2007.
- [3] Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, "Manual de Diseño de Puentes", edición 2003.
- [4] Segui, W. T., "LRFD Steel Design", 3rd. ed., Brooks-Cole Publishing, Boston, 2003.
- [5] Timoshenko, S. and J. M. Gere, "Theory of Elastic Stability", 3rd ed., Prentice Hall, 1969.