

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

**CARRERA:
INGENIERÍA CIVIL**

Tesis previa a la obtención del título de: INGENIEROS CIVILES

**TEMA:
DISEÑO DEFINITIVO DE LA "AVENIDA PADRE CAROLLO" UBICADA EN
LA PROVINCIA DE PICHINCHA, CANTÓN QUITO, PARROQUIAS
QUITUMBE - TURUBAMBA**

**AUTORES:
GUIDO PATRICIO ANDRADE ALMACHE
ROLANDO LEONARDO MORA VALDIVIESO**

**DIRECTOR:
MENTOR EDUARDO TORRES CUNALATA**

Quito, mayo de 2015

DECLARATORIA

Nosotros, autorizamos a la Universidad Politécnica Salesiana la publicación total o parcial de este trabajo de titulación y su reproducción sin fines de lucro.

Además, declaramos que los conceptos y análisis desarrollados y las conclusiones del presente trabajo son de exclusiva responsabilidad de los autores.

Quito, mayo de 2015

Guido Patricio Andrade Almache
1713142931

Rolando Leonardo Mora Valdivieso
1710689629

DEDICATORIA

A mi padre Guido Andrade que con su fortaleza y perseverancia ha sabido guiarme en el camino para ser una persona de bien, a mi madre Lidia Almache por ser un pilar fundamental en mi vida por sus consejos y paciencia he logrado alcanzar mis metas y hermanos por su apoyo incondicional en el transcurso de este proceso académico.

Patricio Andrade

Un millón de gracias para María Valdivieso, quien ha sido, es y será el sol que guía mis jornadas.

Leonardo Mora

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Politécnica Salesiana y su meritorio grupo de docencia de la carrera de Ingeniería Civil por los conocimientos aportados durante todo el periodo de estudio, y agradecimientos especiales para el Ing. Eduardo Mentor Torres que dirigió la tesis, al Ing. Carlos Garzón y a la Ing. Tatiana Dranichnikov por sus valiosas aportaciones para este proyecto.

ADDENDUM

El proyecto “Diseño vial definitivo de la avenida Padre Carollo” comprende el diseño geométrico y estructural del pavimento, además de sus obras menores complementarias, la evaluación ambiental y el análisis económico, todo esto bajo la tutoría de un profesional experto en vías como es el procedimiento normal en este tipo de trabajos de titulación; este proyecto se aprobó con varias alternativas de trazado y en todas ellas había que salvar la Qda. “El Conde” para la continuidad de la vía, la alternativa seleccionada para el diseño definitivo dio como resultado un puente cuya luz corresponde a 50.00 metros.

El diseño del puente involucra un docente especializado en la materia, por lo que se delinea este proyecto estructural como un trabajo adjunto, sin embargo para mantener la asociación de ambos trabajos que fueron concebidos como uno solo, se va a desarrollar el presente puente como un capítulo del diseño vial definitivo, tomando en cuenta de que se iban a superponer recursos como por ejemplo la topografía que ya se desarrolló en el proyecto vial, el análisis ambiental que también ya se realiza en la vía y que atiende también al puente, de manera que en ese sentido complementario se va a desarrollar el esquema de esta publicación.

El esquema capitular del presente estudio se realizará entonces tal cual se presentó en el plan de tesis previsto en el “Diseño vial definitivo de la avenida Padre Carollo”, con leves modificaciones debido a que el diseño estaba supeditado a la alternativa vial que se seleccionare.

ÍNDICE

INTRODUCCION.....	1
CAPITULO 1.....	1
ESTUDIO ESTRUCTURAL DEL PUENTE.....	1
1.1 Antecedentes.....	2
1.2 Objetivos.....	3
1.2.1 Objetivos generales.....	3
1.2.2 Objetivos específicos.....	3
1.3 Justificación.....	3
1.4 Descripción del sitio.....	5
1.5 Sinopsis sobre puentes según el materia.....	6
1.6 Diseño de puentes de sección compuesta.....	7
1.6.1 Síntesis de diseño.....	7
1.6.2 Síntesis de procedimiento constructivo.....	8
1.6.2.1 Construcción con apuntalamiento.....	9
1.6.2.2 Construcción sin apuntalamiento.....	9
1.6.3 Esfuerzos en los diferentes tipos de secciones.....	9
1.6.3.1 Secuencia de carga.....	9
1.6.3.2 Esfuerzos para secciones en flexión positiva.....	10
1.6.3.3 Esfuerzos para secciones en flexión negativa.....	10
1.6.3.4 Esfuerzos en el tablero de hormigón.....	10
1.6.4 Ancho efectivo del tablero.....	11
1.6.5 Rigidez.....	12
1.7 Topografía y diseño geométrico.....	12
1.7.1 Actividades y producto topográficos.....	13
1.7.2 Diseño geométrico.....	14
1.8 Estudio hidrológico hidráulico,.....	18
1.8.1 Estudio Hidrológico.....	18
1.8.1.1 Información utilizada.....	18
1.8.1.2 Caudal hidrológico.....	14
1.8.1.2.1 Coeficiente de escorrentía.....	20
1.8.1.2.2 Área de drenaje.....	21
1.8.1.2.3 Intensidad de lluvia.....	22

1.8.2.	Evaluación hidráulica.....	23
1.9.	Geología y Geotecnia.....	29
1.9.1.	Geomorfología.....	29
1.9.2.	Perfil estratigráfico.....	30
1.9.2.1	Descripción de materiales y sondeos.....	31
1.9.3.	Fallas geológicas.....	34
1.9.4	Valores físicos mecánicos para diseño de cimentaciones y muros..	34
1.9.4.1	Taludes de corte.....	35
1.9.4.2	Capacidad admisible del depósito.....	35
1.9.4.3	Profundidad para cimentación.....	36
1.10	Diseño de la superestructura.....	37
1.10.1.	Normas de diseño.....	37
1.10.2.	Datos generales.....	37
1.10.3.	Cargas permanentes.....	38
1.10.3.1	Carga muerta.....	38
1.10.3.2	Carga de acabados.....	40
1.10.4.	Cargas viva.....	40
1.10.5.	Diseño de protecciones poste y pasamano metálico.....	41
1.10.5.1	Protección externa.....	42
1.10.5.1	Protección interna.....	44
1.10.6	Diseño del tablero.....	47
1.10.6.1	Carga muerta.....	47
1.10.6.2	Carga viva.....	49
1.10.6.3	Armadura.....	50
1.10.7	Diseño de vigas metálicas.....	52
1.10.7.1	Análisis de cargas y diseño a flexión.....	55
1.10.7.2	Diseño a corte.....	73
1.10.7.3	Control de deflexiones.....	83
1.10.7.4	Camber o contra flecha.....	84
1.10.7.5	Conectores de corte.....	85
1.10.7.6	Diafragmas o marco cruzados.....	89
1.10.7.7	Arrostramiento inferior.....	91
1.10.7.8	Apoyos elastoméricos.....	92

1.10.7.9	Esquema final de la viga.....	97
1.10.8	Empalmes empernados.....	100
1.10.8.1	Diseño de empalmes en los patines.....	100
1.10.8.2	Diseño de empalme del alma.....	112
1.10.9	Soldadura.....	118
1.11	Sub estructura.....	121
1.11.1.	Cálculos de estribos.....	122
1.11.1.1	Coefficiente de empuje activo.....	122
1.11.1.2	Empuje activo de tierra.....	123
1.11.1.3	Empuje sísmico.....	123
1.11.1.4	Incremento dinámico del empuje activo de la tierra.....	125
1.11.1.5	Peso de la sobrecarga.....	126
1.11.2	Predimensionamiento estribo norte.....	126
1.11.3	Diseño del estribo norte.....	129
1.11.4	Diseño de etapas de carga.....	133
1.11.4.1	Primera etapa de carga.....	133
1.11.4.2	Segunda etapa de carga.....	135
1.11.4.3	Tercera etapa de carga.....	138
1.11.4.4	Cuarta etapa de carga.....	140
1.11.4.5	Quinta etapa de carga.....	142
1.11.5	Geometría estribo norte.....	143
1.11.5.1	Cargas.....	145
1.11.6	Diseño de zapata.....	147
1.11.7	Diseño viga de asiento.....	150
1.11.8	Diseño de pantalla.....	152
1.11.8.1	Diseño de pantalla superior.....	154
1.11.9	Diseño de muro de ala.....	157
1.11.10	Diseño de traba antisísmica.....	159
1.11.11	Predimensionamiento estribo sur.....	161
1.11.12	Diseño del estribo sur.....	166
1.11.12.1	Primera etapa de carga.....	166
1.11.12.2	Segunda etapa de carga.....	167
1.11.12.3	Tercera etapa de carga.....	170

1.11.12.4	Cuarta etapa de carga.....	172
1.11.12.5	Quinta etapa de carga.....	173
1.11.13	Geometría estribo sur.....	174
1.11.14	Cargas.....	175
1.11.15	Diseño de zapata.....	177
1.11.16	Diseño viga de asiento.....	180
1.11.17	Diseño de pantalla.....	182
1.11.17.1	Diseño de pantalla superior.....	184
1.11.18	Diseño de muro de ala.....	186
1.12	Presupuesto de obra.....	188
1.13	Especificaciones técnicas.....	190
1.13.1	Generalidades.....	190
1.13.2	Seguridad en la obra.....	191
1.13.3	Hormigón armado.....	191
1.13.4	Encofrados.....	198
1.13.5	Colocación del acero de refuerzo.....	199
1.13.6	Acero estructural.....	200
1.13.7	Soldadura.....	201
1.13.8	Excavación para puentes.....	202
1.13.9	Apoyos Elastoméricos.....	203
	CONCLUSIONES.....	207
	RECOMENDACIONES.....	208
	LISTA DE REFERENCIAS.....	209

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.</i>	Fotografía área del sitio.....	5
<i>Figura 2.</i>	Sección compuesta.....	8
<i>Figura 3.</i>	Anchos efectivos.....	11
<i>Figura 4.</i>	Sección Av. Padre Carollo.....	15
<i>Figura 5.</i>	Sección de servicio del puente.....	17
<i>Figura 6.</i>	Cauce de Qda. El Conde.....	19
<i>Figura 7.</i>	Cauce de Qda. El Conde.....	20
<i>Figura 8.</i>	Análisis hidráulico del cauce triangular.....	24
<i>Figura 9.</i>	Calado para máxima crecida.....	28
<i>Figura 10.</i>	Calado para máxima crecida.....	28
<i>Figura 11.</i>	Cortes geotécnicos.....	33
<i>Figura 12.</i>	Tipo de apoyo simple del puente.....	38
<i>Figura 13.</i>	Plan esquemático de la superestructura.....	39
<i>Figura 14.</i>	Protección Lateral.....	42
<i>Figura 15.</i>	Perfiles para postes y barandas.....	43
<i>Figura 16.</i>	Pasamanos.....	44
<i>Figura 17.</i>	Protección interna.....	45
<i>Figura 18.</i>	Centro de gravedad Volado.....	48
<i>Figura 19.</i>	Esquema de cambios de espesores del patín.....	52
<i>Figura 20.</i>	Viga en el centro de la luz.....	54
<i>Figura 21.</i>	Posición de mayor efecto por carga de camión.....	63
<i>Figura 22.</i>	Carga equivalente.....	65
<i>Figura 23.</i>	Posición de camión para el cálculo de FD.....	66
<i>Figura 24.</i>	Casos de ubicación del Eje Neutro Plástico.....	71
<i>Figura 25.</i>	Líneas de Influencia.....	76
<i>Figura 26.</i>	Rigidizador intermedio.....	81
<i>Figura 27.</i>	Rigidizador de apoyo sección.....	82
<i>Figura 28.</i>	Rigidizador apoyo alzado.....	83
<i>Figura 29.</i>	Marcos cruzados.....	89
<i>Figura 30.</i>	Diagonales inferiores.....	91
<i>Figura 31.</i>	Carga viva.....	95

<i>Figura 32.</i>	Apoyos elastoméricos.....	96
<i>Figura 33.</i>	Esquema de transición de tramos.....	97
<i>Figura 34.</i>	Modos de desgarramiento.....	111
<i>Figura 35.</i>	Diagrama de desgarramiento	117
<i>Figura 36.</i>	Mapa para diseño sísmico.....	124
<i>Figura 37.</i>	Distribución de fuerzas.....	126
<i>Figura 38.</i>	Pre dimensionamiento Estribo.....	127
<i>Figura 39.</i>	Dimensiones estribo.....	130
<i>Figura 40.</i>	Fuerza actuantes en el estribo primera etapa de carga	133
<i>Figura 41.</i>	Fuerza actuantes en el estribo segunda etapa de carga	135
<i>Figura 42.</i>	Fuerza actuantes en el estribo tercera etapa de carga.....	139
<i>Figura 43.</i>	Fuerza actuantes en el estribo cuarta etapa de carga.....	141
<i>Figura 44.</i>	Fuerza actuantes en el estribo quinta etapa de carga	142
<i>Figura 45.</i>	Geometría del estribo en planta.....	144
<i>Figura 46.</i>	Geometría del estribo vista frontal.....	144
<i>Figura 47.</i>	Geometría del estribo vista lateral.....	145
<i>Figura 48.</i>	Carga de Camión HS-20-44.....	146
<i>Figura 49.</i>	Carga Equivalente de Camión HS-20-44.....	146
<i>Figura 50.</i>	Presiones del suelo de cimentación.....	147
<i>Figura 51.</i>	Armado de zapata.....	149
<i>Figura 52.</i>	Viga de asiento.....	150
<i>Figura 53.</i>	Armado de pantalla del estribo.....	154
<i>Figura 54.</i>	Armado del cabezal del estribo.....	156
<i>Figura 55.</i>	Muro de Ala.....	159
<i>Figura 56.</i>	Trabas sísmicas.....	161
<i>Figura 57.</i>	Predimensionamiento Estribo sur.....	161
<i>Figura 58.</i>	Dimensiones Estribo sur.....	164
<i>Figura 59.</i>	Geometría del estribo sur vista en planta.....	174
<i>Figura 60.</i>	Geometría del estribo sur vista frontal.....	174
<i>Figura 61.</i>	Geometría del estribo sur vista lateral.....	175
<i>Figura 62.</i>	Carga de Camión HS-20-44.....	176
<i>Figura 63.</i>	Carga Equivalente de Camión HS-20-44.....	176
<i>Figura 64.</i>	Presiones del suelo de cimentación estribo sur.....	178

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Coordenadas Puente.....	5
Tabla 2.	Coordenadas GPS.....	13
Tabla 3.	Coeficiente de escorrentía.....	21
Tabla 4.	Resultados de los ensayos de SPT.....	36
Tabla 5.	Niveles Freáticos.....	37
Tabla 6.	Resumen de empalmes de empernados.....	118
Tabla 7.	Valores del factor A_0 en función de la zona sísmica.....	124
Tabla 8.	Descripción de Rubros.....	189

RESUMEN

Como parte de las mejoras de la vialidad en el D. M. de Quito la Administración Zonal Quitumbe, contempla construir un vía longitudinal en el sur de la ciudad, la cual incluye la construcción de un puente de 50 metros de luz sobre la Quebrada “El Conde” ubicada al sur este de esta Ciudad, proponiéndose para esta longitud el diseño mediante sección compuesta, y dos estribos apoyo sin pila intermedia, bajo la aplicación del código internacional AASHTO estándar 2002.

El diseño de la sección del puente se apega a la sección de la vía, es decir se conservan los cuatro carriles, dos para cada sentido, parterre intermedio, espaldones y aceras con ligeras modificaciones por cuestiones del peso de los materiales.

Hay que mencionar que el presente informe representa un capítulo del Estudio Definitivo de la Av. Padre Carollo, que ya fue aceptado por Universidad Politécnica Salesiana para su publicación. Entonces los contenidos serán un complemento del estudio en mención y se enfocará en ese sentido el desarrollo del informe.

ABSTRACT

As part of the improvements of roads in the city of Quito, “Quitumbe” Zonal Administration, plans to build a longitudinal avenue in the south of the city, which includes the construction of a bridge of 50 meters of span on the “El Conde” ravine, located at south east of this city, intending to this length design using composite section, and two bearings without intermediate support, under the application of international AASHTO standard code 2002.

The design of the bridge section is attached to the section of the “Padre Carollo” Avenue, its preserved the four lanes, two in each direction, intermediate parterre, shoulders and sidewalks with slight modifications for reasons of weight of materials.

It should be mentioned that this report represents a chapter of the planning. “Padre Carollo” Avenue, which was already accepted by “Politecnica Salesiana” University for publication. Then the contents will complement the study in question and focus in this regard the development of the report.

INTRODUCCION

Durante los últimos años el sur de Quito es un sector en crecimiento por lo tanto la Administración Zonal Quitumbe genera el proyecto “**DISEÑO DEFINITIVO DE LA AVENIDA PADRE CAROLLO UBICADA EN LA PROVINCIA DE PICHINCHA, CANTÓN QUITO, PARROQUIAS QUITUMBE – TURUBAMBA**” que en convenio con la Universidad Politécnica Salesiana se realizaron los estudios necesarios tanto topográficos, hidrológico e hidráulico, estudios de suelos, estudio de tráfico, impacto ambiental del sector. De acuerdo al trazado se ha obtenido una longitud aproximada del proyecto es 6 Km de vía, en la cual existe un desnivel topográfico (quebrada El Conde) comprendido entre las abscisas 0+334.22 y 0+394.22 teniendo una longitud aproximada a vencer de 50 metros para lo cual se propone realizar un puente de sección compuesta que permita el paso del mismo siendo este un capítulo más de la tesis intitulada esto mediante resolución del Consejo de Carrera de Ingeniería Civil.

CAPITULO 1

ESTUDIO ESTRUCTURAL DEL PUENTE

1.1. Antecedentes

Son conocidos los problemas de movilidad que padece el DMQ, en líneas generales se conoce que aproximadamente 747.0001 habitantes se trasladan en horas tempranas en las mañanas en sentido sur- norte y viceversa en horas altas de la tarde y en la noche, una de las rutas más empleadas es la Av. Pedro Vicente Maldonado y su enlace con la Av. Simón Bolívar. En atención a esto la Administración Zonal Quitumbe del Municipio tiene un plan vial que dentro de algunos proyectos de vías, escalones y puentes, tiene en cuenta una vía paralela a la Av. Pedro Vicente Maldonado de 5.2 km de longitud para captar parte de la carga de tráfico vehicular de la ruta antes descrita, esta vía es la Av. “Padre Carollo” la misma que se enlaza al norte con la Av. Simón Bolívar y al sur con la Av. Panamericana Sur a la altura del barrio San Juan de Turubamba, este proyecto de vía incluye salvar la Quebrada “El Conde” y para el efecto se ha definido la necesidad de un puente de una longitud de 50 m, esta estructura es la que se va a diseñar en el presente informe. La ingeniería de los proyectos mencionados es llevada a cabo mediante convenio interinstitucional entre la Universidad Politécnica Salesiana y la Administración Zonal Quitumbe.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivos generales

- Realizar el diseño técnico de un puente vehicular sobre la Quebrada “El Conde” que forme parte de la continuidad de la Av. “Padre Carollo”.
- Contribuir al plan vial del sur del DMQ por intermedio del convenio interinstitucional entre la Universidad Politécnica Salesiana y la Administración Zonal Quitumbe.

1.2.2. Objetivos específicos

- Determinar la mejor alternativa estructural en conformidad a la mejor opción técnico-económica para el puente en dependencia del trazado y las secciones impuestas para la Av. “Padre Carollo”.
- Desarrollar el diseño en función de la metodología del Código ASSHTO ESTANDAR.

1.3. Justificación

- **TÉCNICA:** La importancia del proyecto del puente es prioritaria y se establece en que es imprescindible para coadyuvar a resolver el problema de la congestión en horas pico de la Av. Pedro Vicente Maldonado que conecta un número importante de barrios del sur del DMQ con arterias viales que a su vez se extienden hacia el norte como la Av. Simón Bolívar, Av. Napo, calles del Centro Histórico, etc.

Como se expuso anteriormente, en la mañana se estima que alrededor de 747.000 personas que se trasladan de sus hogares ubicados al sur del DMQ hacia sus centros de trabajo o estudio ubicados mayoritariamente en el centro-norte de Quito, por lo que es importante ubicar rutas alternas que conecten estos destinos y para ello debido a la accidentada topografía de nuestra ciudad nos vemos obligados a acudir a elementos como puentes o alcantarillas, en nuestro caso después de recurrir a algunos criterios como el Dpto. de Ordenamiento Territorial de la Administración Zonal Quitumbe y la EPMAPS, se concluyó que la mejor alternativa es un puente. Además de los beneficiarios directos que serían los usuarios del puente, hay que agregar el impacto positivo de esta estructura de contribuir al potencial que tiene esta área para el desarrollo de planes de vivienda y también conseguir la elevación de los estándares de vida de la población ya asentada.

- **COOPERACIÓN:** Existe un interés bilateral entre la Administración Zonal Quitumbe y la Universidad Politécnica Salesiana, la entidad municipal requiere estos diseños y además se apresta a financiar los estudios topográficos y geotécnicos del proyecto de tesis, lo cual le proporciona factibilidad al proyecto, y la entidad educativa necesita proyectos para concretar los estudios de pregrado de sus estudiantes.

1.4. Descripción del sitio

El puente objeto de este estudio se encuentra los barrios El Vergel y Tréboles del Sur, donde salva la Quebrada “El Conde” (ver fig. 1, en azul el eje de quebrada) que si bien tiene un caudal base pequeño en temporadas de estiaje, sirve a una cuenca que aporta caudal pluvial y descargas sanitarias puntuales de alcantarillado. Las siguientes coordenadas corresponden a la localización de sus márgenes norte y sur del puente:

Tabla 1.

Coordenadas Puente Av. Padre Carollo

MÁRGEN	LATITUD (S)	LONGITUD (W)	COTA	ABSCISA (AV. P. CAROLLO)
	utm	utm	msnm	m
Norte	9965727.05	496425.16	3004.92	0+344.22
Sur	9965677.54	496418.20	3004.92	0+394.22

Nota. Msnm=metros sobre el nivel del mar

Elaborado por: Leonardo Mora

Quebrada El Conde

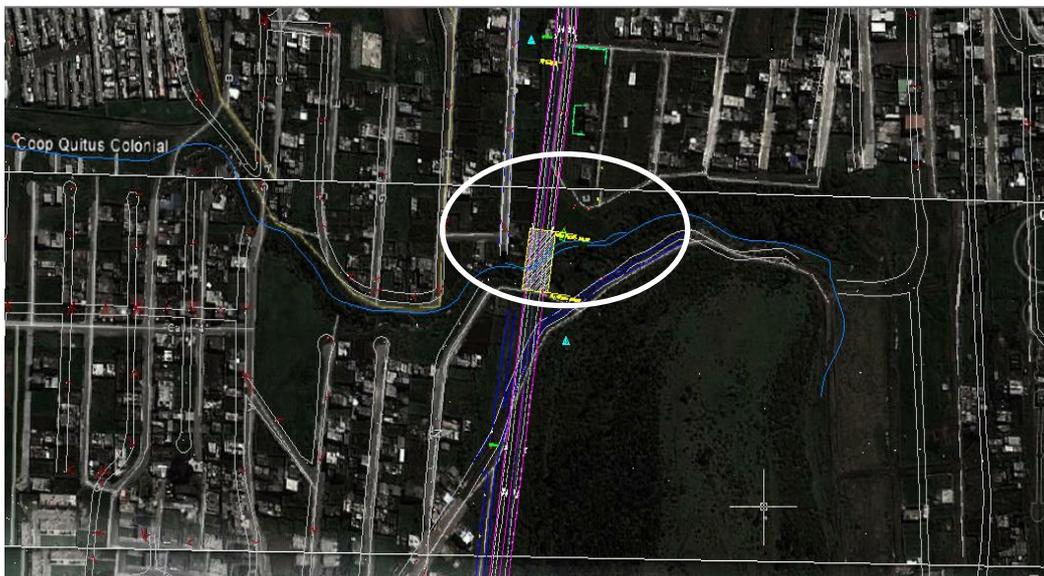


Figura 1. Fotografía área del cruce del puente sobre la Qda. El Conde. Fuente: Google earth

Elaborado por: Leonardo Mora

1.5. Sinopsis sobre puentes según el material

Como definición un puente es una construcción artificial, que permite salvar un accidente geográfico o cualquier otro obstáculo físico como un río, un cañón o quebrada, un valle, un camino, una vía férrea, un cuerpo de agua, o cualquier obstrucción. El diseño de cada puente varía dependiendo de su función y la naturaleza del terreno sobre el que el puente es construido. Su proyecto y su cálculo pertenecen a la ingeniería estructural, siendo numerosos los tipos de diseños que se han aplicado a lo largo de la historia, influidos por los materiales disponibles, las técnicas desarrolladas y las consideraciones económicas, entre otros factores. Para determinadas luces o dimensiones entre estribos y pilas de puentes se tienen destinados materiales específicos para su construcción, de acuerdo a nuestra luz de diseño se exponen, en resumen, continuación los más importantes:

- **Puentes metálicos** Los puentes metálicos son estructuras que se construyen con rapidez. Sin embargo, estas estructuras son las más costosas y además se encuentran sometidas a la acción corrosiva de los agentes atmosféricos, gases y humos de las propias de las ciudades. Por ello, su mantenimiento es caro. Los puentes de acero de un solo tramo que utilizan vigas metálicas logran luces de hasta 70 m, los puentes metálicos de armadura alcanzan luces de hasta 120 m, el diseño en arco pueden llegar a luces de 150 m.
- **Puentes de hormigón armado** La principal característica estructural del hormigón es que resiste muy bien los esfuerzos de compresión, pero no tiene buen comportamiento frente a otros tipos de esfuerzos (tracción, flexión, cortante), por este motivo es habitual usarlo asociado al acero, recibiendo el nombre de hormigón armado, comportándose en conjunto muy favorablemente ante las diversas sollicitaciones, además es un material duradero e insensible a los agentes atmosféricos. Se usa en luces de hasta 30 m, y se podría llegar a la luz de nuestro diseño con una pila intermedia.
- **Puentes de sección compuesta** En la actualidad el uso de secciones compuestas ha ido aumentando, anteriormente las vigas de acero y las losas de concreto se consideraban por separado; en la acción compuesta (hormigón armado unido a

miembros de acero estructural) aumenta la resistencia de la sección ya que se aprovechan las principales propiedades estructurales de cada uno. En el caso de puentes la viga compuesta puede aumentar su resistencia en un tercio en comparación a una viga netamente de acero (NAVARRETE, Juan; “Secciones compuestas de Acero-Concreto Método”; 2004; pag. 21.), al igual que se reducen las deflexiones, y se pueden lograr luces de hasta 70 m.

Considerando estas relaciones entre tipos de materiales y sus respectivas luces óptimas de diseño, se adopta la sección compuesta para realizar el cálculo estructural del presente puente vehicular.

1.6. Diseño de puentes de sección compuesta

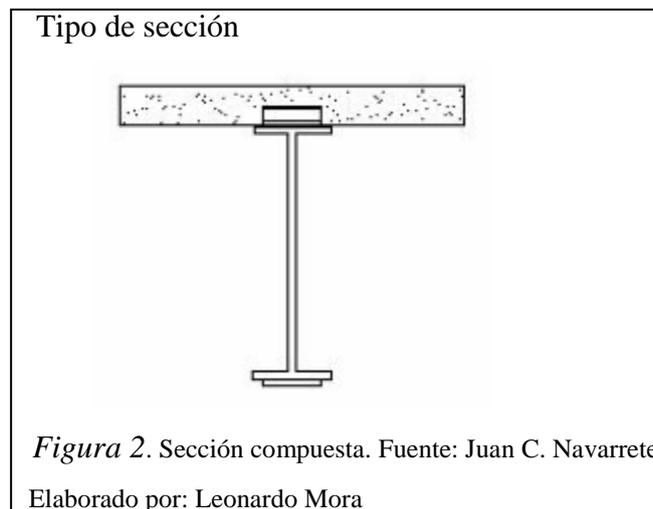
1.6.1. Síntesis de diseño

El diseño se establecerá en un puente de sección compuesta, es decir de tablero de hormigón armado y vigas de acero estructural, dicho diseño se basa en un óptimo aprovechamiento de las características mecánicas de los dos materiales que lo conforman mediante su interacción mutua, conseguida mediante su conexión a rasante a través de conectores de corte.

En la construcción compuesta la viga sigue siendo el miembro más utilizado, sin embargo en los pisos compuestos en general se hace rendir más eficazmente la resistencia del hormigón y del acero estructural, procurando que la mayoría de sección de losa trabaje a compresión, y la sección de acero trabaje a tracción. Las secciones compuestas tienen mayor rigidez en comparación con las secciones de acero y hormigón por separado, al igual que presentan menos deflexiones.

Más en específico, en los puentes no compuestos el problema más usual es el agrietamiento de la losa y en consecuencia su deterioro, ya que la parte superior de la losa que trabaja compresión y la parte inferior a tracción, en consecuencia esta última se agrieta y con la acción repetida de las cargas vehiculares estas fisuras se van abriendo cada vez más. Con la trabe compuesta se disminuye este problema, ya que si el eje neutro queda en la unión entre la losa de hormigón y la viga de acero, la losa

trabaja completamente en compresión, y el acero a tracción, aprovechándose así las principales características estructurales de ambos materiales; en ocasiones puede darse el caso de que el eje neutro se ubique dentro del espesor de la losa y por tanto solo una parte de ella trabaje a compresión, entonces lo que se suele hacer para evitar esto es agregar un cubreplaca (Figura 2) en el patín inferior de la viga de acero para que el eje neutro baje y quede por debajo de la losa.



1.6.2. Síntesis de procedimiento constructivo

En el proceso de construcción de la sección compuesta, para que se pueda considerar como tal, el hormigón de la losa debe adquirir por lo menos un 75% de resistencia a la compresión de diseño antes de que alcance la acción compuesta; los pesos debidos a la losa, al encofrado y otros que se puedan presentarse, serán absorbidos ya sea por la viga o por un sistema de apuntalamiento; entonces las vigas de acero se deben apuntalar antes de que se soporten esas cargas, para que a su vez sean soportadas por los puntales y no por las vigas de acero. En caso de que no sea viable el apuntalamiento de las vigas, estas deberán resistir en esa etapa constructiva todas esas cargas incluyendo su peso propio, por ello se analizan varios estados de carga en diferentes etapas constructivas, en resumen se tiene:

1.6.2.1. Construcción con apuntalamiento

Antes de colarse la mezcla de hormigón, se colocan las vigas de acero, se apuntalan por debajo y posteriormente se vierte la mezcla, después de que el hormigón alcance el 75% de su resistencia de diseño a la compresión, se retira el apuntalamiento, y entonces la viga ya compuesta soporta los esfuerzos debidos a todas las cargas.

1.6.2.2. Construcción sin apuntalamiento

Cuando ya están colocadas las vigas de acero, a las mismas se les enganchan los moldes de encofrado para la losa, y posteriormente se cuela el hormigón, en este caso las vigas deben resistir los esfuerzos causados por estos pesos y otros que puedan presentarse durante el proceso de construcción, luego cuando se adquiera el 75% de la resistencia a la compresión del tablero de hormigón, se quitan los moldes y la acción compuesta empieza a soportar los esfuerzos debidos a las cargas muertas y vivas que se puedan presentar.

La construcción apuntalada permite el uso de vigas más pequeñas en su sección, a pesar de este ahorro en acero, la mayoría de vigas compuesta para puentes no se apuntalan, ya que es una operación muy cuidadosa, y en la mayoría de proyectos los costos de apuntalamiento (puntales y mano de obra) superan los costos de ahorro en acero estructural.

1.6.3. Esfuerzos en los diferentes tipos de secciones

1.6.3.1. Secuencia de carga

En cualquier punto de la sección compuesta la tensión elástica debida a las cargas aplicadas deberá ser igual a la sumatoria de las tensiones o esfuerzos provocados por las cargas aplicadas de manera separada a:

- La sección de acero
- La sección compuesta a corto plazo (3n)
- La sección compuesta a largo plazo (n)

1.6.3.2. Esfuerzos para secciones en flexión positiva

Para calcular los esfuerzos de flexión en las secciones sujetas a flexión positiva, la sección compuesta deberá consistir en la sección de acero y el área transformada del ancho efectivo del tablero de hormigón.

Para las cargas transitorias que se suponen aplicadas a la sección compuesta a corto plazo, el área del tablero de hormigón se transformará utilizando la relación de módulo de elasticidad del acero y módulo de elasticidad del hormigón a corto plazo, n . Para las cargas permanentes que se suponen aplicadas a la sección compuesta a largo plazo, el área del tablero de hormigón se deberá transformar usando la relación de módulos a largo plazo, $3n$.

La relación de módulos se debería tomar como:

$$n = \frac{E}{E_c}$$

Donde:

$E = E_{\text{acero}} =$ Módulo de elasticidad del acero

$E_c = E_{\text{hormigón}} =$ Modulo de elasticidad del hormigón (Módulo instantáneo)

1.6.3.3. Esfuerzos para secciones en flexión negativa

En este diseño por no tener apoyo o pila intermedia no se presentarán casos de flexión negativa, sin embargo como información de este apartado se tiene que para calcular los esfuerzos de flexión en las secciones sujetas a flexión negativa, la sección compuesta tanto para los momentos a corto plazo cuanto para los momentos a largo plazo deberá consistir en la sección de acero más la armadura longitudinal que se encuentra dentro del ancho efectivo del tablero de hormigón.

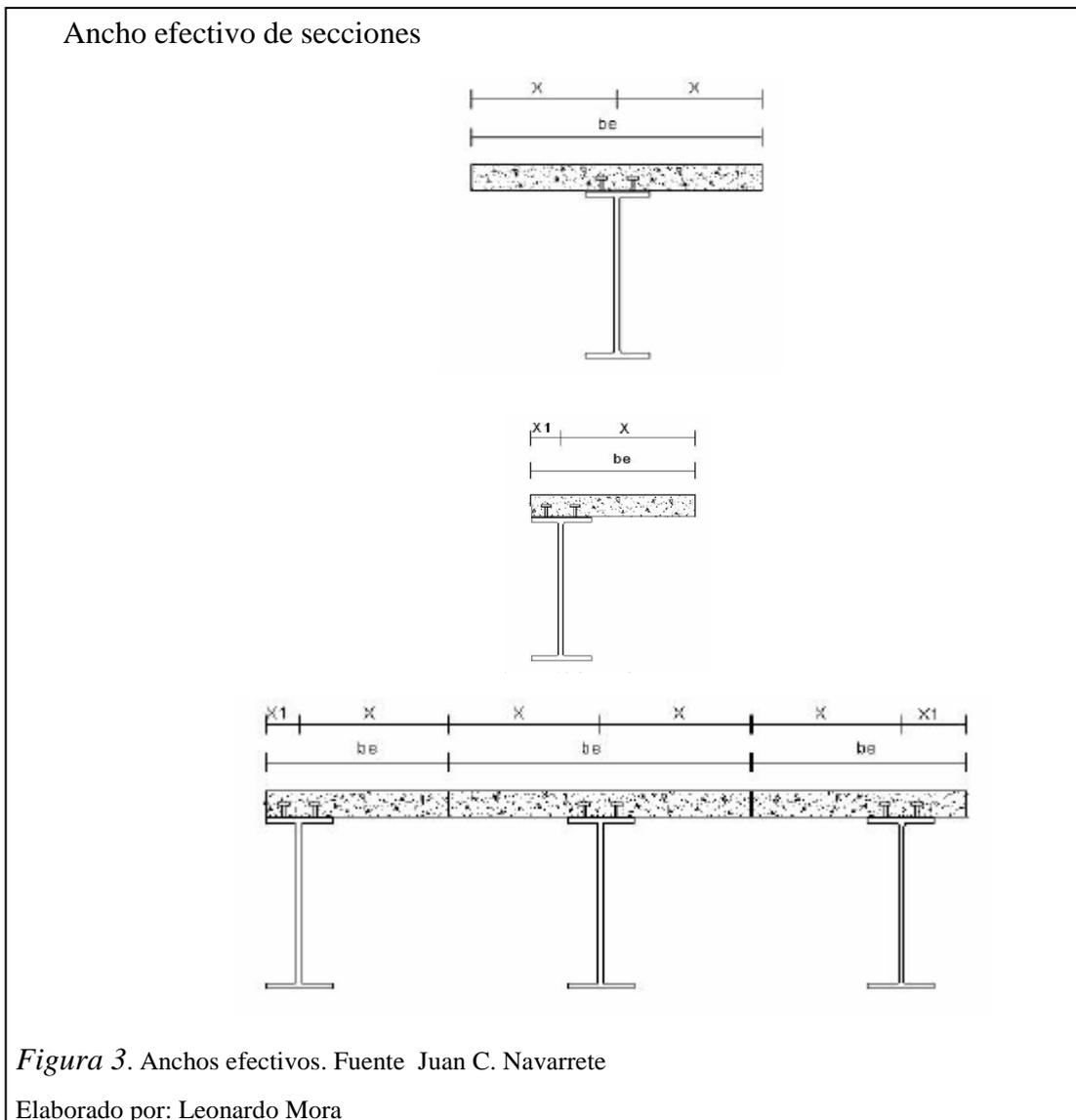
1.6.3.4. Esfuerzos en el tablero de hormigón

Para calcular las tensiones de flexión longitudinales en el tablero debidas a todas las cargas permanentes y transitorias se deberá utilizar la relación de módulo de elasticidad del acero y módulo de elasticidad del hormigón a corto plazo, n .

1.6.4. Ancho efectivo del tablero

El ancho efectivo de losa que trabajará en conjunto con las vigas será el valor mínimo de los siguientes criterios para vigas interiores:

- Un cuarto de la longitud de claro promedio.
- Doce veces el espesor de la losa promedio, más el mayor del espesor del alma o la mitad del ancho del patín superior de la viga.
- La distancia entre vigas adjuntas.



En vigas exteriores, el ancho efectivo de losa es la mitad de las vigas interiores adjuntas, más el menor de los siguientes parámetros:

- Un octavo de la longitud de claro efectiva.
- Seis veces el espesor promedio de la losa, más el mayor de la mitad del espesor del alma o un cuarto del ancho del patín superior de la viga.
- La longitud del volado.

1.6.5. Rigidez

Para el análisis de los elementos flexionantes se deberán utilizar las siguientes propiedades de rigidez:

- Para cargas aplicadas a secciones no compuestas: propiedades de rigidez de la sección de acero solamente.
- Para cargas permanentes aplicadas en secciones compuestas: propiedades de rigidez de la sección compuesta a largo plazo, suponiendo que el tablero de hormigón es efectivo sobre la totalidad de la longitud del tramo.
- Para cargas transitorias aplicadas a secciones compuestas: propiedades de rigidez de la sección compuesta a corto plazo, suponiendo que el tablero de hormigón es efectivo sobre la totalidad de la longitud del tramo.

1.7. Topografía y diseño geométrico

Generalmente el estudio Topográfico es parte del Trazado Vial del proyecto para cualquier carretera o vía, en el que se definen los sitios de los cruces de la vía sobre los accidentes topográficos que se presenten en el avance del proyecto. De esa forma en este caso el estudio topográfico se realizó en coordinación con el Diseño vial definitivo para la “Avenida Padre Carollo”. El sitio de cruce y la rasante del puente son parte del enlace que este debe tener éste con el trazado vial que se delimitó por la tesis mencionada.

El sistema de coordenadas utilizado se basa en la proyección utm, y el Datum es el WGS 84.

1.7.1. Actividades y Productos Topográficos

- Dentro del Estudio Topográfico para el Trazado Vial de la “Avenida Padre Carollo”, se hizo un levantamiento del sitio de cruce, en una topografía de detalle, con curvas de nivel por cada metro, en que se pueda ver el recorrido que hace la quebrada y el río para proteger sus márgenes y verificar que no se pueda poner el riesgo la estructura a colocarse. Esta topografía esta enlazada con la topografía de la vía como ya se anotó anteriormente, salvo que en el tramo del puente se cubren mayores áreas, así en la sección aguas arriba se consideraron perpendicularmente al puente 94.50 m de levantamiento y en la sección aguas abajo del mismo 31.50 m, se consideró necesario cubrir estas distancia debido a que la curva de realiza la quebrada es irregular en estos lugares.
- Con esta topografía anterior se hace una ampliación a escala 1:100 / 1:200 del sitio de cruce, tanto en planta como elevación, con una distancia razonable antes y después de la probable luz del puente, así como aguas arriba y abajo.
- La topografía esta enlazada horizontal y verticalmente a la red geodésica de la EPMAPS, debido a que esta institución tiene un hito (vértice QUI-SJT-001) al final de la vía “Avenida Padre Carollo”, el cual era el más cercano al proyecto vial. Además se tienen dos puntos de control uno al norte y otro al sur del puente conformados por mojones de hormigón y clavos de acero en las siguientes coordenadas:

Tabla 2.

Coordenadas GPS

PUNTOS GPS				
PUNTO	NORTE	ESTE	COTA	DESCRIPCIÓN
1	9965880.7	496414.7	3014.257	GPS A
2	9965636	496446.78	3022.567	GPS B

Nota. Ubicación puntos GPS

Elaborado por: Leonardo Mora

- Se realizan también dos perfiles que son paralelos en planta con el abscisado de la vía y por consiguiente del puente. Estos dos perfiles se encuentran a uno y otro lado del eje de vía, a una distancia de 12 m. Estos dos perfiles permiten ver, en elevación, la ubicación de la cimentación del puente, en sus dos extremos, verificando que la zapata no quede en el aire y esté debidamente protegida de las crecientes.
- También dentro de los planos topográficos consta los niveles de máxima y mínima crecida del cuerpo hídrico que se presenta en la quebrada, según las observaciones en sitio.

1.7.2. Diseño Geométrico

Debido a los requerimientos de la vía, de existir sobre caminos que efectivamente estaban conformados dentro de la distribución de los barrios que beneficia, el sitio de cruce queda prácticamente definido, en lo posible se procura pasar en forma perpendicular al cauce de la quebrada. También en atención a las limitaciones de pendiente que impone el trazado vial, no es factible bajar más la cota del puente debido a que el acercamiento a la quebrada de la vía no puede sobrepasar el 8% de pendiente, a pesar de que el estudio hidrológico nos permite disminuir hacia el nivel de la depresión como se comprobará más adelante, esta circunstancia también nos determina las condiciones de apoyo debido a la gran altura que tendría una pila intermedia dentro de la quebrada en cuestión.

Por lo expuesto en el párrafo anterior la luz del puente queda definida en 50.00 m, como se observa en los perfiles la subestructura queda protegida (Figuras 9 y 10) y las vías con una pendiente dentro de lo permisible en las normas ecuatorianas.

En lo que concierne al ancho del puente, la vía a servir tiene una sección constante de 24.00 m, los que se distribuyen dos aceras laterales de 2.00 m, dos calzadas de 9.00 m, y un parterre central de 2.00 m, como se observa a continuación:

Sección de vía

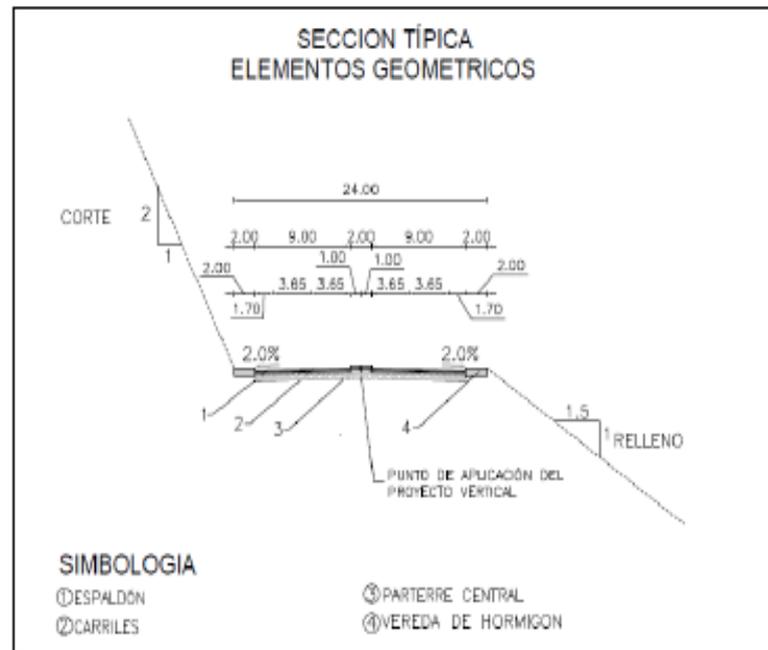


Figura 4. Sección Av. Padre Carollo Fuente: Diseño definitivo para la “Avenida Padre Carollo
Elaborado por: Leonardo Mora

Entonces la sección del puente obedece a esta sección de la vía pero con ciertas modificaciones que apuntan a no aumentar demasiado el peso de la estructura y las cargas permanentes, y son los siguientes:

- Se reducen las aceras laterales de 2.00 m a 1.20 m que son suficientes para el tránsito peatonal, por lo que se tendrá que realizar una transición 40.00 m antes y después de la longitud del puente para la reducción de estas aceras.
- El parterre central se reduce de 2.00 m a 0.90 m, aparte de la reducción de peso en hormigón y carga viva que involucra esto, se trata de impedir el tránsito peatonal por este sitio, dado que puede ser peligroso maniobrar dentro de puente a causa de demasiada afluencia de peatones. Entonces en este espacio de 0.90 m servirá para ubicar guardavías que escuden el tráfico vehicular.

- La pendiente transversal de la calzada también se reduce a 1% para empatar con la estructura de la losa del puente que también tendrá esa misma inclinación por motivos de drenaje con esto se logra tener una carpeta asfáltica uniforme de 5 cm y minorar ostensiblemente la carga muerta; de la misma forma se tendrá que hacer 20.00 m antes de la aproximación de la vía al puente una transición de la pendiente del 2 al 1% para que no sea tan brusco el cambio de pendiente transversal.

- Con estas modificaciones el ancho de la calzada se queda en 9.55 m, así se aumenta en 55 cm el ancho de calzada original sin reducciones a la entrada al puente que puedan resultar peligrosas, entonces la sección de servicio para el puente queda definida por la Figura 5, como sigue a continuación:

Sección de Puente

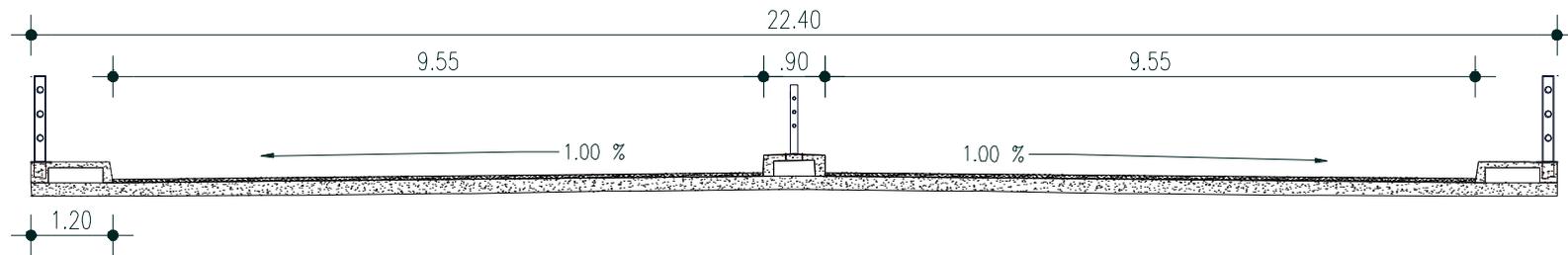


Figura 5. Sección de servicio del puente Fuente: Propia

Elaborado por: Leonardo Mora

1.8. Estudio hidrológico e hidráulico

1.8.1. Estudio hidrológico

El cruce de la vía se realiza sobre un curso de agua no muy importante en cuanto a caudal, sin embargo se deben investigar las crecidas que se puedan presentar y evaluar cuan peligrosas podrían ser para la estabilidad del puente.

1.8.1.1. Información utilizada

No existen registros limnimétricos o de crecidas para la Qda. El Conde por parte del INAMHI, el escaso caudal en temporada de estiaje puede ser una razón para ello, no obstante por observaciones se puede determinar un nivel de máxima crecida, el mismo que a su vez se puede corroborar con los métodos de la hidráulica de canales abiertos.

Para el efecto se cuenta con restituciones digitales del sitio entregadas por la Administración Zonal Quitumbe y fotografía aérea, que servirán para el trazado de la cuenca que aporta hasta el sitio de cruce del puente.

1.8.1.2. Caudal Hidrológico

El cuerpo de agua tiene un caudal base constante que corresponde en parte a filtraciones hacia el cauce y otra parte a las aguas residuales del sector, este caudal base tiene un tirante de agua promedio de 0.30 m en la parte central que es la más profunda, debido a la geometría triangular del cauce. Para el caudal hidrológico se empleará el método racional, en razón de que tiene resultados muy aceptables para obras de drenaje de carreteras, la cuenca es menor de 200 Ha y el tiempo de concentración es menor a 6 horas, condiciones idóneas para que este método entregue datos fiables.

El Método Racional tiene la hipótesis fundamental de que cae sobre la cuenca en estudio una lluvia que es constante y uniforme, y esta producirá un caudal el cual alcanza su valor máximo cuando toda la cuenca está contribuyendo al mismo tiempo en el punto de diseño. Esta hipótesis se satisface para un lapso de tiempo, denominado

tiempo de concentración (t), definido como el tiempo que tarda el agua en fluir desde el punto más alejado de la cuenca hasta el punto de aforo o de estudio. Entonces el caudal pico se define por la siguiente expresión:

$$Q = \frac{CiA}{3.6}$$

Donde:

Q = caudal en m³/s

C = coeficiente de escurrimiento de la cuenca

A = área de aporte en km²

i = intensidad de la lluvia de diseño en mm/h

Quebrada el Conde



Figura 6. Cauce de Qda. El Conde Fuente: propia

Elaborado por: Leonardo Mora

Quebrada el Conde



Figura 7. Cauce de Qda. El Conde Fuente: propia

Elaborado por: Leonardo Mora

1.8.1.2.1. Coeficiente de escorrentía

Se necesita una selección apropiada de este parámetro, debido a que es la variable con mayor incertidumbre del método, y depende del tipo de área de drenaje; el área en estudio es urbana, sin embargo la mayor área de aporte a la quebrada es un sector no desarrollado, por tanto, tiene un buen porcentaje de pastizales como se podrá observar en la fotografía aérea.

La siguiente tabla contiene los coeficientes de escorrentía a ser considerados.

Tabla 3.

Coefficientes de escorrentía

Coefficientes de escorrentía para ser usados en el método racional

Característica de la superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto/techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
<i>Zonas verdes (jardines, parques, etc.)</i>							
<i>Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50% del área)</i>							
Plano, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente, superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<i>Condición promedio (cubierta de pasto del 50 al 75% del área)</i>							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<i>Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75% del área)</i>							
Plano, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
<i>Área de cultivos</i>							
Plano, 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente, superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
<i>Pastizales</i>							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<i>Bosques</i>							
Plano, 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Nota. Coeficientes de escorrentía. Fuente: Ven Te Chow

Elaborado por: Leonardo Mora

1.8.1.2.2. Área de drenaje

Se determinará el tamaño y la forma de la cuenca de drenaje, en base a la topografía, restitución y fotografía aérea, la frontera de la cuenca hacia el sur del puente es fácil de trazar por ser no urbanizada, hacia el norte del puente o de la quebrada, se tienen diferentes características superficiales, unas urbanas no muy consolidadas y otras no urbanizadas, entonces el trazado de las áreas aportantes involucrará dos tipos de áreas y por consiguiente dos coeficientes de escorrentía, las mismas que se ponderan para sacar un resultado acorde; esto en atención de que las partes ya urbanizadas captan la escorrentía y la trasladan hacia la misma quebrada mediante la red de alcantarillado combinado de la EPMAPS, descargas que son visibles en el recorrido de la quebrada aguas arriba del puente, esto aparte del caudal sanitario que transporta la red pública y que está tomado en cuenta en el caudal base del cuerpo hídrico.

1.8.1.2.3. Intensidad de Lluvia

La intensidad de lluvia es la tasa promedio (en mm por hora) de lluvia que se precipita sobre una cuenca, y esta se selecciona en base a la duración de la lluvia de diseño y el período de retorno; tal como se explicó antes (ap. 1.8.1.2.) la duración de la lluvia de diseño es igual al tiempo de concentración (t) para el área de drenaje en consideración; el periodo de retorno (T) se establece en base a estándares de códigos locales o puede ser escogidos de acuerdo al criterio del profesional que diseña, según las normas del MTOP para puentes de carreteras colectoras se admite un rango de 100-250 años, por lo que se adopta un T de 100 años.

Para cada sector de la ciudad el INAMHI ha elaborado ecuaciones de intensidad-duración-frecuencia que provienen de las diferentes estaciones meteorológicas con las que cuenta esta institución, la más cercana a nuestra área de estudio es la que corresponde a la Estación Izobamba que es la más austral en la ciudad de Quito, y tiene la siguiente expresión:

- Izobamba (0°21'45''S 78°33'11''O 3058msnm)

$$I = \frac{74.714T^{0.0888} * [\ln(t + 3)]^{3.8202} * \ln(T)^{0.1892}}{t^{1.6079}}$$

El tempo de concentración será calculado con la fórmula de Kirpich, que fue desarrollada a partir de información de cuencas no urbanas, con pendientes del 3 al 10% por el SCS (Ven Te Chow, 2000, pág. 513), y es la siguiente:

$$t = 0.0194 \left(\frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \right)$$

Donde:

L = Longitud del área de aportación (m)

S = Pendiente de la sub-cuenca de aportación (m/m)

1.8.2. Evaluación hidráulica

Las observaciones de hasta donde hay huella de crecientes en la quebrada más la información recolectada de los habitantes del sector nos dan una altura máxima de crecida en el canal natural de 4.50 m. Para la comprobación de que el sitio de emplazamiento del puente no corra riesgos de inundación, se evaluarán las secciones de perfiles para niveles de crecida (caudal T=100 años), con las herramientas que proporciona la hidráulica de canales abiertos.

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

Donde:

R= Radio hidráulico (m)

n= Coeficiente de rugosidad de Manning

S= Pendiente promedio (m/m)

V= Velocidad promedio (m/s)

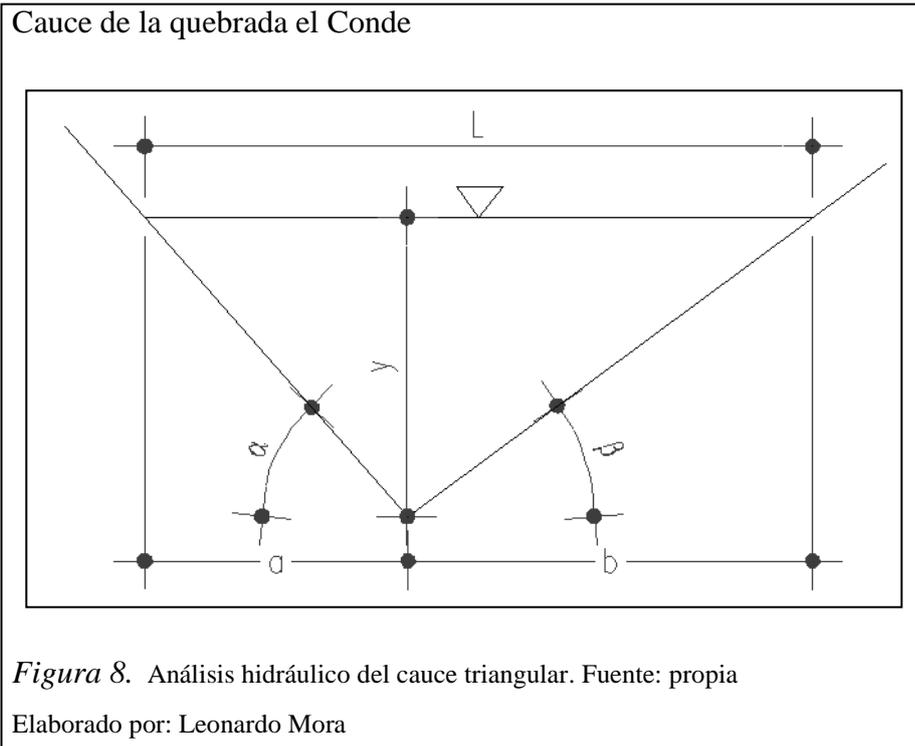
La ecuación de Manning es válida para flujo completamente turbulento, asumimos este estado de flujo debido a que el canal es irregular y la pendiente es relativamente alta, escenario en el que se puede dar que las fuerzas viscosas sean débiles ante las fuerzas inerciales, claro que entre el estado laminar y el turbulento se puede presentar un estado intermedio o transicional, Henderson (1966) sugiere el siguiente criterio para el flujo completamente turbulento:

$$n^6 \sqrt{R \cdot S} \geq 1.1 \times 10^{-13}$$

Entonces aplicando lo anterior tenemos la ecuación del caudal según Manning:

$$Q = \frac{A_H R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

Y de acuerdo a la forma del cauce entregada por la topografía, se tienen secciones triangulares que son típicas de la erosión hídrica, entonces:



En función de estas variables se tienen los siguientes parámetros:

$$\chi = \frac{y}{\sin \alpha} + \frac{y}{\sin \beta}$$

$$A_H = \frac{L \cdot y}{2}$$

$$Q = \frac{y^{8/3} \left(\frac{1}{\tan \alpha} + \frac{1}{\tan \beta} \right)^{5/3} S^{1/2}}{3.18n \left(\frac{1}{\sin \alpha} + \frac{1}{\sin \beta} \right)^{2/3}}$$

Se busca aislar la variable Q en función de otra variable desconocida (y= altura de calado), para que otorgando valores a “y” y con la ayuda de una hoja de cálculo, obtener por tanteos la igualdad anterior, ya que todas las demás variables son conocidas. De tal manera que en los dos perfiles del puente se tienen los siguientes cálculos para obtener la altura máxima de calado:

Cálculo de máxima crecida - lado este

Tiempo de concentración

L=	552.56	m
Cota superior=	3080.00	m
Cota inferior=	2991.83	m
S=	0.16	m/m
t=	5.09	min
tc min=	5.00	min

Intensidad

$$I = \frac{74.714T^{0.0888} * [\ln(t + 3)]^{3.8202} * \ln(T)^{0.1892}}{t^{1.6079}}$$

T=	100	años
t=	5.09	min
I=	119.83	mm/h

Caudal máximo

$$Q = \frac{CiA}{3.6}$$

Área no urbanizada hasta el punto de estudio

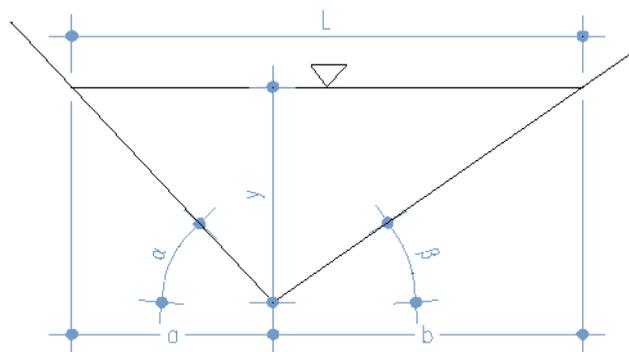
C=	0.52			
A=	96.397	Ha	0.96397	Km ²
Q=	16.68	m ³ /s		

Área urbanizada hasta el punto de estudio

C=	0.95			
A=	22.658	Ha	0.22658	Km ²
Q=	7.16	m ³ /s		

$$Q_{total} = 23.85 \text{ m}^3/\text{s}$$

Geometría del cauce



$n = 0.05$
 $\alpha = 39$ grados
 $\beta = 38$ grados
 $y = 1.7496$ m
 $R_H = 1.37$ m

$$\chi = \frac{y}{\sin \alpha} + \frac{y}{\sin \beta}$$

$$A_H = \frac{L \cdot y}{2}$$

$$Q = \frac{y^{8/3} \left(\frac{1}{\tan \alpha} + \frac{1}{\tan \beta} \right)^{5/3} S^{1/2}}{3.18n \left(\frac{1}{\sin \alpha} + \frac{1}{\sin \beta} \right)^{2/3}}$$

$$Q = 23.8484 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\Delta = -0.0007 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$7.3037\text{E-}09 \geq 1.1 \times 10^{-13}$$

Cálculo de máxima crecida - lado oeste

Tiempo de concentración

$L = 552.56$ m
 Cota superior = 3080.00 m
 Cota inferior = 2991.83 m
 $S = 0.16$ m/m
 $t = 5.09$ min
 $t_c \text{ min} = 5.00$ min

Intensidad

$$I = \frac{74.714T^{0.0888} * [\ln(t + 3)]^{3.8202} * \ln(T)^{0.1892}}{t^{1.6079}}$$

$T = 100$ años
 $t = 5.09$ min
 $I = 119.83$ mm/h

Caudal máximo

$$Q = \frac{CiA}{3.6}$$

Área no urbanizada hasta el punto de estudio

C=	0.52	
A=	96.397 Ha	0.96397 Km2
Q=	16.68 m3/s	

Área urbanizada hasta el punto de estudio

C=	0.95	
A=	22.658 Ha	0.22658 Km2
Q=	7.16 m3/s	

$$Q_{\text{total}} = 23.85 \text{ m}^3/\text{s}$$

Análogamente al perfil Este, se obtienen los parámetros hidráulicos necesarios para calcular el caudal, y se fija una altura de calado que satisfaga este valor de caudal:

n=	0.05
α =	51 grados
β =	45 grados
y=	2.0577 m
R_H =	1.38 m

$$\chi = \frac{y}{\sin \alpha} + \frac{y}{\sin \beta}$$

$$A_H = \frac{L \cdot y}{2}$$

$$Q = \frac{y^{8/3} \left(\frac{1}{\tan \alpha} + \frac{1}{\tan \beta} \right)^{5/3} S^{1/2}}{3.18n \left(\frac{1}{\sin \alpha} + \frac{1}{\sin \beta} \right)^{2/3}}$$

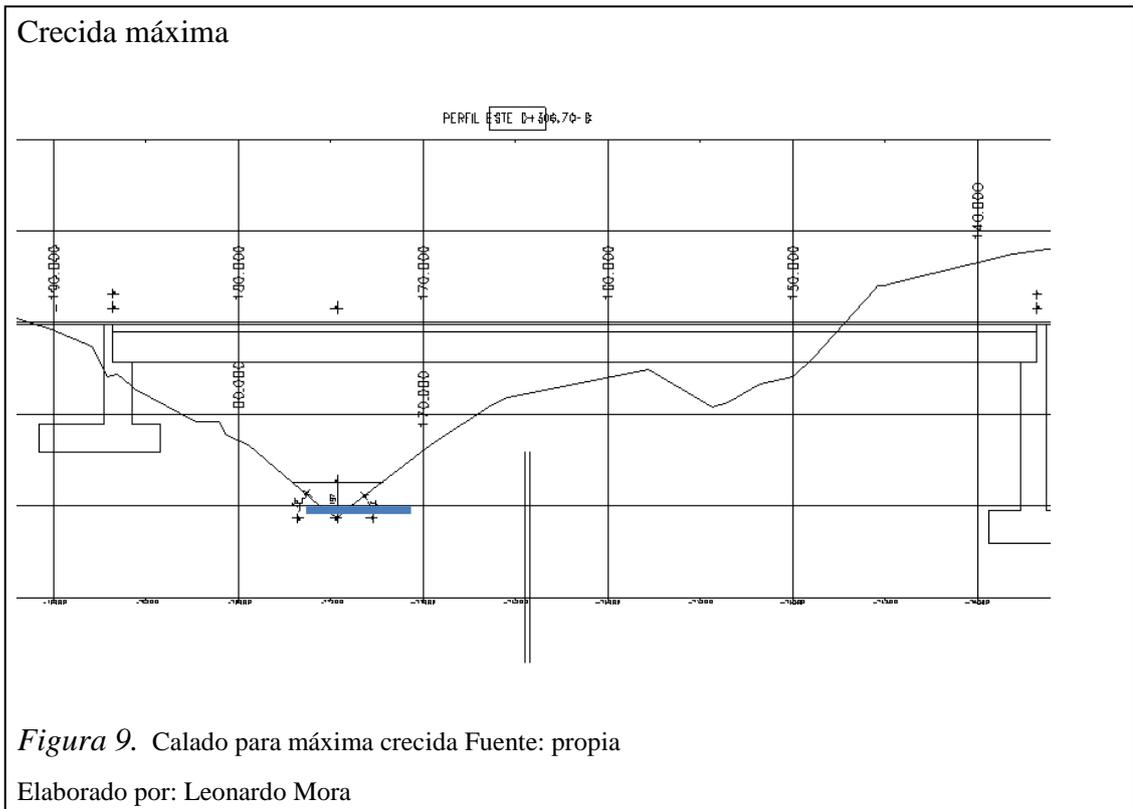
$$Q = 23.8482 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\Delta = -0.0010 \text{ m}^3/\text{s}$$

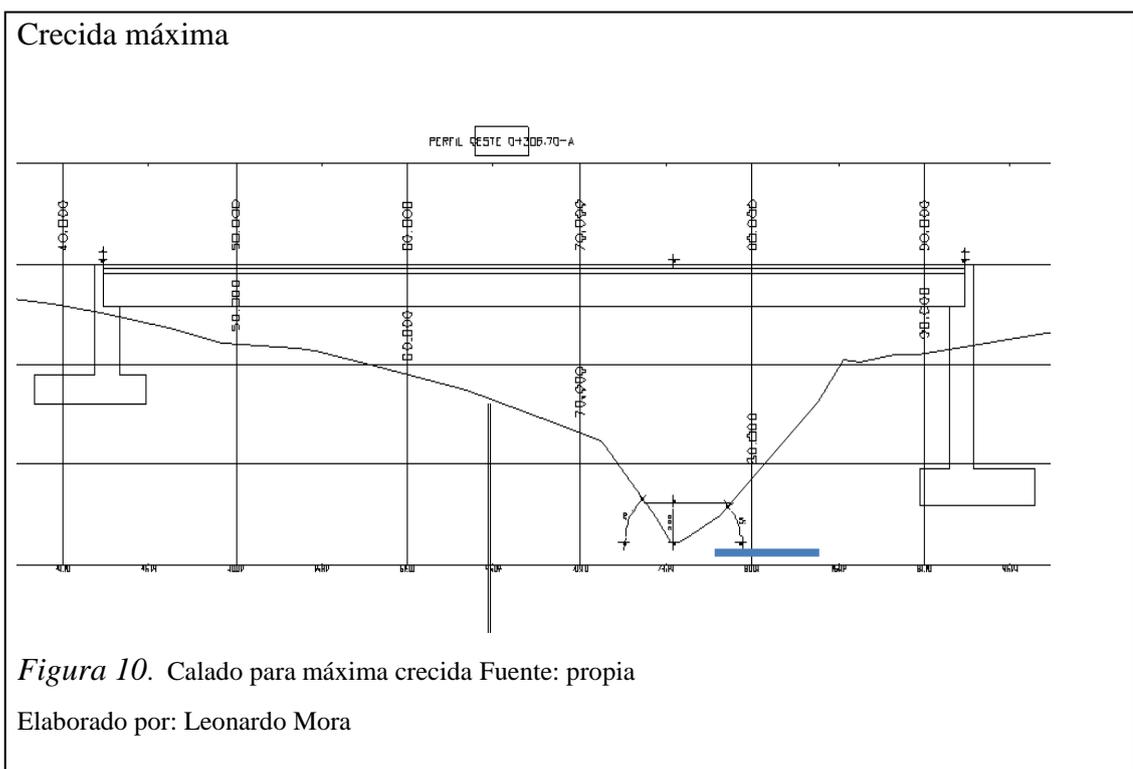
$$7.3288\text{E-}09 \geq 1.1 \times 10^{-13}$$

Con estas alturas en los canales triangulares que forman el cauce de la quebrada, los perfiles tendrán la siguiente configuración:

PERFIL ESTE:



PERFIL OESTE:



Como se puede comprobar, dibujando en los perfiles el nivel de máxima crecida, el galibo es de gran altura (10.00m) con lo que se resguardara la integridad de la estructura, y las pilas están lejos del cuerpo hídrico con lo que también están a buen recaudo de posibles socavaciones o desestabilizaciones.

1.9. Geología y geotecnia

Para el diseño del Puente sobre la quebrada El Conde se requirió el estudio de suelos que permita determinar el nivel de cimentación donde se va apoyar la estructura, los estudios fueron realizados por el Laboratorio de Suelos de la Universidad Politécnica Salesiana de cuyo informe se tiene la capacidad portante del suelo para la recomendación de la profundidad a la cual va estar cimentados los estribos.

Además se requiere determinar la estratigrafía y espesores de capa para definir las características físico-mecánicas y la capacidad de carga de los estratos.

El objeto de este estudio es determinar la capacidad admisible del suelo para la estructura que va implantarse y considerar los parámetros geotécnicos para realizar un adecuado diseño de la cimentación del proyecto.

1.9.1. Geomorfología

La ciudad de Quito se encuentra a una altura entre los 2400 y 3200 msnm, vertiente oriental de los volcanes Pichincha y Atacazo, que forman parte de la cordillera occidental de los Andes. La estructura territorial de la ciudad de Quito, está fuertemente condicionada por sus condiciones geomorfológicas y geológicas, que han incidido históricamente en la formación de la ciudad y de sus barrios.

El sur de Quito, zona de intervención del proyecto, presenta una planicie proveniente de depósitos de cangagua que cubren la topografía existente con una morfología semi montañosa a plana. Estos depósitos tienen edades cuaternarias y provienen de

sedimentos volcánicos. La altura de la zona del proyecto varía entre 2800 y 3080 m.s.n.m

1.9.2. Perfil estratigráfico

Se describen las unidades geológicas involucradas en el área de estudio desde el punto de vista de su estratigrafía y composición litológica. Se utilizó información de la hoja geológica de la ciudad de Quito a escala 1:50.000

Depósitos coluviales (Periodo Cuaternario) (C)

Depósitos de ladera, producto del desprendimiento o deslizamiento de la roca o suelo. Estos depósitos son transportados por gravedad y principalmente por el agua, su composición depende de la roca de procedencia están formados por fragmentos angulares englobados en una matriz limo-arcillosa. Son materiales porosos y permeables.

Formación cangagua (Periodo Cuaternario) (QC)

Tobas alteradas, típicamente de colores amarillentos a marrones, intercaladas con depósitos de ceniza y lapilli de pómez, su espesor es mayor hacia las depresiones, valles, planicies y menor en las lomas que bordean a Quito.

Depósitos lacustres (Periodo Cuaternario) (QL)

Depósitos lagunares de ceniza poseen una textura limo – arenosa, estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales.

Sedimentos volcánicos del Atacazo (Periodo Cuaternario) (PA)

Son depósitos que están constituidos de lavas andesíticas indiferenciadas de color gris claro a oscuro. En la zona de estudio no se observa afloramientos por lo que se encuentran cubiertos por los depósitos lacustres de la formación cangagua.

1.9.2.1. Descripción de materiales y sondeos

Estribo sur

En el margen derecho de acuerdo al estudio de suelos se obtuvieron los siguientes datos:

(Estribo Sur)

Desde 0.00 a 1.80 metros existe un Limo arenoso, con grumos, color café oscuro de Consistencia Compacta y valor de $N = 10$ golpes.

De 1.80 a 2.90 metros existe un Limo arenoso, con grumos color café claro de Consistencia Medianamente Blanda a Compacta y valor de $N = 8$ golpes.

De 2.90 a 3.50 metros existe Arcilla magra arenosa, color gris verdoso de Consistencia Muy Compacta y valor de $N = 39$ golpes.

De 3.50 a 4.70 metros existe Arcilla magra arenosa, color gris verdoso de Consistencia Muy Compacta y valor de $N = 49$ golpes.

De 4.70 a 5.70 metros existe Arena limosa, con grumos, color café claro de Compacidad Muy Densa y valor de $N = 77$ golpes.

De 5.70 a 6.50 metros existe Arena limosa, con grumos, color gris verdoso de Compacidad Medianamente Densa a Muy Densa y valor de $N = 20$ golpes.

De 6.50 a 7.50 metros existe Arena limosa, con grumos, color gris verdoso de Compacidad Medianamente Densa a Muy Densa y valor de $N = 40$ golpes.

De 7.50 a 9.00 metros existe Arena limosa, con grumos, color gris verdoso de Compacidad Medianamente Densa a Muy Densa y valor de $N = 53$ golpes.

De 9.00 a 9.50 metros existe Arena limosa, color gris de Compacidad Densa y valor de $N = 39$ golpes.

De 9.50 a 10.90 metros existe Arena limosa, color gris de Compacidad Densa y valor de $N = 67$ golpes.

De 10.90 a 11.50 metros existe Limo con arena, con pómez, color gris de Consistencia Dura y valor de $N = 68$ golpes.

De 11.50 a 12.50 metros existe Arena limosa, con pómez, color gris de Compacidad Muy Densa y valor de $N = 59$ golpes.

En las hojas de registro se indica la estratigrafía al detalle de cada uno de los sondeos.

Estribo norte

De acuerdo al ensayo SPT en el Estribo Norte se obtuvieron los siguientes resultados.

Desde 0.00 a 2.00 metros existe un Limo arenoso, color café oscuro de Consistencia Compacta a Muy Compacta y valor de $N = 15$ golpes.

De 2.00 a 2.50 metros existe un Limo con arena color café claro Consistencia Compacta Medianamente Blanda a Compacta y valor de $N = 8$ golpes.

De 2.50 a 3.80 metros existe Arcilla magra arenosa, color café claro de Consistencia Muy Compacta y valor de $N = 16$ golpes.

De 3.80 a 4.00 metros existe una capa de Arena gris.

De 4.00 a 5.20 metros existe Limo elástico alta compresibilidad arenoso, color café claro de Consistencia Compacta y valor de $N = 9$ golpes.

De 5.20 a 6.00 metros existe Arcilla magra arenosa, con pómez, color café claro de Consistencia Compacta y valor de $N = 14$ golpes.

De 6.00 a 6.60 metros existe Limo arenoso, con pómez, color café claro de Consistencia Muy Compacta y valor de $N = 19$ golpes.

De 6.60 a 7.00 metros existe una capa de Arena de pómez, color gris.

De 7.00 a 7.50 metros existe Arcilla magra arenosa, con poca presencia de pómez, color gris verdoso de Consistencia Muy Compacta a Dura y valor de $N = 41$ golpes.

De 7.50 a 8.50 metros existe Arcilla magra arenosa, con poca presencia de pómez, color gris verdoso de Consistencia Muy Compacta a Dura y valor de $N = 50$ golpes.

De 8.50 a 9.50 metros existe Arcilla limo arenosa, con grumos del mismo material, color gris verdoso de Consistencia Dura y valor de $N = 55$ golpes.

De 9.50 a 10.50 metros existe Arcilla limo arenosa, con grumos del mismo material, color gris verdoso de Consistencia Dura y valor de $N = 55$ golpes.

De 10.50 a 11.50 metros existe Limo arenosa, con grumos del mismo material, color gris verdoso de Consistencia Dura y valor de $N = 64$ golpes.

De 11.50 a 12.50 metros existe Arena limosa, con grumos del mismo material, color gris verdoso de Compacidad Muy Densa y valor de $N = 56$ golpes.

Perforaciones SPT

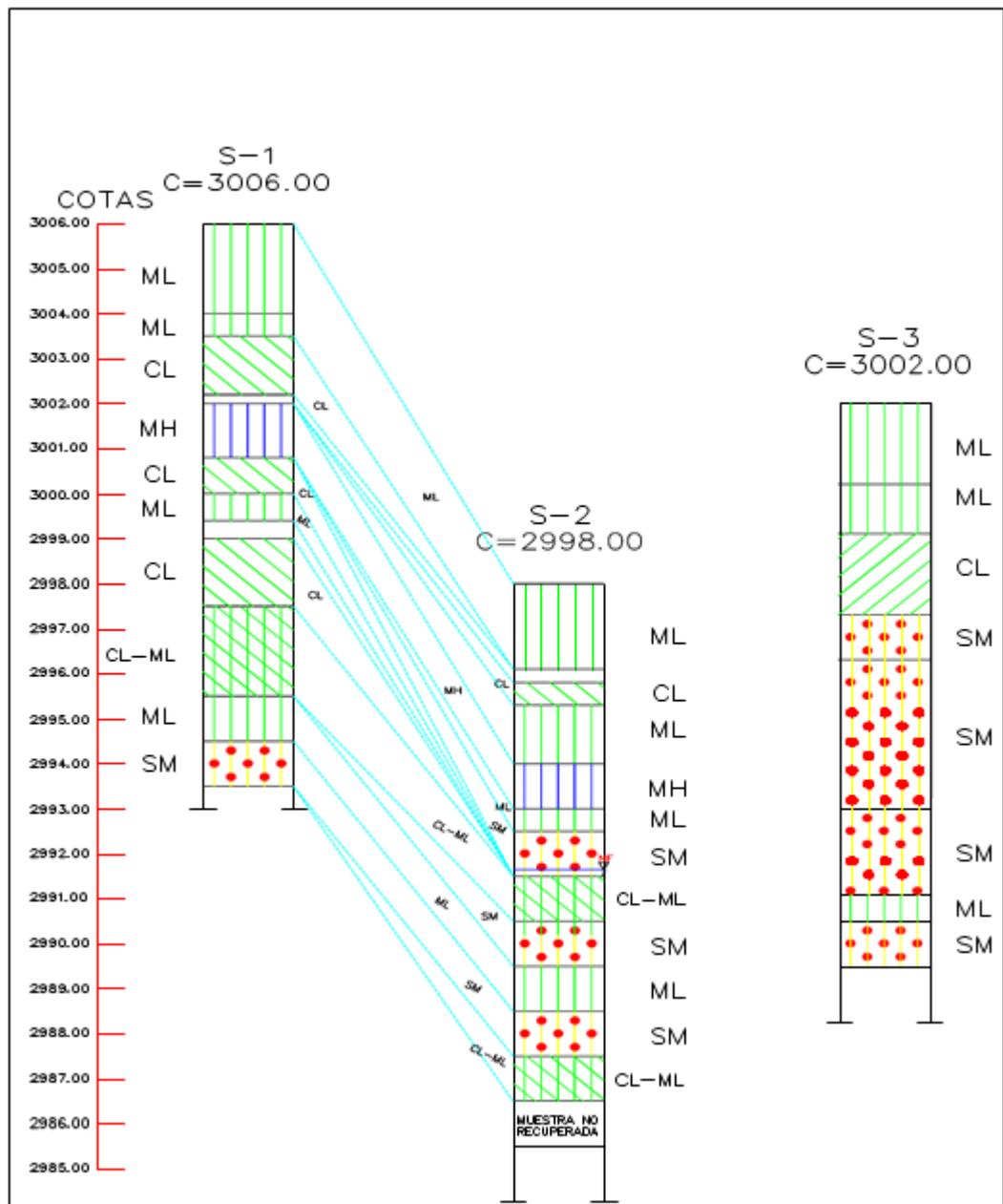


Figura 11. Cortes geotécnicos. Fuente: Resultados del laboratorio de Mecánica de Suelos UPS
Elaborado por: Patricio Andrade

La geología del sector corresponde a la formación cangahua, lagunar de ceniza, con lapilli de pómez, suelos orgánicos, arenas y limo areno arcillosos.

1.9.3. Fallas geológicas

Quito se encuentra atravesado por un sistema de fallas, que se inicia a la altura de la población de Tambillo, al sur; y, avanza hacia el norte, hasta San Antonio de Pichincha, definiendo un trazado de 47 a 50 km de longitud. Morfológicamente está representado por las colinas de Puengasí, Ilumbisí y El Batán

La falla de Ilumbisi se considera la discontinuidad regional de la pared occidental del graben interandino, se extiende desde la quebrada El catre al sur, hasta el sector de Zámiza en el norte, la dirección es NNE a NNW con el cambio de rumbo en el sector del barrio Miravalle; la longitud total es de 18 km. Los indicios de fallamiento en la zona son: conformación morfológica de la ladera oriental de la loma Ilumbisí que forma el escalón levantado de la falla (basculamientos); formación de escalones terrazados en el sector de Miravalle, limita la extensión de los volcano-sedimentos Machángara, fuera del área mapeada existen deslizamientos asociados en el área de Conocoto y Guayllabamba

1.9.4. Valores físico-mecánicos para el diseño de las cimentaciones y muros

El ingeniero civil en el campo constantemente se enfrenta a diversos problemas surgidos por el tipo de suelo con el cual se trabaja, el suelo es lo que soportará el peso de una estructura, y si este no cumple con ese objetivo, la estructura sufrirá problemas de agrietamiento, hundimientos y otros que también dañara la infraestructura.

De acuerdo con el estudio realizado y considerando que la estructura a construirse, enviarán cargas de mediana a alta intensidad al suelo de fundación, por lo que la siguiente información identifica la capacidad del suelo.

Los parámetros de corte del suelo del puente se indican a continuación.

Estribo norte (Datos del ensayo Triaxial):

$\Phi = 39^\circ$ (ángulo de rozamiento interno)

$C = 0.49 \text{ Kg/cm}^2$ (Cohesión del suelo)

$\gamma = 1.677 \text{ Ton/m}^3$ (Peso Unitario del suelo)

Estribo sur (Datos del ensayo de Compresión Simple):

$q_u = 9.30 \text{ Kg/cm}^2$ (Carga última)

$\gamma = 1.560 \text{ Ton/m}^3$ (Peso Unitario del suelo)

El cálculo del empuje del relleno posterior de los estribos, se realizará de acuerdo a las siguientes recomendaciones:

Material: Sub base Clase III

Compactación mínima= 95%

Ángulo de fricción= 35°

Cohesión= 5 T/m^2

$\gamma = 1.800 \text{ Ton/m}^3$

1.9.4.1. Taludes de corte

La forma de superficie de un talud debe garantizar un equilibrio de masas o de volúmenes de talud que garantice un factor de seguridad suficiente de acuerdo a los criterios requeridos de estabilidad además la velocidad baja de la escorrentía para que la fuerza del agua en movimiento no sea capaz de generar erosión de los suelos superficiales.

El diseño de la pendiente del talud se debe analizar a detalle las condiciones de litología, estructura y meteorización de los materiales constitutivos del talud.

1.9.4.2. Capacidad admisible del depósito

En base a los resultados obtenidos en los Ensayos de Campo y Laboratorio de la Universidad Politécnica Salesiana, se establece lo siguiente:

- Los Materiales encontrados en las 3 Perforaciones, se presentan ligeramente Ordenados en el Plano y en la Profundidad.

- La Capacidad Portante del Suelo, es media en los estratos superficiales y en los estratos intermedios, hacia los estratos inferiores y profundos mejora notablemente la resistencia del suelo, y es donde se cimentará el puente.
- La Resistencia al Corte es Ligera a Media en los estratos superficiales y en los estratos intermedios, aumenta hacia los estratos inferiores y profundos.
- La humedad natural de los suelos encontrados en forma general decrece con la profundidad; y en los estratos superficiales.

1.9.4.3. Profundidad para la cimentación

El estudio de mecánica de suelos fue realizado en base de una investigación del subsuelo en el sitio de implantación, que permitió establecer los parámetros necesarios para el diseño de las cimentaciones de los estribos. El método de investigación utilizado fue el de perforaciones profundas en las dos orillas, con la utilización de un equipo mecánico de perforación. Se realizaron dos perforaciones de 12 metros de profundidad y durante este proceso se tomaron muestras inalteradas que facilitaron la identificación técnica de la estratigrafía del subsuelo.

En forma general el subsuelo en el sitio de implantación del puente, presenta buenas características para la cimentación de la estructura, por lo que los estribos se asientan directamente sobre el estrato duro, sin necesidad de métodos indirectos de cimentación.

Tabla 4.
Resultados de los ensayos de SPT

SONDEO No	S1	S3
Estructura	Estribo Norte	Estribo Sur
Cota de boca de perforación (m)	3006.00	3002.00
Cota de excavación (m)	2999.00	2995.00
Profundidad de desplante (m)	7.00	7.00
Esfuerzo admisible del suelo (T/m ²)	40.00	40.00
Asentamiento (cm)	2.54	2.54

Nota. Datos de los ensayos SPT Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos UPS

Elaborado por: Patricio Andrade

En las 3 perforaciones realizadas y hasta la profundidad Investigada, se ha detectado la presencia de Nivel Freático, tal como se indica a continuación:

Tabla 5.
Niveles Freáticos

NIVELES FREATICOS			
SONDEO N°	COTA SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	COTA NIVEL FREATICO
S1	3006.00	-----	-----
S2	2998.00	6.32	2991.68
S3	3002.00	-----	-----

Nota. Datos de los ensayos SPT Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos UPS

Elaborado por: Patricio Andrade

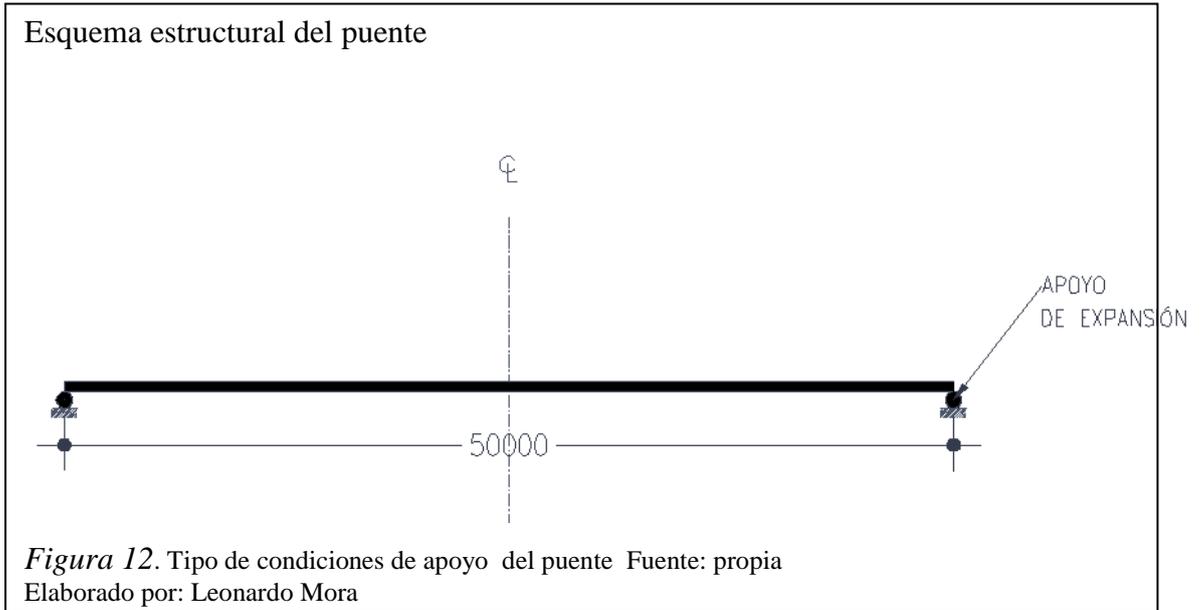
1.10. Diseño de la superestructura

1.10.1. Normas de diseño

Las normas que regirán el diseño de la sección compuesta serán las AASHTO 2002 Estándar, el método de diseño es el de Factores de Carga o también llamado de Ultima Resistencia. Si bien se conoce que el método LRFD o de Factores de Carga y Resistencia da como resultado secciones más óptimas y económicas, se acogió el diseño por Ultima Resistencia debido a la mayor seguridad que este otorga.

1.10.2. Datos generales

La sección del puente tiene 22.00 m. de ancho, que albergaran 4 carriles, dos para cada sentido, teniendo cada sentido 9.55 m de ancho, lo cual permite dos vías de trafico de 3.65 m, esto proviene de la geometría de la vía como se indicó en acápite 1.4.2. Las aceras tiene 1.20 m. de ancho con bordillos que tiene una altura libre de 25 cm., estas aceras son alivianadas con un vacío interno para el paso de cables de postes. El sistema de drenaje empieza por la capa de rodadura de hormigón asfáltico con una pendiente transversal del 1%, y con tubos de drenaje de PVC con 110 mm de diámetro, ubicados cada 5.00m. No se tiene pendiente longitudinal en el puente.



1.10.3. Cargas permanentes

Son aquellas que permanecen en la estructura durante todo el tiempo de vida de la misma. Distinguiremos dos tipos de cargas permanentes: Carga muerta y carga de acabados:

1.10.3.1. Carga muerta

Son las cargas de peso propio de los elementos del puente, en este caso de hormigón, acero y asfalto de la capa de rodadura.

Datos:

Peso específico acero=	7850 kg/m ³
Superficie de rodamiento de asfalto=	2250 kg/m ³
Peso específico hormigón:	
• Agregados de baja densidad=	1775 kg/m ³
• Densidad normal con f'c > 35 MPa=	2400 kg/m ³

Marcos cruzados

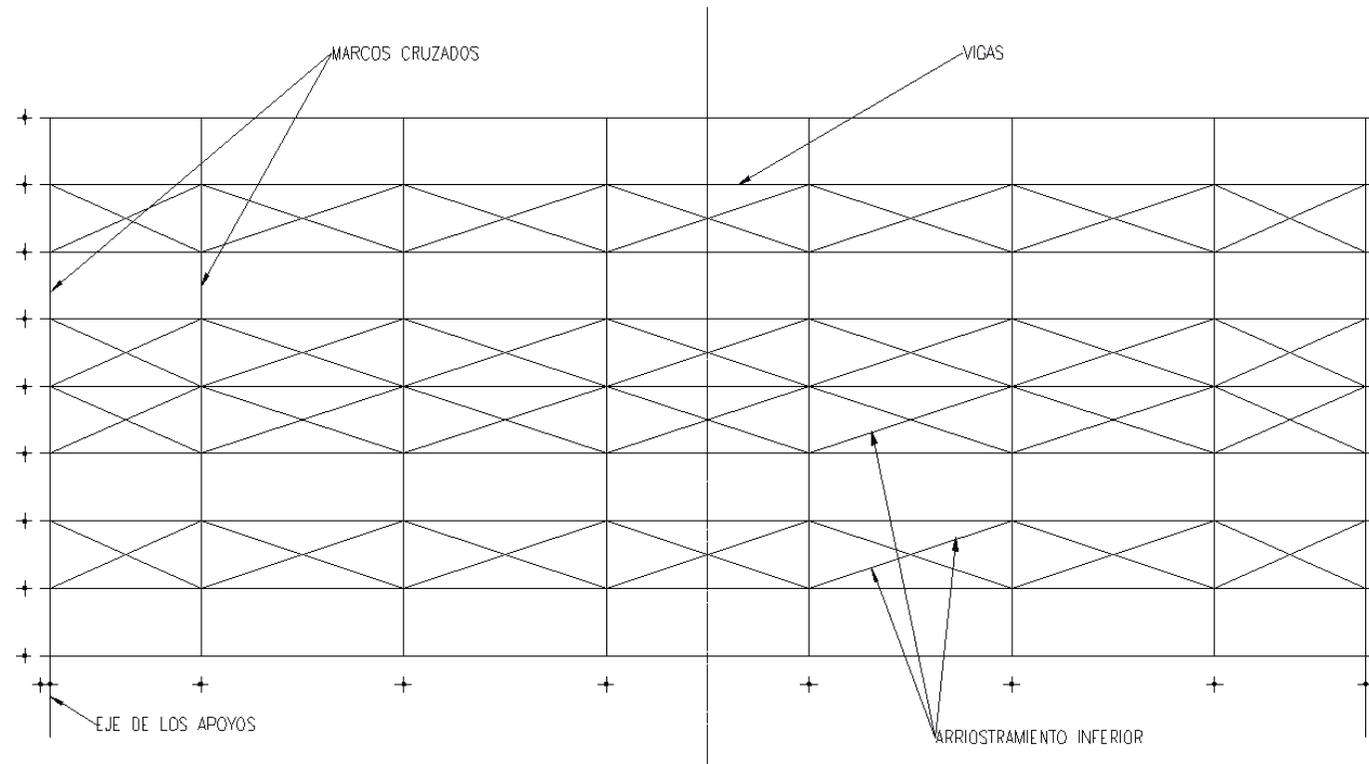


Figura 13. Plan esquemático de la superestructura Fuente: propia

Elaborado por: Leonardo Mora

1.10.3.2. Cargas de acabados

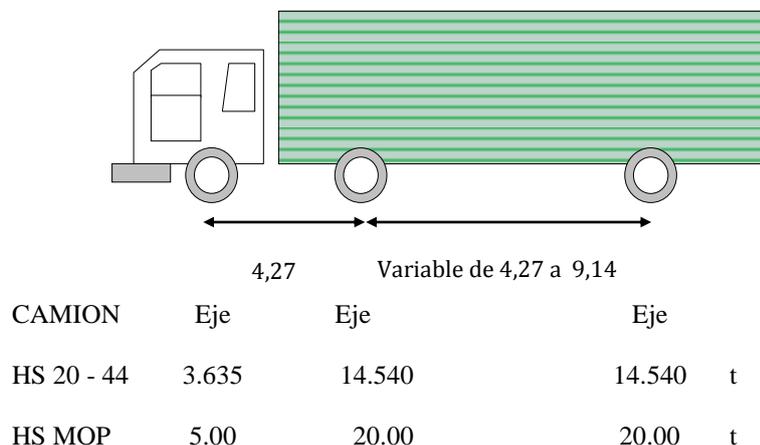
Estas son las mismas cargas muertas de elementos secundarios que se construirán cuando la estructura principal haya adquirido su resistencia de diseño y este en capacidad de recibir esta carga en forma directa. El Art. 3.23.2.3.1.1, nos permite distribuir las cargas de acabados en forma proporcional al número de vigas, siempre que el tablero haya alcanzado la resistencia especificada.

Especial importancia adquiere esta separación de las cargas permanentes en el diseño de este tipo de puentes como el que nos compete, ya que los esfuerzos a causa de las cargas de acabados deben ser tomados por la sección compuesta (viga de acero - tablero de hormigón), por que se trate de un diseño con colaboración del tablero de concreto en las propiedades de la viga metálica, para resistir los esfuerzos.

1.10.4. Carga viva

La carga viva consiste en el peso en movimiento de vehículos y peatones. Las cargas de vehículos consisten en: equivalentes o el camión standard, se asume ocupan un ancho de 3.05 m., estas cargas estarán ubicadas en un ancho de 3.65 m. para cada carril (art. 3.7). El camión standard y carga equivalente que se emplearán en el diseño será el HS MOP, si bien estamos utilizando el código AASHTO 2002 los valores de las cargas para aprobación de diseños en Ecuador se basan en el HS MOP, los valores y características de estas cargas son:

Camión HS 20-44/HS MOP:



Carga equivalente:



	w t/m	Pm t	Pc t
C.E HS 20-44	0.952	8.160	11.800
C.E HS MOP	1.190	10.20	14.750

1.10.5. Diseño de protecciones: poste y pasamano metálico

El propósito de estos elementos es proteger a los vehículos que usan la estructura, dado como:

- Protección de los ocupantes del vehículo en caso de colisión con las protecciones.
- Protección de otros vehículos cercanos a la colisión.
- Protección de vehículos o personas bajo la estructura
- Apariencia y libertad de ver el paso de los vehículos.

Las protecciones serán diseñadas de acero, mediante Teoría Elástica (Art. 2.7.4.1.), y empotradas mediante anclaje a la losa de hormigón armado, los cálculos continuación:

Datos:

Peso específico acero= **7850** kg/m³

Carga para protección vehicular: P= **4.54** t

Para el acero se usará el ASTM A36, cuyas propiedades son:

fy= **2520** kg/cm²
 Fb= 0.55fy= 1386.00 kg/cm² Esfuerzo permisible a flexión

Fv= 0.33fy= 831.60 kg/cm² Esfuerzo permisible a corte

En este tipo de carga accidental se permite el incremento en los esfuerzos admisible de hasta un 50% (Art. 3.4.2.2. AASHTO), entonces:

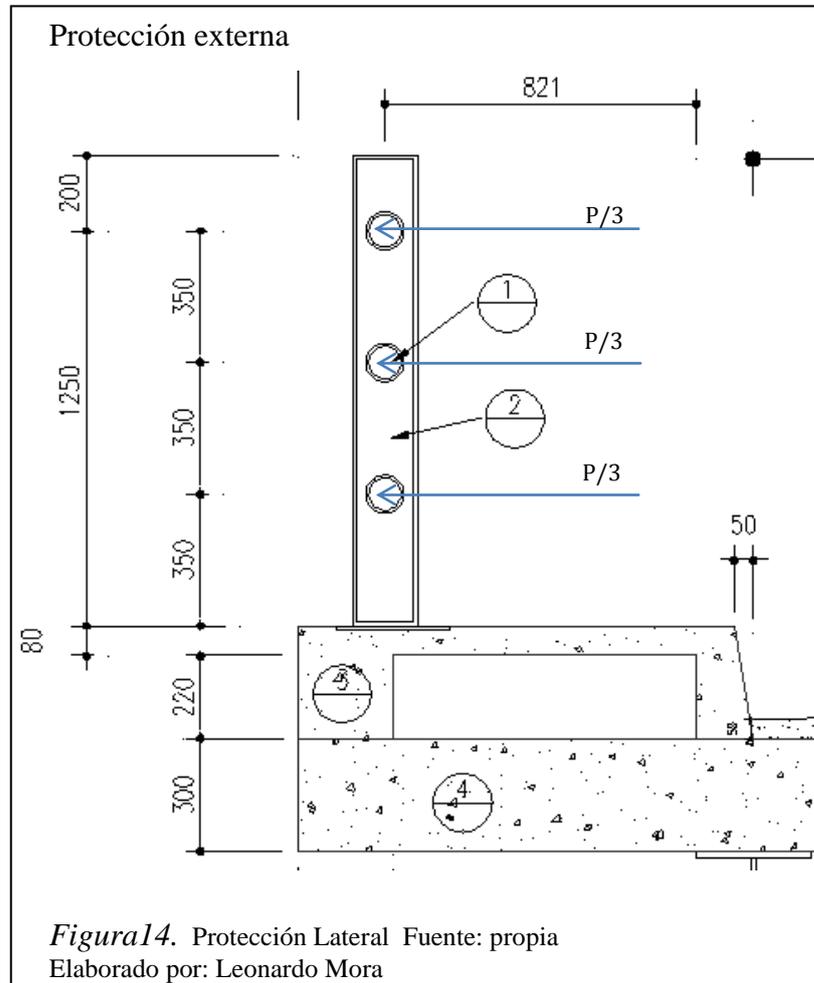
$\sigma_{admissible} =$

2079 kg/cm²

Esfuerzo admisible a flexión

1.10.5.1. Protección externa

Geometría de las secciones (medidas en mm):



Poste

$$\sigma = \frac{Mc}{I}$$

Ancho de patin=	10.00 cm
Espesor de patin=	1.00 cm
Espesor del alma (tw)=	1.00 cm
Altura de alma (D)=	15.00 cm

$$I = \sum I_o + \sum Ad^2$$

A1=A3=	10.00 cm ²
A2=	15.00 cm ²

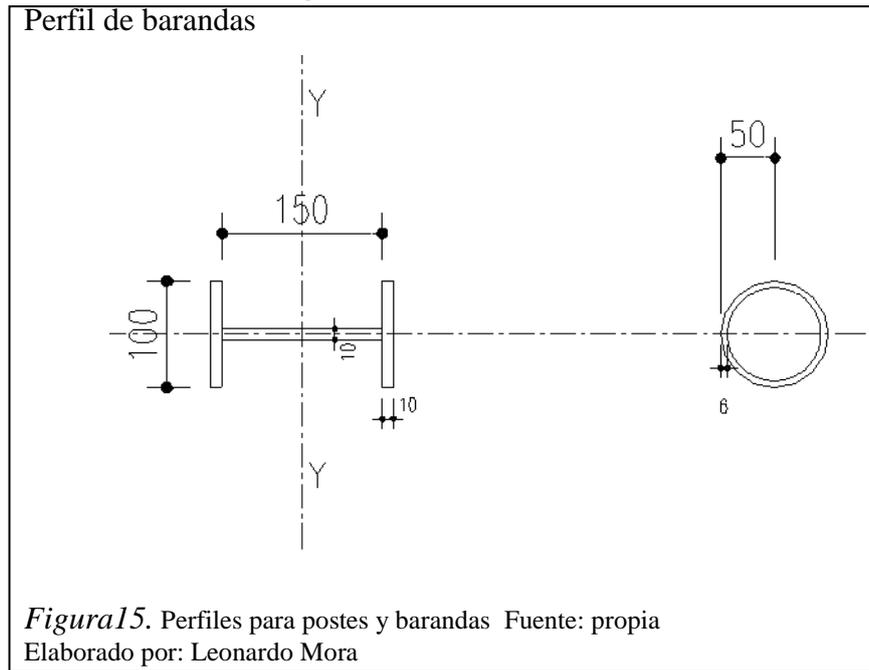
$d1=d3=$ 8.50 cm
 $d2=$ 0.00 cm
 I (eje y)= 1727.92 cm⁴

Momento:

$h1=$ 0.35 m
 $h2=$ 0.70 m
 $h3=$ 1.05 m
 $M= P/3(h1+h2+h3)$ 3.18 t.m

Esfuerzos a tracción y compresión:

$f_b=$ 1563.33 kg/cm² $\sigma_t = \sigma_c < \sigma_{admissible}$



Corte: $V= P$

Esfuerzos por cortante:

$f_v= P/(D \cdot tw)$
 $f_v=$ 302.67 kg/cm²
 $f_v < F_v$

$No. \text{ postes} =$ 34 unid.
 $V \text{ poste} =$ 0.0051 m³
 $W \text{ poste} =$ 39.84 kg
 $W_{\text{poste/m}} =$ 27.09 kg/m

Geometría de las secciones medidas en mm

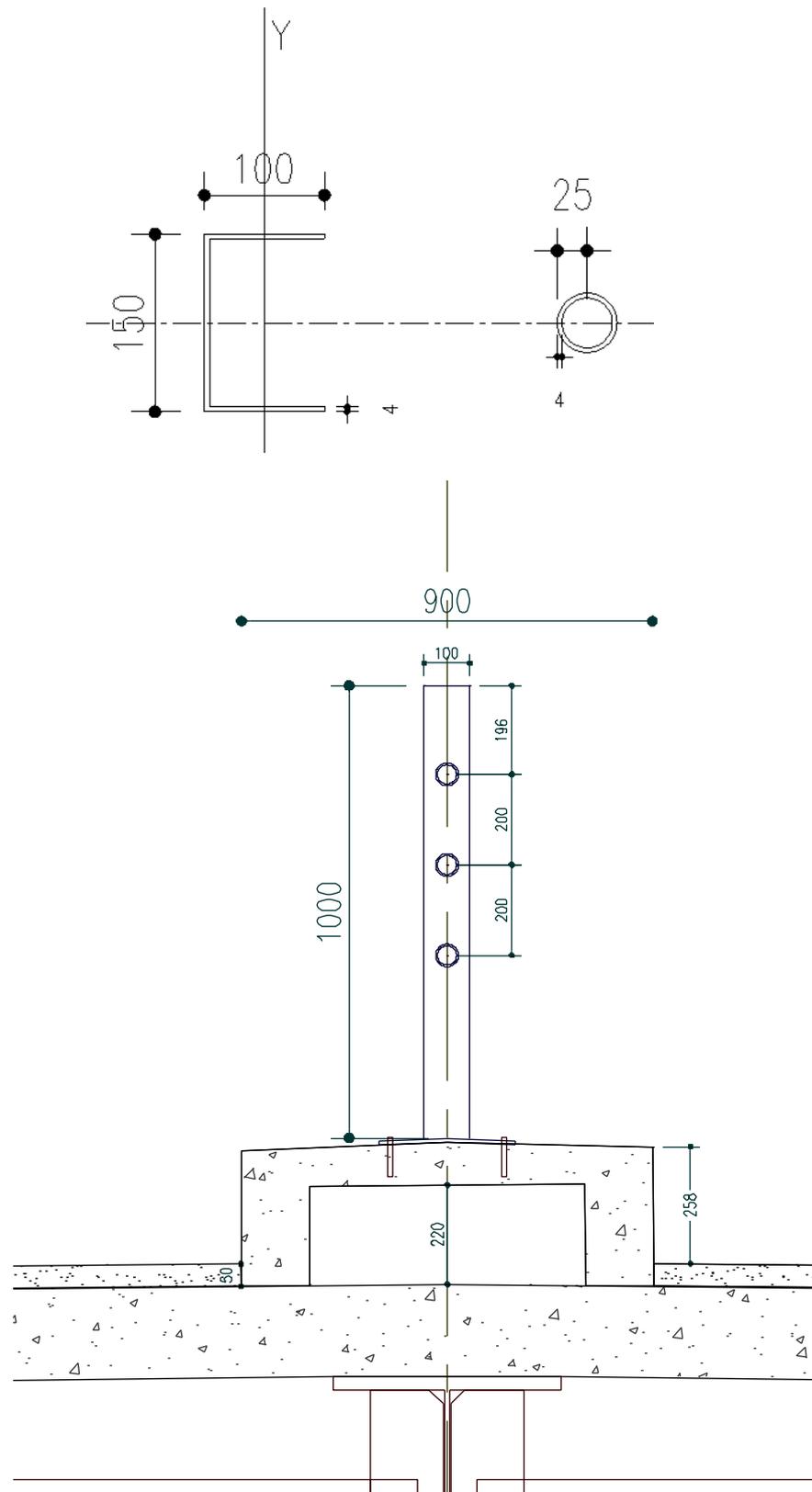


Figura17. Protección interna Fuente: Propia
Elaborado por: Leonardo Mora

Poste

h=	1.00 m
Ancho canal=	15.00 cm
Espesor canal=	0.40 cm
Altura canal=	10.00 cm

A1=A3=	4.00 cm ²
A2=	5.68 cm ²
d1=d3=	0.00 cm
d2=	5.00 cm
I (eje y)=	208.74 cm ⁴

Momento máximo en el poste= $P \cdot s_p \cdot h = 22500 \text{ kg.cm}$

Esfuerzos a tracción y compresión:

$$f_b = 538.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 1386.00 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Correcto}$$

No. postes= 22 unid.

V poste= 0.0014 m³

W poste= 10.74 kg

W poste/m= 4.73 kg/m

Pasamano

Diámetro exterior=	5.00 cm
Espesor=	0.40 cm
Diámetro interior=	4.20 cm

Momento máximo en el pasamano: $M = \frac{P \cdot s_p^2}{10}$

$$M = 675.00 \text{ kg.cm}$$

Inercia:

$$I_y = \frac{\pi d^4}{64}$$

$$I_y = 15.41 \text{ cm}^4$$

Esfuerzos a tracción y compresión:

$$f_b = 109.54 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Aceptable dentro del rango elástico}$$

Vpasamano/m= 0.0017 m³

Wpasamano/m= 13.61 kg/m

1.10.6. Diseño del tablero

El tablero tendrá refuerzo perpendicular al tráfico, se diseñara para un metro de sección de losa, las características geométricas del tablero y las vigas se tienen a continuación:

Luz del puente (L)=	50.00 m
Ancho de la calzada (entre bordillos)=	9.55 m
No. de vigas=	9.00
Separación entre ejes de vigas (Sv)=	2.50 m
Luz libre del tablero (d)=	2.10 m
Ancho del patín superior (bc)=	0.40 m
Luz de cálculo del tablero (St)= d+bc/2=	2.30 m
Luz libre de volado (Lv)=	1.05 m
Espesor promedio capa de rodadura=	0.10 m

Prediseño de espesores de la sección compuesta:

tsección compuesta= 0.04L	2.00 m
tviga I= 0.033L	1.65 m
tlosa= (0.04-0.033)L	0.35 m

$$t = 1.20 \left(\frac{St+3000}{30} \right) \geq 175$$

Tabla 8.9.2 ASSHTO 2002,
solo para losa de hormigón armado.

$$t_{losa} = 0.22 \text{ m}$$

$$t_{adoptado} = 0.20 \text{ m}$$

1.10.6.1. Carga muerta

Voladizo

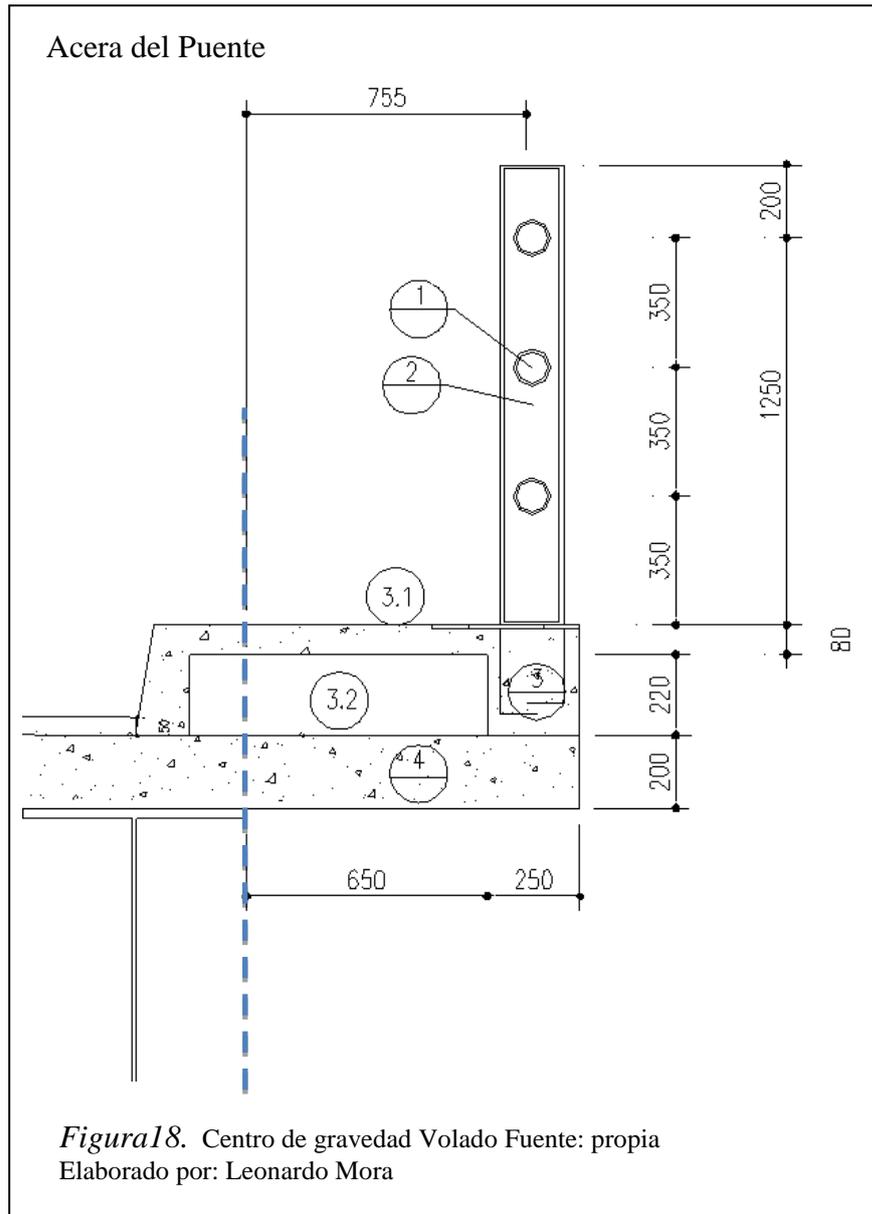
Carga y centro de gravedad acera:

Fig	b	h	No	A	x	Ax
3.1	0.90	0.30	1.00	0.27	0.450	0.1215
3.2 (vacío)	0.65	0.22	-1.00	-0.143	0.575	-0.0822
				0.127		0.0393

$$x_{cg} = 0.309 \text{ m}$$

$$W_{acera} = 304.80 \text{ kg/m}$$

No	P t	d m	M = P d t.m
1	0.0440	0.755	0.03
2	0.0271	0.755	0.02
3	0.3048	0.741	0.23
4	0.5040	0.525	0.26
Total	Mcm =		0.544



Tramos interiores

$$M_{cm} = \frac{W * s_t^2}{10}$$

W: Peso propio de losa + capa de rodadura

W= 0.593 t/m

St= 2.20 m

Mcm= ± 0.287 t.m

1.10.6.2. Carga viva

Sobrecarga: HS MOP
 Pr= 10
 Pr (75%)= 7.5 t

Voladizo

$$M_{cv} = \frac{P}{E}x$$

$$E = 0.8x + 1.143$$

Posición	Normal	Accid.
x m	0.000	0.480
E m	1.143	1.527
i	1.300	1.300
M _{cv+i} tm	0.000	3.065

Tramos interiores
$$M_{cv+i} = 1.3 * 0.8 \frac{S_t + 0.61}{9.74} Pr$$

$M_{cv+i} = \pm 2.250 \text{ tm}$

Combinación de cargas: AASTHO Art. 3.22

En la Tabla 3.22.1ª AASTHO 2002, se presentan los grupos de varias combinaciones de cargas, a las cuales la estructura puede estar sujeta. Las combinaciones de grupos de cargas, se muestran para el diseño por el método de cargas de servicio o por el de factores de carga.

Momentos últimos: Grupo 1

$$Mu_{losa} = 1.3(M_{cm} + 1.67M_{cv+i})$$

$$Mu_{losa} = 1.3(M_{cm} + 1.00M_{cv+i}) \quad \text{Posición accidental}$$

Voladizo

Mu= 0.373 tm Posición normal
 Mu= 4.357 tm Posición accidental

Tramos interiores

Mu= 5.258 tm

1.10.6.3. Armadura

Datos:

$f_c =$	280	kg/cm ²	
$f_y =$	4200	kg/cm ²	
$b =$	100	cm	
$h =$	20	cm	
$r_t =$	2.5	cm	recubrimiento superior
$r_b =$	2.5	cm	recubrimiento inferior
$d_i =$	17.5	cm	Altura efectiva para $A_s(+)$
$d_s =$	17.5	cm	Altura efectiva para $A_s(-)$

Armadura a flexión

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} \qquad f_r = 1.984 \sqrt{f'_c} \qquad M_n = M_{ur} = \frac{1.2 M_{cr}}{\phi}$$

$I_g =$	66666.67	cm ⁴
$y_t =$	10	cm
$f_r =$	33.20	kg/cm ²
$M_{cr} =$	2.21	tm
$\phi =$	0.9	
$M_{ur} =$	2.95	tm

$$w = \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 M_{ur}}{\phi b d^2 f'_c}}}{1.18} \qquad \rho = w \frac{f'_c}{f_y}$$

$w_{min} =$	0.0391
$\rho_{min} =$	0.0026

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 f'_c * \beta_1}{f_y} \left(\frac{6100}{6100 + f_y} \right) \qquad \beta_1 = 1.05 - \frac{f'_c}{1400} \qquad \rho_{max} = 0.50 \rho_{bal}$$

$\beta_1 =$	0.85
$\rho_{bal} =$	0.0285
$\rho_{max} =$	0.0143

Ductilidad sísmica

Determinación del ρ calculado

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 4.357 \quad \text{tm} \\ w &= 0.0583 \\ \rho_{\text{cal}} &= 0.0039 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} \leq \rho_{\text{cal}} \leq \rho_{\text{max}}$$

$$0.0028 \leq 0.0042 \leq 0.0143 \quad \text{Cumple}$$

VOLADIZO

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 4.357 \quad \text{tm} \\ \text{As} &= 6.80 \quad \text{cm}^2 \end{aligned}$$

Inferior: 1 ϕ 14mm @ 20cm

Superior: 1 ϕ 14mm @ 20cm

Determinación del ρ calculado

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 5.258 \quad \text{tm} \\ w &= 0.0729 \\ \rho_{\text{cal}} &= 0.0049 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} \leq \rho_{\text{cal}} \leq \rho_{\text{max}}$$

$$0.0028 \leq 0.0049 \leq 0.0143 \quad \text{Cumple}$$

TRAMO - APOYOS INTERIORES

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 5.258 \quad \text{tm} \\ \text{As} &= 8.51 \quad \text{cm}^2 \end{aligned}$$

Inferior: 1 ϕ 14mm @ 15cm

Superior: 1 ϕ 14mm @ 15cm

Armadura de distribución

$$\begin{aligned} \% &= 79.79 \\ \% \text{max} &= 67.00 \\ \text{Asd} &= 0.67 \text{As}(+) \\ \text{Asd} &= 5.70 \quad \text{cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Usar:

1 ϕ 12mm @ 20cm en S/2 (parte central)

1 ϕ 12mm @ 40cm en S/4 (parte exterior)

Se colocará en parte inferior del tablero,
entre caras de vigas.

Armadura por temperatura

$$A_{st} = 2.64 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Se colocará en la parte superior del tablero}$$

Usar:

1 ϕ 10mm @ 25cm

Tableros diseñados para momentos de flexión se consideran satisfactorios en adherencia y corte (Art. 3.24.3 AASHTO).

1.10.7. Diseño de vigas metálicas

La viga será de alma llena para el diseño de sección compuesta; en atención a la longitud del puente se tendrán algunas uniones o empalmes, esto más debido a cuestiones de logística y de transporte de los sub-tramos de la viga hacia el sitio de armado, que será el propio lugar del puente, el código de transporte no permite trasladar elementos mayores a 13.00 m. incluido el volado en los vehículos de carga; por esto y con el afán de no hacer coincidir una unión o empalme empernado con el centro de la luz del puente, donde el momento positivo será máximo, el esquema preliminar para los sub-tramos tendrá de la siguiente forma:

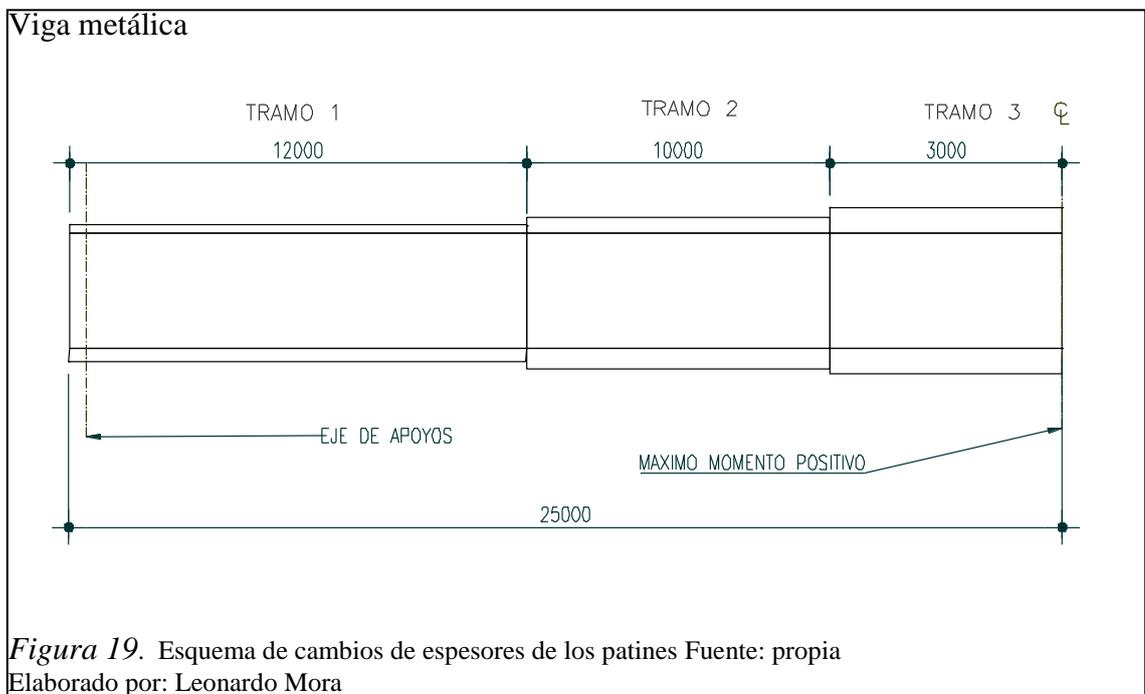


Figura 19. Esquema de cambios de espesores de los patines Fuente: propia
Elaborado por: Leonardo Mora

Además que se tendrá un ahorro económico en la construcción debido a la disminución de los espesores de los patines, tomado en cuenta q se cuenta con 9 vigas.

A continuación se realiza un predimensionamiento de los componentes de la viga fabricada en taller tipo H, con las características del tramo medio del puente es decir el tramo que absorberá el máximo momento flector que se pueda presentar:

Predimensionamiento:

Material: Acero Estructural A588 (ASTM A 709 50W)

Esfuerzo mínimo de fluencia	$f_y =$	3515.50	kg/cm ²
Esfuerzo mínimo de ruptura	$f_u =$	4921.70	kg/cm ²
Esfuerzo admisible por flexión=	$F_b = 0.55f_y =$	1933.53	kg/cm ²
Esfuerzo admisible por flexión=	$F_b = 0.46f_u =$	2263.98	kg/cm ²

Separación entre vigas (S)=	$2,00 < S < 3,75$	m	
Ancho total del puente=	22.40	m	
L volado=	1.20	m	
No. de vigas=	9.00		
Separación entre vigas (Sv)=	2.50	m	Adoptada
Luz del puente (L)=	50.00	m	
Peralte mínimo de la viga (h)=	$0.033L =$	1.65	m Art. 10.5.1 ASSHTO 2002
Peralte mínimo sección compuesta (hc)=	$0.040L =$	2.00	m Art. 10.5.1 ASSHTO 2002
tadoptado=	0.20	m	tablero
Peralte adoptado de la viga=	1.858	m	

Prediseño de la viga

Ancho patín a compresión:	$b_c > 0.2D$	=	36.20	m	Art. 10.48 ASSHTO 2002
bc adoptado=			60	cm	

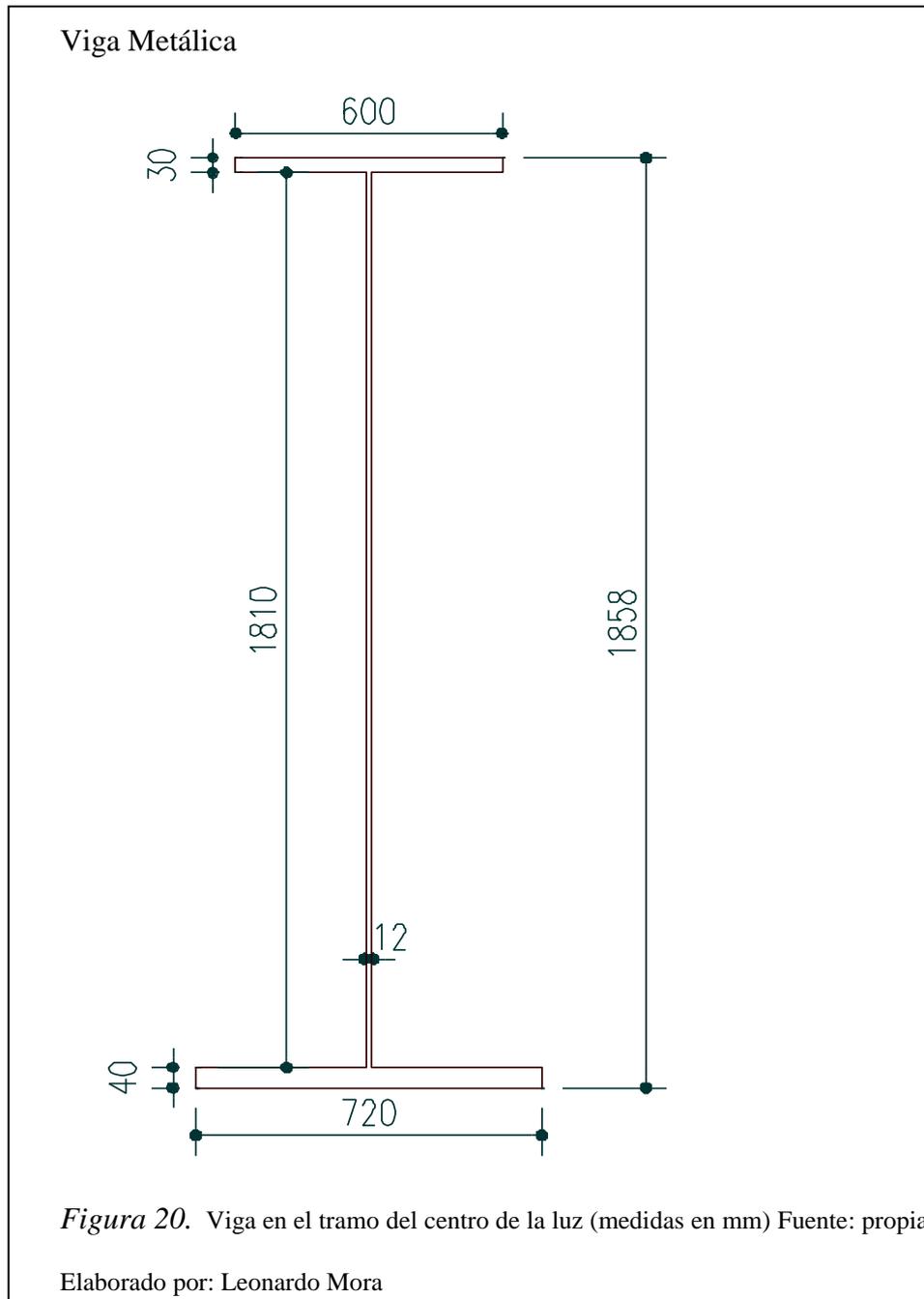
Espesor alma:

Sin rigidizadores longitudinales	$t_w > \frac{D\sqrt{f_y}}{3030}$	=	1.12	cm	Art. 10.48.1 ASSHTO 2002
twadoptado=			1.20	cm	
Espesor ala a compresión (tfc)=	$t_{fc} > 1.5t_w$	=	1.80	cm	Art. 10.48 ASSHTO 2002
tc adoptado=			1.80	cm	
bt adoptado=			72	cm	

Espesor ala a tracción (tft)=	$t_{ft} \geq \frac{bt}{24}$	=	3.00	cm	Art. 10.48 ASSHTO 2002
tft adoptado=			3.00	cm	

Datos de la viga:

Espesor ala a compresión (tfc)=	1.80 cm
Ancho ala a compresión (bc)=	60.00 cm
Espesor ala a tracción (tf)=	3.00 cm
Ancho ala a tracción (bt)=	72.00 cm
Espesor del alma (tw)=	1.20 cm
Longitud del alma (D)=	181.00 cm



Número de vías

Calzada N-S: 9.55 m
Calzada S-N: 9.55 m

$$\text{No. de vías} = \frac{B}{3.65} = 2.00 \text{ vías/sentido}$$

No. de vías en ambos sentidos= 4.00 vías

1.10.7.1. Análisis de cargas y diseño a flexión

Cargas Permanentes

D1: Peso de la viga sola + losa

Losa=	1200 kg/m	
Viga=	141.3 kg/m	Patin superior
	170.50 kg/m	Alma
	226.08 kg/m	Patin inferior
	537.88 kg/m	Total viga
Rigidizadores=	7.60 kg/m	
Marcos cruzados=	11.00 kg/m	
Arriostramiento inf=	13.40 kg/m	
WD1=	1769.88 kg/m	

D2: Peso de guardavías + acera + capa de rodadura + peso de protección interna

Protección externa:

Wpasamano=	4399.69 kg
Wposte=	2709.04 kg
Wacera=	30480.00 kg

Protección interna:

Wpasamano=	680.66 kg
Wposte=	236.25 kg
Wacera=	17520.00 kg

Wasfalto= 107437.50 kg

Carga(acabados)= 163463.14 kg

Peso transmitido a cada viga= 18162.57 kg/viga
Peso distribuido/viga= 363.25 kg/m/viga

WD2= 363.25 kg/m

Relación Modular

$$n = \frac{E}{E_c}$$

Datos:

$f'_c = 28.00$ MPa

Ehormigón = $E_c = 0.043W_c^{1.5}f'_c{}^{0.5} = 26752.50$ MPa

Eacero = **200000** MPa

n = 7.48 Se adopta un valor de : **8**

Primera etapa - Análisis de la viga

La primera etapa en donde la sección resiste es únicamente el perfil metálico y las cargas que actúan son el peso propio de la viga y el peso del hormigón en estado húmedo (Torres Eduardo, 2013, pag 184).

$W_{D1} = 1769.88$ kg/m

$$M_{cm} = \frac{WL^2}{8}$$

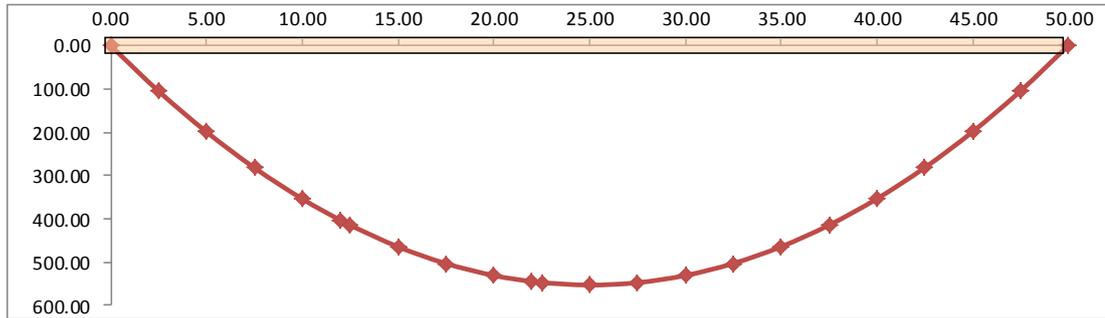
$M_{cm1} = 553.09$ T.m

Diagrama de momentos

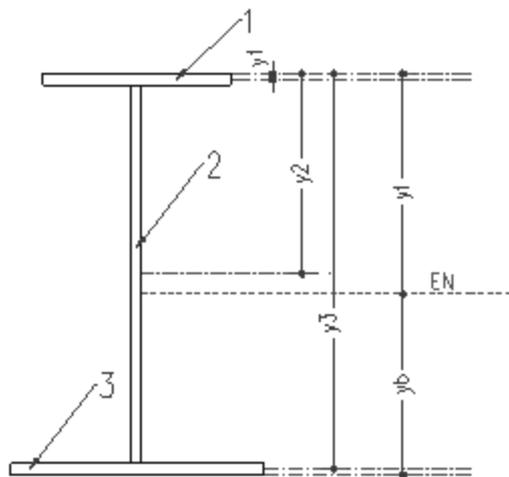
$$M_x = \frac{W_{D1} \cdot L}{2} \cdot x - w \cdot \frac{x^2}{2}$$

x	Mcm
0	0.00
2.5	105.09
5	199.11
7.5	282.07
10	353.98
12	403.53
12.5	414.82
15	464.59
17.5	503.31
20	530.96
22	545.12
22.5	547.56
25	553.09
27.5	547.56
30	530.96
32.5	503.31
35	464.59
37.5	414.82
40	353.98
42.5	282.07
45	199.11
47.5	105.09
50	0.00

DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR POR CARGA MUERTA - 1ra ETAPA



Sección resistente



Propiedades geométricas de la viga

SECCIÓN	DIMENSIONES cm	Ai cm ²	Yi cm	Ai · Yi cm ²	Ai · Yi ² cm ³	I _o = bh ³ /12 cm ⁴
1	60x3	180.00	1.50	270.00	405.00	135.00
2	1.20x181	217.20	93.50	20308.20	1898816.70	592974.10
3	72x4	288.00	186.00	53568.00	9963648.00	384.00
Σ		685.20		74146.20	11862869.70	593493.10

Distancia desde fibra extrema a compresión hasta el eje neutro:

$$\bar{y}_t = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = 108.21 \text{ cm}$$

Distancia desde fibra extrema a tracción hasta el eje neutro:

$$y_b = h - y_t = 79.79 \text{ cm}$$

Inercia respecto al centro de gravedad

$$I_{CG} = \sum A_i \cdot Y_i^2 + \sum I_o - \left(\sum A_i \right) \cdot \bar{y}_t^2$$

Donde:

ΣA : Sumatoria de las secciones del área de la sección en análisis

\bar{y}_t : Distancia desde el eje neutro hasta la fibra más extrema en compresión

ΣI_o : Inercia de la sección en análisis

$$I_{CG} = 4432925.88 \text{ cm}^4$$

Módulos seccionales

$$Z_1 = \frac{I_{CG}}{\bar{y}_t}$$

$$Z_2 = \frac{I_{CG}}{y_b}$$

Z1: Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a compresión

Z2: Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a tracción.

$$Z_1 = 40965.56 \text{ cm}^3$$

$$Z_2 = 55558.13 \text{ cm}^3$$

Cálculo de esfuerzos que actúan en la viga

$$fb_1 = \frac{M_{cm}}{Z_1}$$

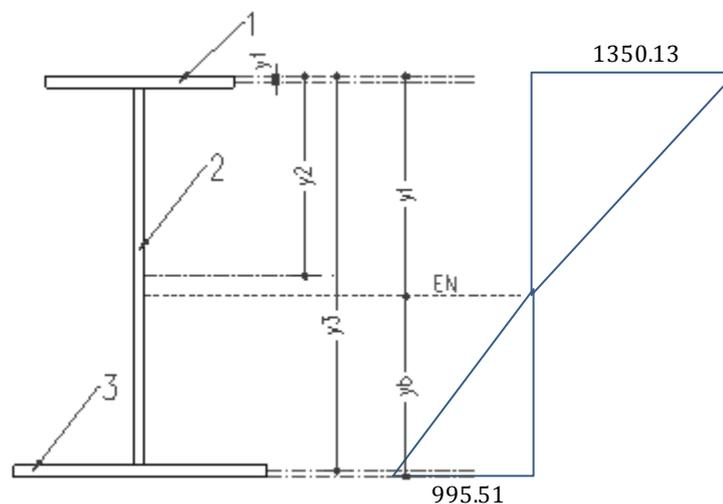
$$fb_2 = \frac{M_{cm}}{Z_2}$$

fb1: Esfuerzo de compresión en la fibra superior de la viga

fb2: Esfuerzo de tracción en la fibra inferior de la viga

$$fb_1 = 1350.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$fb_2 = 995.51 \text{ kg/cm}^2$$



Segunda etapa - Análisis de la sección compuesta (puente vacío) B/3n

La segunda etapa es en la que se produce el endurecimiento del hormigón armado del tablero y se aceptan todas las cargas permanentes que se coloquen sobre el tablero. Estos generalmente son: capa de rodadura, postes, veredas, pasamanos y elementos de

servicio público que vayan a ser colocados en forma permanente la sección resistente; en este caso es la sección compuesta conocida como 3n el cálculo de la sección equivalente.

$$WD2 = 363.25 \text{ kg/m}$$

$$M_{cm} = \frac{WL^2}{8}$$

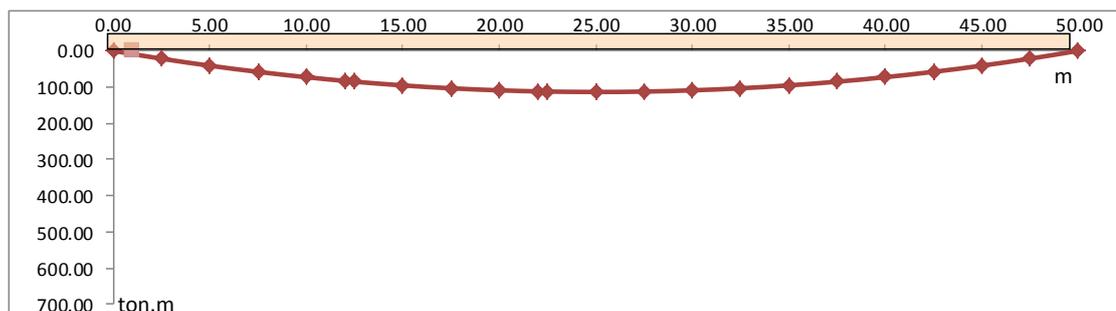
$$M_{cm2} = 113.52 \text{ T.m}$$

Diagrama de momentos

$$M_x = \frac{W_{D1} \cdot L}{2} \cdot x - w \cdot \frac{x^2}{2}$$

x	Mcm
0	0.00
2.5	21.57
5	40.87
7.5	57.89
10	72.65
12	82.82
12.5	85.14
15	95.35
17.5	103.30
20	108.98
22	111.88
22.5	112.38
25	113.52
27.5	112.38
30	108.98
32.5	103.30
35	95.35
37.5	85.14
40	72.65
42.5	57.89
45	40.87
47.5	21.57
50	0.00

DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR POR CARGA MUERTA - 2da ETAPA



Ancho efectivo del tablero (Be)

Vigas interiores:

$$L/4 = 12.5 \text{ m}$$

$$12h_{losa} + 0.5bc = 2.6 \text{ m}$$

$$S_v = 2.50 \text{ m}$$

Vigas exteriores:

$$L/8 = 6.25 \text{ m}$$

$$6h_{losa} + 0.25bc = 1.30 \text{ m}$$

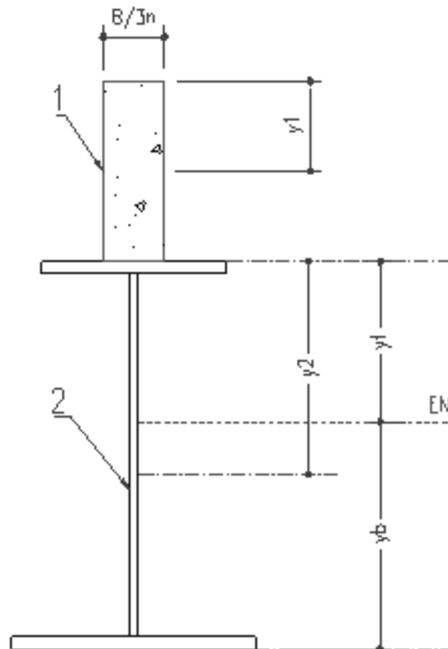
$$L_v = 1.20 \text{ m}$$

$$B_e = 2.50 \text{ m}$$

$$n = 8$$

$$B/3n = 0.10 \text{ m}$$

Sección resistente



Propiedades geométricas de la viga

SECCIÓN	Ai cm ²	Yi cm	Ai.Yi cm ³	Ai.Yi ² cm ⁴	I _o = bh ³ /12 cm ⁴
Losa	208.33	10.00	2083.33	20833.33	6944.44
Viga	685.20	108.21	74146.20	8023436.92	4432925.88
Σ	893.53		76229.53	8044270.25	4439870.33

Distancia desde fibra extrema a compresión hasta el eje neutro:

$$\bar{y}_t = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = 85.31 \text{ cm}$$

Distancia desde fibra extrema a tracción hasta el eje neutro:

$$y_b = h - y_t = 102.69 \text{ cm}$$

Inercia respecto al centro de gravedad

$$I_{CG} = \sum A_i \cdot Y_i^2 + \sum I_{oi} - \left(\sum A_i \right) \cdot \bar{y}_t^2$$

Donde:

ΣA : Sumatoria de las secciones del área de la sección en análisis

\bar{y}_t : Distancia desde el eje neutro hasta la fibra más extrema en compresión

ΣI_o : Inercia de la sección en análisis

$$I_{CG} = 5980811.00 \text{ cm}^4$$

Módulos seccionales

$$Z_1 = \frac{I_{CG}}{\bar{y}_t} \quad Z_2 = \frac{I_{CG}}{\bar{y}_t - h_{losa}} \quad Z_3 = \frac{I_{CG}}{y_b}$$

Z1: Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a compresión

Z2: Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a tracción

$$Z_1 = 70104.77 \text{ cm}^3$$

$$Z_2 = 91572.27 \text{ cm}^3$$

$$Z_3 = 58242.82 \text{ cm}^3$$

Cálculo de esfuerzos que actúan en la viga

$$fb_1 = \frac{M_{cm}}{Z_1} \quad fb_2 = \frac{M_{cm}}{Z_2} \quad fb_3 = \frac{M_{cm}}{Z_3}$$

fb2: Esfuerzo en la fibra superior de la viga

fb3: Esfuerzo de tracción en la fibra inferior de la viga

$$fb_1 = 161.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$fb_2 = 123.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$fb_3 = 194.90 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos reales en el hormigón: $f(\text{real del hormigón}) = f(\text{sección equivalente})/3n$

$$fb_1(h) = \frac{fb_1}{3n} \quad fb_2(h) = \frac{fb_2}{3n}$$

fb1(h): Esfuerzo del hormigón en la fibra superior de la viga

fb2(h): Esfuerzo del hormigón en la fibra inferior de la viga

$$fb_1(h) = 6.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$fb_2(h) = 5.17 \text{ kg/cm}^2$$

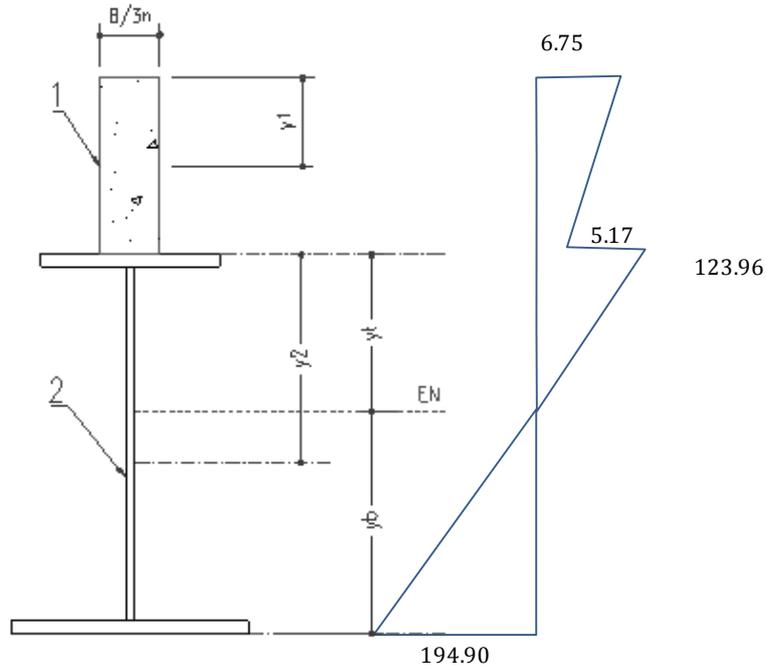
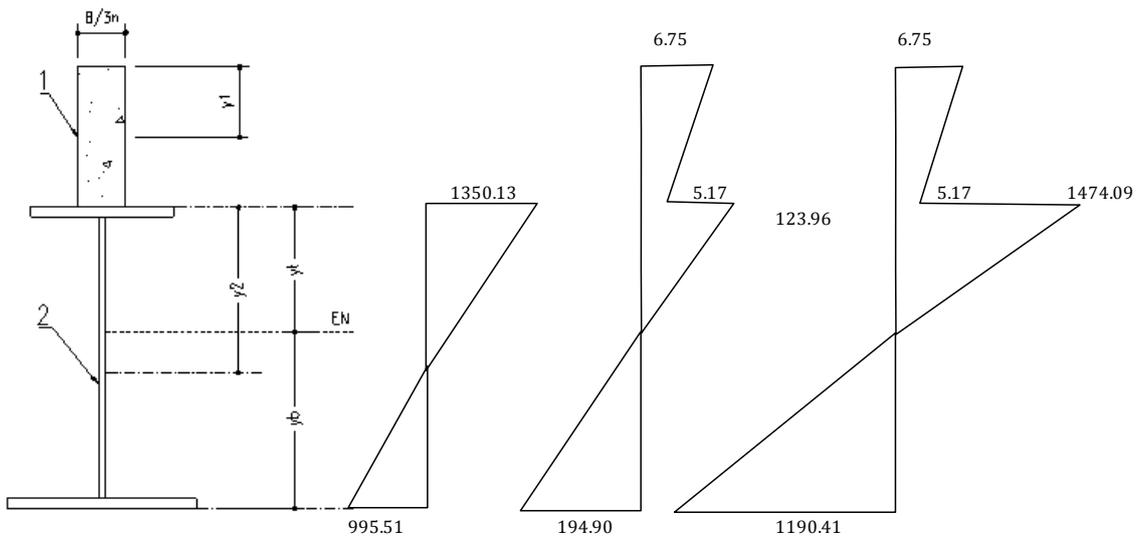


Diagrama final del puente vacío:



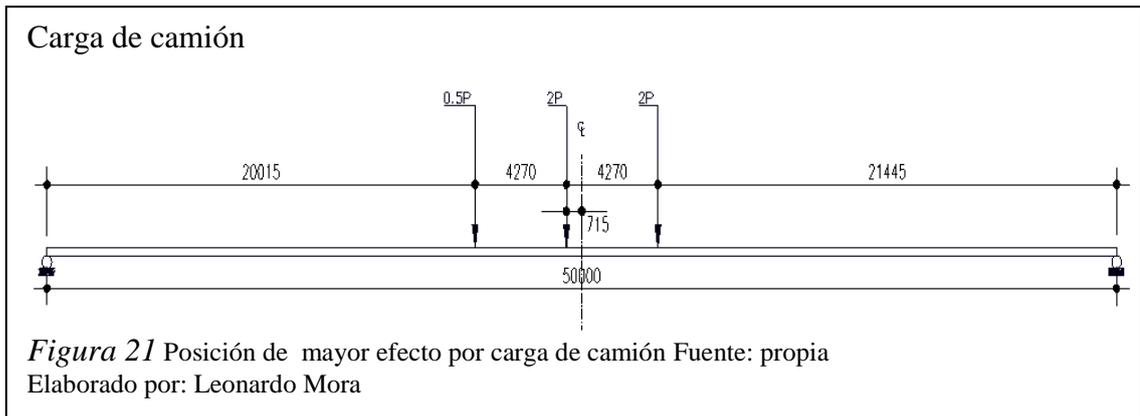
Tercera etapa - Análisis de la sección compuesta (puente en servicio)

La tercera etapa asumida la fricción de la carga viva en la sección expuesta que se conoce con el nombre de sección tipo (n) y que es aquella que se considera el módulo de elasticidad instantánea del hormigón para el cálculo de sección equivalente. Adicionalmente existe una etapa de comprobación de esfuerzos que se genera al considerar las fuerzas de contracción del hormigón y que a través de los conectores de

corte produce un momento de flexión en la sección metálica (Torres Eduardo,2013, pag 185).

Momento máximo por carga viva (Teorema de Barre)

Sobrecarga:	HS MOP
Pr=	10 t
x=	1.43 m
x/2=	0.715 m



$$\sum M(Rd) = 0$$

$$\begin{aligned} Ri(50) - 0.5P(25 + 0.715 + 4.27) - 2P(25 + 0.715) - 2P(25 + 0.715 - 4.27) &= 0 \\ 50Ri - 15P - 51.43P - 42.89P &= 0 \\ 50Ri &= 109.32P \\ Ri &= 2.186P \\ Ri &= 21.86 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= Ri(25 - 0.715) - 0.5P(4.27) \\ M_{\max} &= Ri(24.285) - 0.5P(4.27) \\ M_{\max} &= 52.94P - 2.135P \\ M_{\max} &= 50.81P \\ M_{\max} &= 508.10 \text{ tm/via} \end{aligned}$$

Impacto

$$I = \frac{15.24}{Li + 38} < 30\%$$

$$\begin{aligned} Li &= 50.00 \text{ m} \\ I &= 17.32 \% \end{aligned}$$

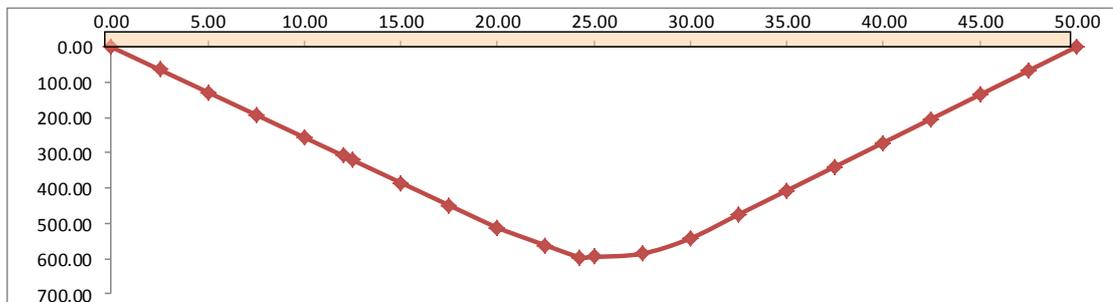
Momento máximo de carga viva más impacto

$$M_{cv+i} = 596.09 \text{ tm/via}$$

Diagrama de momentos

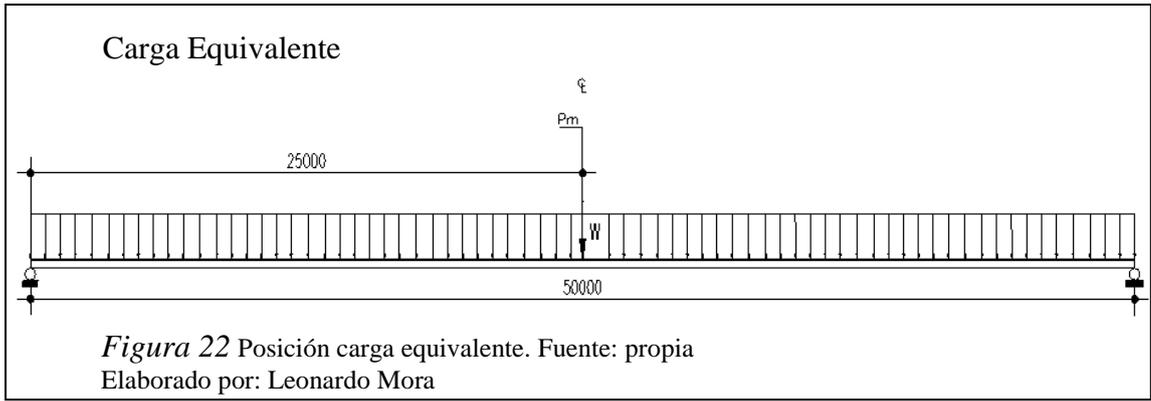
x	Mcv	Mcv+i
0	0.00	0.00
2.5	54.66	64.12
5	109.31	128.24
7.5	163.97	192.37
10	218.63	256.49
12	262.35	307.78
12.5	273.28	320.61
15	327.94	384.73
17.5	382.59	448.85
20	437.25	512.97
20	437.25	512.97
22.5	479.48	562.52
24.285	508.10	596.09
25	507.34	595.20
27.5	499.49	586.00
30	462.75	542.89
32.5	404.91	475.03
35	347.06	407.17
37.5	289.22	339.31
40	231.38	271.44
42.5	173.53	203.58
45	115.69	135.72
47.5	57.84	67.86
50	0.00	0.00

DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR POR CAMIÓN HS MOP (Mcv+i)



Momento de carga viva por carga equivalente

Carga equivalente: **HS MOP**
 w= 1.19 t/m/via
 Pm= 10.2 t/m/via
 Lc= 50.00 m



$$R_i = \frac{wL}{2} + \frac{P_m}{2}$$

$$M_x = R_i \cdot x - w \cdot \frac{x^2}{2} \quad (0 < x \leq L/2)$$

$$M_x = R_i \cdot x - w \cdot \frac{x^2}{2} - P_m(x - \frac{L}{2}) \quad (L/2 < x < L)$$

$$R_i = 34.85 \text{ t}$$

Momento máximo de carga equivalente más impacto (centro de la luz)

$$M_{cv+i} = 585.86 \text{ tm/via}$$

Diagrama de momentos

x	M _{cv}	M _{cv+i}
0	0.00	0.00
2.5	83.41	97.85
5	159.38	186.98
7.5	227.91	267.38
10	289.00	339.05
12	332.52	390.11
12.5	342.66	402.00
15	388.88	456.22
17.5	427.66	501.72
20	459.00	538.49
22	478.72	561.63
22.5	482.91	566.54
25	499.38	585.86
27.5	482.91	566.54
30	459.00	538.49
32.5	427.66	501.72
35	388.88	456.22
37.5	342.66	402.00
40	289.00	339.05
42.5	227.91	267.38
45	159.38	186.98
47.5	83.41	97.85
50	0.00	0.00

Factor de distribución

Viga interior

$$FD = \frac{s}{1.676}$$

$$s = Sv = 2.50 \text{ m}$$
$$FD = 1.49 \text{ m}$$

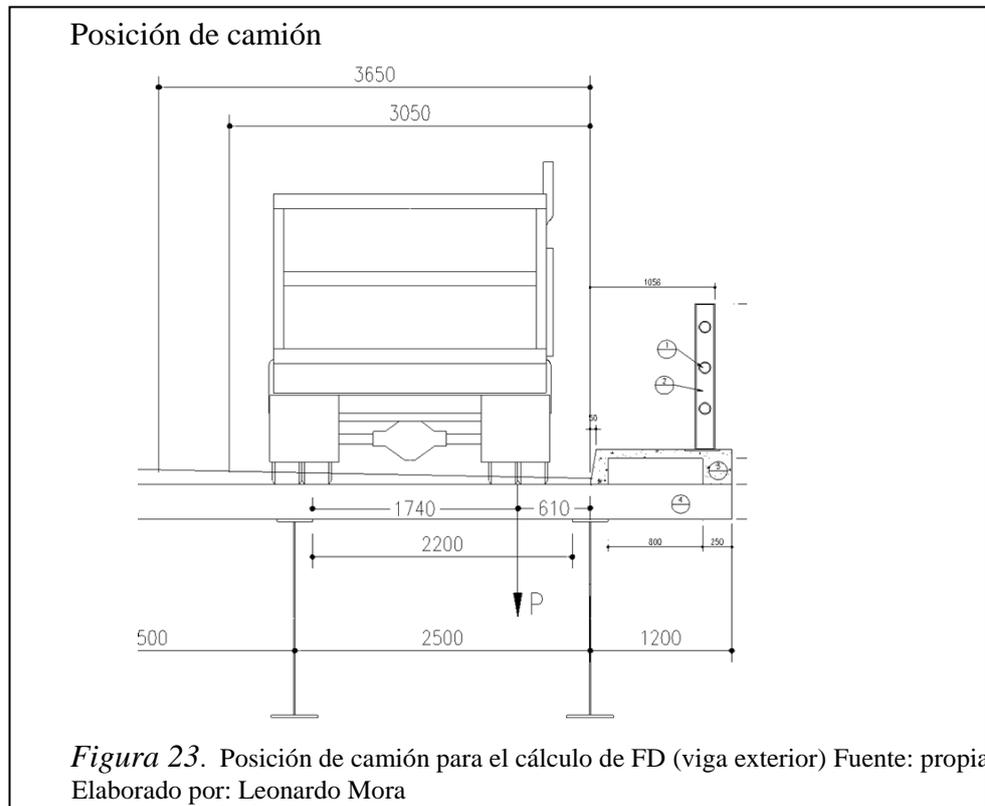
Viga exterior

$$Rcv = 0.61P/2.2$$
$$Rcv = 0.28 P$$

Momento/viga

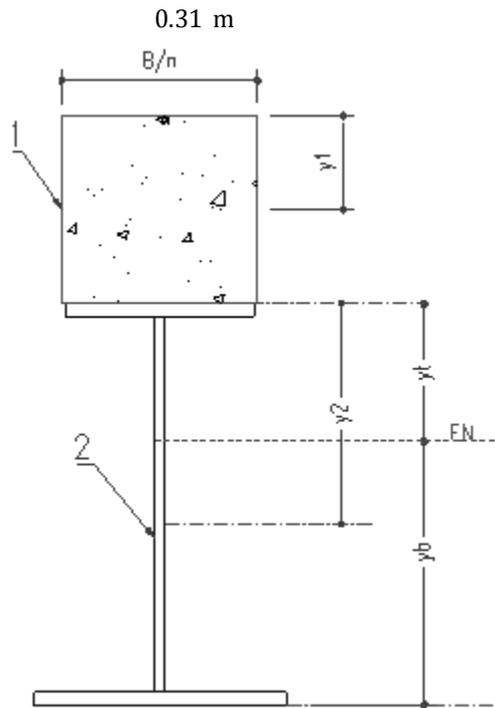
$$Mv = \frac{M_{via}}{2} \cdot FD$$

$$M_{cv+i/v} = 444.58 \text{ tm/viga}$$



Sección resistente

B/n=



Propiedades geométricas de la viga

SECCIÓN	Ai cm ²	Yi cm	Ai·Yi cm ³	Ai·Yi ² cm ⁴	I _o = bh ³ /12 cm ⁴
Losa	625.00	10.00	6250.00	62500.00	20833.33
Viga	685.20	108.21	74146.20	8023436.92	4432925.88
Σ	1310.20		80396.20	8085936.92	4453759.22

$$\bar{y}_t = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = 61.36 \text{ cm}$$

$$y_b = h - y_t = 126.64 \text{ cm}$$

Inercia respecto al centro de gravedad

$$I_{CG} = \sum A_i \cdot Y_i^2 + \sum I_o - (\sum A_i) \cdot \bar{y}_t^2$$

Donde:

ΣA: Sumatoria de las secciones del área de la sección en análisis

y_t: Distancia desde el eje neutro hasta la fibra más extrema en compresión

ΣI_o: Inercia de la sección en análisis

$$I_{CG} = 7606442.45 \text{ cm}^4$$

Módulos seccionales

$$Z_1 = \frac{I_{CG}}{\bar{y}_t} \quad Z_2 = \frac{I_{CG}}{\bar{y}_t - h_{losa}} \quad Z_3 = \frac{I_{CG}}{y_b}$$

Z1: Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a compresión
 Z3: Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a tracción

Z1= 123960.60 cm³
 Z2= 183900.28 cm³
 Z3= 60064.35 cm³

Cálculo de esfuerzos que actúan en la viga

$$fb_1 = \frac{M_{cv+i}}{Z_1} \quad fb_2 = \frac{M_{cv+i}}{Z_2} \quad fb_3 = \frac{M_{cv+i}}{Z_3}$$

fb2: Esfuerzo en la fibra superior de la viga
 fb3: Esfuerzo de tracción en la fibra inferior de la viga

fb1= 358.65 kg/cm²
 fb2= 241.75 kg/cm²
 fb3= 740.17 kg/cm²

Esfuerzos reales en el hormigón: f(real del hormigón)=f(sección equivalente)/n

$$fb_1(h) = \frac{fb_1}{n} \quad fb_2(h) = \frac{fb_2}{n}$$

fb1(h): Esfuerzo del hormigón en la fibra superior de la viga
 fb2(h): Esfuerzo del hormigón en la fibra inferior de la viga

fb1(h)= 44.83 kg/cm²
 fb2(h)= 30.22 kg/cm²

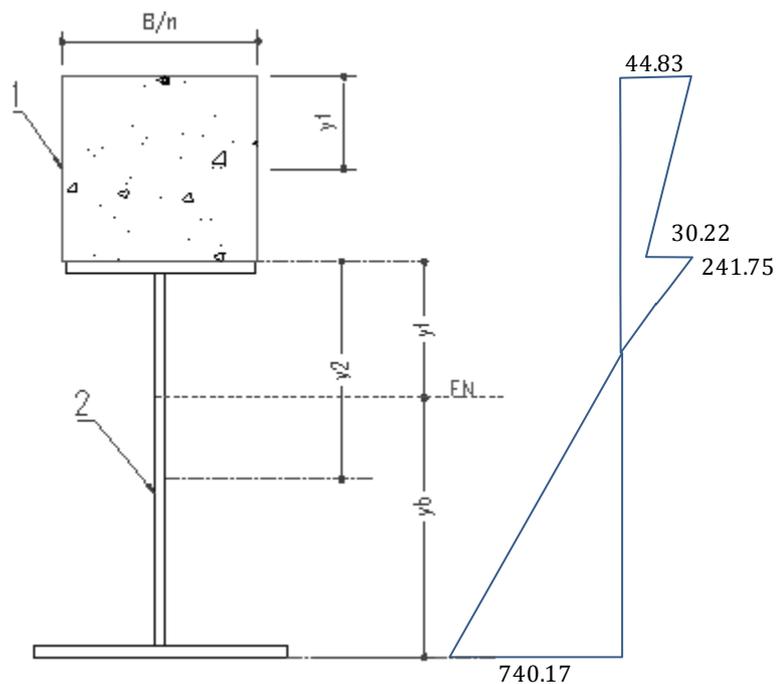
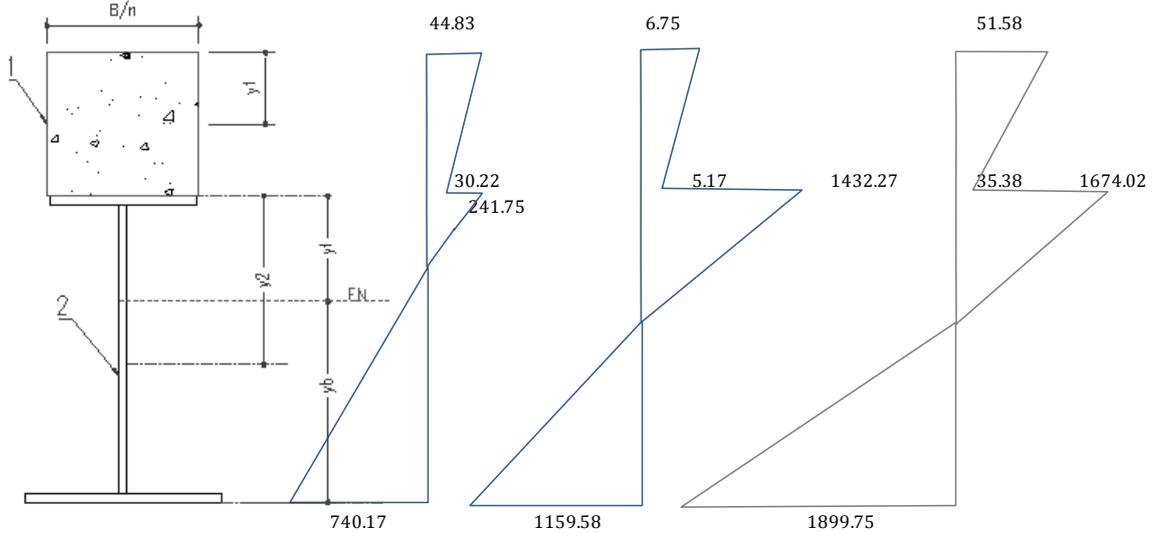


Diagrama de esfuerzos finales del puente en servicio



Resumen de esfuerzos admisibles

Acero:	$f_y =$	3515.5 kg/cm ²		
	AASHTO $f_s = 0.55f_y =$	1933.525 kg/cm ²	CUMPLE	
	AISC $f_s = 0.60f_y =$	2109.3 kg/cm ²	CUMPLE	(AISC 2005 D2-1)
Hormigón:	$f'_c =$	280.00 kg/cm ²		
	$f_c = 0.40f'_c =$	112.00 kg/cm ²	CUMPLE	

Efectos de carga combinados:

$$M_{u_{sc}} = 1.3(M_{cm} + 1.67M_{cv+i})$$

$$M_{u_{sc}} = 1831.77 \text{ t.m}$$

Cálculo de la capacidad del momento plástico de la sección compuesta

El momento plástico para una sección compuesta se define como el momento que causa la fluencia en la sección de acero y el refuerzo, y también causa una distribución uniforme de los esfuerzos igual a $0,85f'_c$ en la compresión de la losa de hormigón. Con esto nos aseguramos que el eje neutro de la sección compuesta se encuentre en el caso más favorable, este caso es dentro del patín superior, para que con esto la losa trabaje íntegramente a compresión y la viga a tracción, y como se expuso antes aprovechar las mejores características de cada material constitutivo.

Propiedades de la sección:

t=	20.00 cm
be=	250.00 cm

f'_c =	280.00 kg/cm ²
f_y (acero de refuerzo)=	4200 kg/cm ²
f_y (acero estructural)=	3516 kg/cm ²
$A_s(r)$ =	41.49 cm ²
Espesor ala a compresión (t_{fc})=	3.00 cm
Ancho ala a compresión (b_c)=	60.00 cm
Espesor ala a tracción (t_f)=	4.00 cm
Ancho ala a tracción (b_t)=	72.00 cm
Espesor del alma (t_w)=	1.20 cm
Longitud del alma (D)=	181.00 cm

La fuerza de compresión en la losa es el menor de los siguientes valores, art 10.50.1.1 AASHTO 2002:

$$C = 0.85f'_c \cdot b_e \cdot t + (A_s \cdot f_y)_c$$

$$C = 1364238.57 \text{ kg}$$

$$C = 1364.24 \text{ ton}$$

$$C = (A_s \cdot f_y)_{tf} + (A_s \cdot f_y)_{bf} + (A_s \cdot f_y)_w$$

$$C = 2408820.60 \text{ kg}$$

$$C = 2408.82 \text{ ton}$$

$$a = \frac{C - (A_s \cdot f_y)_c}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_e}$$

$$a = 20.00 \text{ cm}$$

Como la fuerza de compresión en la losa es menor que el valor dado por la fuerza del área de acero, entonces la porción superior de acero está sujeta a una fuerza de compresión C' , dada por la siguiente ecuación:

$$C' = \frac{\sum(A_s \cdot f_y) - C}{2}$$

$$C' = 522.29 \text{ ton}$$

La localización del eje neutro dentro de la sección de acero medida desde la parte superior de la viga metálica, se determinará así:

$$\text{Para } C' < (A_s \cdot f_y)_{tf}: \quad \bar{y} = \frac{C'}{(A_s \cdot f_y)_{tf}} t_{tf}$$

$$\text{Para } C' > (A_s \cdot f_y)_{tf}: \quad \bar{y} = t_{tf} + \frac{C' - (A_s \cdot f_y)_{tf}}{(A_s \cdot f_y)_w} D$$

$$(A_s \cdot f_y)_{tf} = 632.79 \text{ ton}$$

$$\bar{y} = 2.48 \text{ cm}$$

Ubicación del eje neutro:

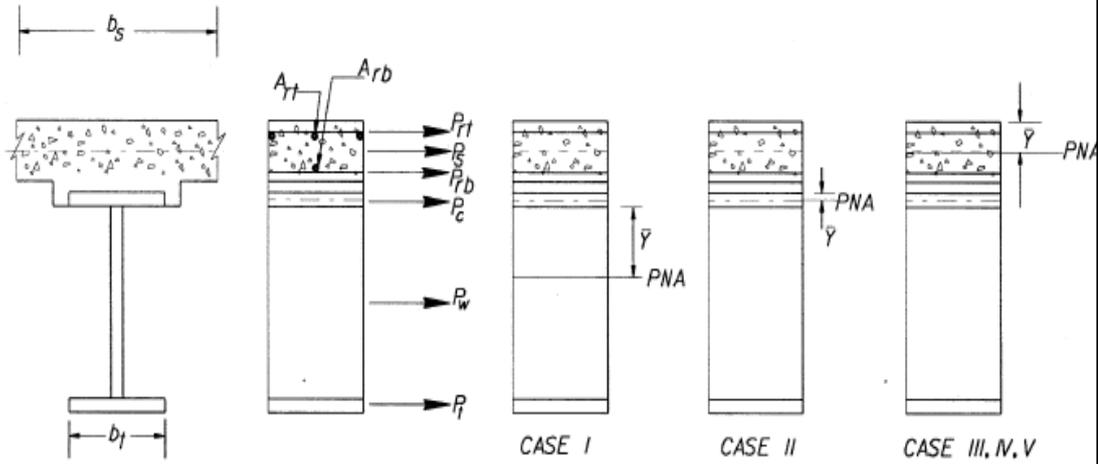


Figura 24. Casos de ubicación del Eje Neutro Plástico Fuente: Lian Duan
Elaborado por: Leonardo Mora

$$\begin{aligned}
 P_{rt} &= P_{rb} = f_{yr} \cdot A_{rt} = & 87.12 & \text{ t} \\
 P_s &= 0.85 f_c \cdot b_e \cdot t & 1190.00 & \text{ t} \\
 P_c &= f_y \cdot b_c \cdot t_{fc} & 632.79 & \text{ t} \\
 P_w &= f_y \cdot D \cdot t_w & 763.57 & \text{ t} \\
 P_t &= f_y \cdot b_t \cdot t_f & 1012.46 & \text{ t} \\
 C_{rb} &= & 17.50 & \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Caso I: $P_t + P_w \geq P_c + P_s + P_{rb} + P_{rt}$ 1776.03 \geq 1997.03

$$\bar{y} = \frac{D}{2} \left(\frac{P_t - P_c - P_s - P_{rb} - P_{rt}}{P_w} + 1 \right)$$

$$\bar{y} = -26.19 \text{ cm}$$

$$M_p = \frac{P_w}{2D} (\bar{y}^2 + (D - \bar{y})^2) + P_s d_s + P_t d_t + P_c d_c + P_{rb} d_{rb} + P_{rt} d_{rt}$$

Caso II: $P_t + P_w + P_c \geq P_s + P_{rb} + P_{rt}$ 2408.82 \geq 1364.24

$$\bar{y} = \frac{t_c}{2} \left(\frac{P_w + P_t - P_s - P_{rb} - P_{rt}}{P_c} + 1 \right)$$

$$\bar{y} = 2.48 \text{ cm}$$

$$M_p = \frac{P_c}{2t_c} (\bar{y}^2 + (t_c - \bar{y})^2) + P_s d_s + P_t d_t + P_w d_w + P_{rb} d_{rb} + P_{rt} d_{rt}$$

Caso III: ENP bajo Prb

$$P_t + P_w + P_c \geq \frac{C_{rb}}{t} (P_s) + P_{rb} + P_{rt} \quad 2408.82 \quad \geq \quad 1128.37$$

$$\bar{y} = t \frac{P_t + P_w + P_c - P_{rb} - P_{rt}}{P_s}$$

$$\bar{y} = 37.56 \text{ cm}$$

$$M_p = \left(\bar{y} \frac{P_c}{2t_c} \right)^2 + P_s d_s + P_t d_t + P_w d_w + P_c d_c + P_{rt} d_{rt}$$

Se comprueba que el caso I no se cumple la condición de las fuerzas de cada sección, por lo que queda descartada; y el caso III en el que el argumento es que el eje neutro plástico se encuentre en la losa de hormigón, nos entrega un resultado del eje neutro fuera de la losa de hormigón (37.56 cm) por lo que también se descarta esta caso, por lo que se ratifica que nos encontramos en el caso II que es que el eje neutro plástico se ubica dentro del patín superior, precisamente el sitio deseado en este diseño.

Verificación de la compacidad de la sección, art 10.50.1.1.2 AASHTO 2002 (Dcp es la altura del alma en compresión):

$$D_{cp} = 0.00 \text{ cm} \quad \frac{2D_{cp}}{t_w} \leq \frac{1597}{\sqrt{f_y}}$$

0.00 <= 26.93 CORRECTO

Además Dp que es la altura desde la parte superior de la losa de concreto hasta el ENP debe satisfacer:

$$\frac{D_p}{D'} \leq 5$$

$$D' = \frac{\beta}{7.5} (d + t + t_h)$$

Donde: $\beta = 0.90$ para $f_y = 2536 \text{ kg/cm}^2$
 $\beta = 0.70$ para $f_y = 3523 \text{ kg/cm}^2$
 altura de la viga
 d= metálica
 t= espesor de la losa
 th= espesor del hormigón que envuelve al patín superior

Entonces: $D_p = 22.48 \text{ cm}$
 $D' = 19.41 \text{ cm}$
 $D_p/D' = 1.16 < 5$

Cálculo del momento nominal de la sección (National Highway Institute, Steel Girder Superstructure Bridge, sección 3.8):

Para: $D_p \leq D'$ $M_n = M_p$

Para: $D' < D_p \leq 5D'$ $M_n = \frac{5M_p - 0.85M_y}{4} + \frac{0.85M_y - M_p}{4} \left(\frac{D_p}{D'} \right)$

Donde: M_p = Momento plástico de la sección compuesta.
 M_y = Momento de fluencia de la sección compuesta clacula en base a f_y multiplicado por los módulos de sección respecto a patín inferior a tracción,

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD}$$

Donde: M_{D1} = Momento factorado de las cargas del peso propio de la sección compuesta sobre la viga de acero
 M_{D2} = Momento factorado de las cargas permanentes sobre la sección compuesta $3n$
 M_{AD} = Momento factorado adicional de la carga viva que cause la fluencia en cualquiera de los patines y puede ser obtenido mediante la siguiente ecuación:

$$M_{AD} = Z_n \left(f_y + \frac{M_{D1}}{Z_s} + \frac{M_{D2}}{Z_{3n}} \right)$$

$$M_{D1} = 1.3 \cdot M_{cm1} = 719.01 \text{ t.m}$$

$$M_{D2} = 1.3 \cdot M_{cm2} = 147.57 \text{ t.m}$$

Para el patín superior: $M_{AD} = 6794.49 \text{ t.m}$
 Para el patín inferior: $M_{AD} = 3041.08 \text{ t.m}$ Controla el menor

Por lo tanto: $M_y = 3907.67 \text{ t.m}$
 $M_n = 2870.24 \text{ t.m}$ CORRECTO

1.10.7.2. Diseño a corte

Análisis de esfuerzos (análisis de cargas de la pag. 50)

Corte por carga permanente

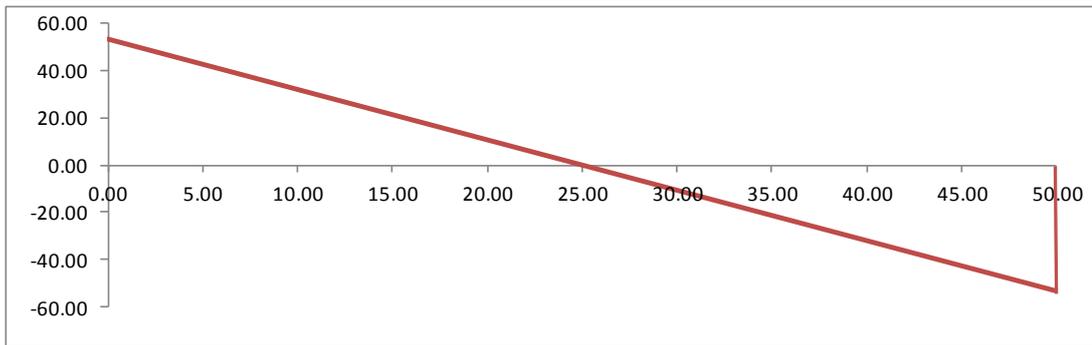
$$V = \frac{W_{cper} \cdot L}{2} - W_{cper} \cdot x$$

$$W_{cper} = W_{D1} + W_{D2} = 2133.13 \text{ kg/m}$$

x	V_{cper} (t)
0	53.33
2.5	48.00
5	42.66
7.5	37.33
10	32.00
12	27.73
12.5	26.66
15	21.33
17.5	16.00
20	10.67
22	6.40
22.5	5.33

25	0.00
27.5	-5.33
30	-10.67
32.5	-16.00
35	-21.33
37.5	-26.66
40	-32.00
42.5	-37.33
45	-42.66
47.5	-48.00
50	-53.33

DIAGRAMA DE CORTE POR CARGA PERMANENTE



Corte por carga equivalente

La carga concentrada será considerada sobre el soporte (Apéndice A AASHTO 2002)

Carga equivalente: HS MOP

w= 1.19 T/m/via

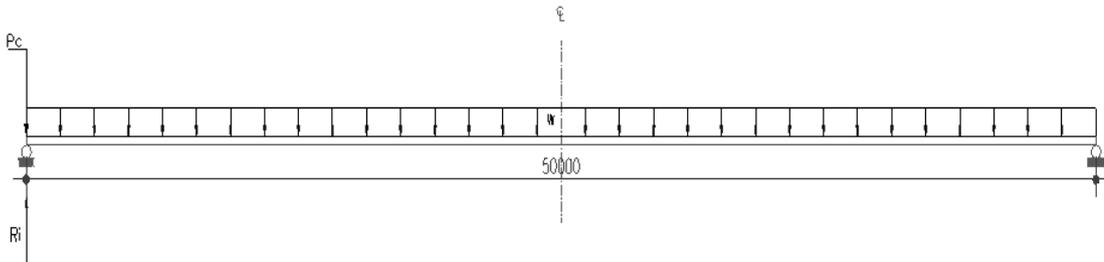
Pc= 14.75 T/via

Lc= 50.00 m

$$R_i = \frac{wL}{2} + P_c$$

$$V_{equi} = R_i - w \cdot x$$

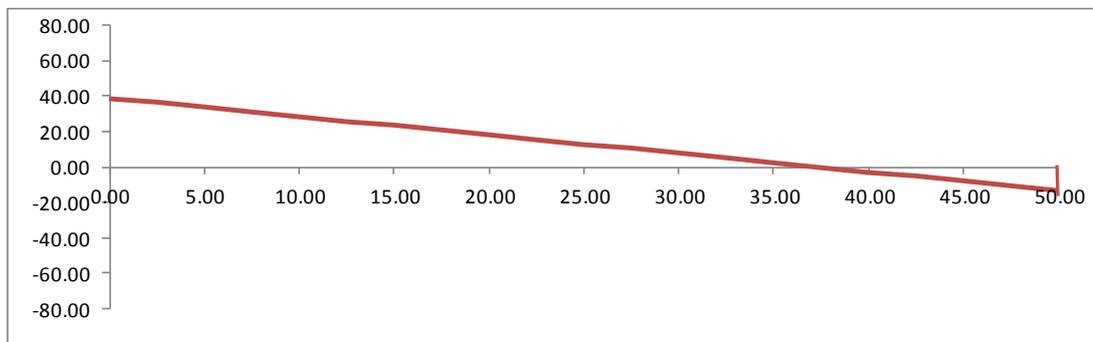
$$R_i = 44.50 \text{ t}$$



$$V_{viga} = \frac{V_{via}}{2} \cdot FD$$

x	Vequi/via	I	Vequi+i/via	FD	Vequi+i/viga
0	44.50	17.32	52.21	1.49	38.94
2.5	41.53	17.32	48.72	1.49	36.33
5	38.55	17.32	45.23	1.49	33.73
7.5	35.58	17.32	41.74	1.49	31.13
10	32.60	17.32	38.25	1.49	28.52
12	30.22	17.32	35.45	1.49	26.44
12.5	29.63	17.32	34.76	1.49	25.92
15	26.65	17.32	31.27	1.49	23.32
17.5	23.68	17.32	27.78	1.49	20.72
20	20.70	17.32	24.28	1.49	18.11
22	18.32	17.32	21.49	1.49	16.03
22.5	17.73	17.32	20.79	1.49	15.51
25	14.75	17.32	17.30	1.49	12.91
27.5	11.78	17.32	13.81	1.49	10.30
30	8.80	17.32	10.32	1.49	7.70
32.5	5.83	17.32	6.83	1.49	5.10
35	2.85	17.32	3.34	1.49	2.49
37.5	-0.13	17.32	-0.15	1.49	-0.11
40	-3.10	17.32	-3.64	1.49	-2.71
42.5	-6.08	17.32	-7.13	1.49	-5.32
45	-9.05	17.32	-10.62	1.49	-7.92
47.5	-12.03	17.32	-14.11	1.49	-10.52
50	-15.00	17.32	-17.60	1.49	-13.12

DIAGRAMA DE CORTE POR CARGA VIVA EQUIVALENTE



Corte por carga viva de camión

Líneas de Influencia

Pr= 10.00 t
L= 50.00 m

Posición del vehículo:

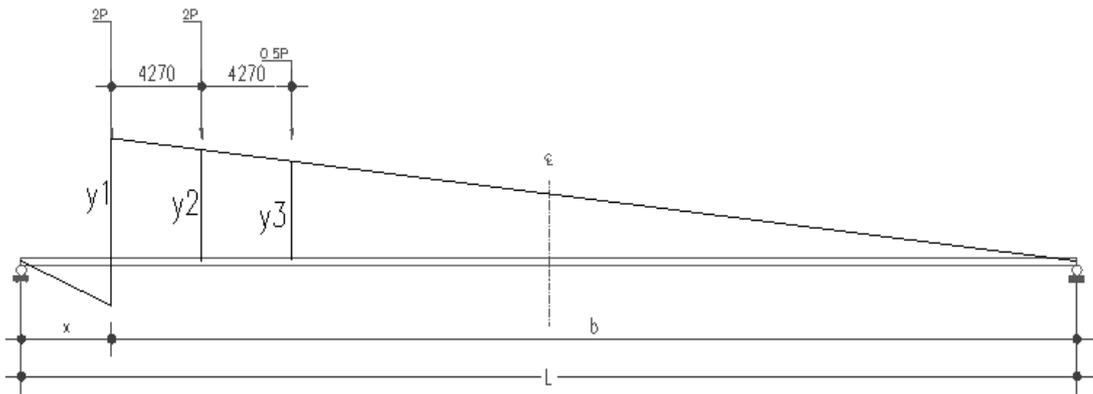


Figura 25. Líneas de influencia carga de camión Fuente: propia
Elaborado por: Leonardo Mora

$$b = L - x$$

$$y_1 = b/L$$

$$y_2 = y_1(b - 4.27)/b$$

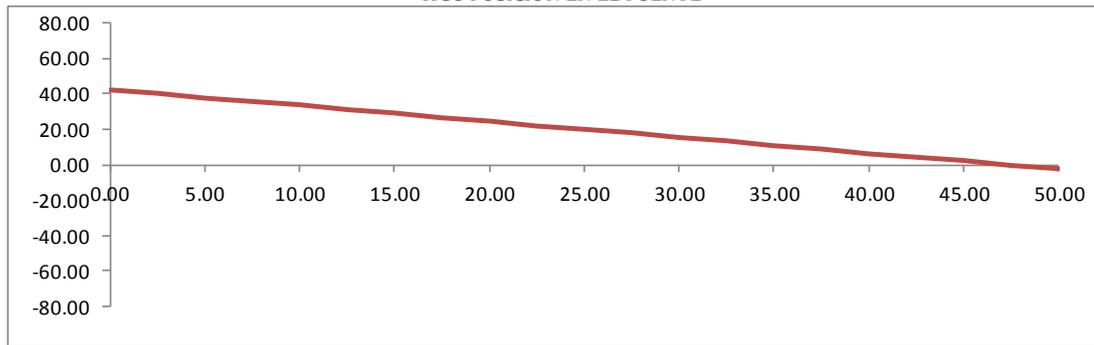
$$y_3 = y_1(b - 8.54)/b$$

$$V_x = 2P \cdot y_1 + 2P \cdot y_2 + 0.5P \cdot y_3$$

Luz de impacto = b (Art. 3.8.8.2 AASHTO 2002)

x	b	y1	y2	y3	Vx	I	Vcv+i/via	Vcv+i/viga
0	50.00	1.00	0.91	0.83	42.44	17.32	49.79	37.13
2.5	47.50	0.95	0.86	0.78	40.19	17.82	47.35	35.32
5	45.00	0.90	0.81	0.73	37.94	18.36	44.90	33.49
7.5	42.50	0.85	0.76	0.68	35.69	18.93	42.44	31.66
10	40.00	0.80	0.71	0.63	33.44	19.54	39.97	29.81
12	38.00	0.76	0.67	0.59	31.64	20.05	37.98	28.33
12.5	37.50	0.75	0.66	0.58	31.19	20.19	37.48	27.96
15	35.00	0.70	0.61	0.53	28.94	20.88	34.98	26.09
17.5	32.50	0.65	0.56	0.48	26.69	21.62	32.46	24.21
20	30.00	0.60	0.51	0.43	24.44	22.41	29.91	22.31
22	28.00	0.56	0.47	0.39	22.64	23.09	27.87	20.78
22.5	27.50	0.55	0.46	0.38	22.19	23.27	27.35	20.40
25	25.00	0.50	0.41	0.33	19.94	24.19	24.76	18.47
27.5	22.50	0.45	0.36	0.28	17.69	25.19	22.14	16.52
30	20.00	0.40	0.31	0.23	15.44	26.28	19.49	14.54
32.5	17.50	0.35	0.26	0.18	13.19	27.46	16.81	12.54
35	15.00	0.30	0.21	0.13	10.94	28.75	14.08	10.50
37.5	12.50	0.25	0.16	0.08	8.69	30.00	11.29	8.42
40	10.00	0.20	0.11	0.03	6.44	30.00	8.37	6.24
42.5	7.50	0.15	0.06	-0.02	4.19	30.00	5.44	4.06
45	5.00	0.10	0.01	-0.07	1.94	30.00	2.52	1.88
47.5	2.50	0.05	-0.04	-0.12	-0.31	30.00	-0.41	-0.30
50.0	0.01	0.00	-0.09	-0.17	-2.55	30.00	-3.32	-2.48

DIAGRAMA DEL VALOR DE LA REACCIÓN IZQUIERDA PARA CORTE POR CARGA VIVA DE CAMIÓN HS MOP DE ACUERDO A SU POSICIÓN EN EL PUENTE



Efectos de carga combinados

$$Vu_{sc} = 1.3(V_{cm} + 1.67V_{cv+i})$$

$$Vu_{sc} = 149.94 \text{ t}$$

Resistencia Nominal al Corte

“El alma de las sección de acero de las secciones compuestas, será diseñada para absorber completamente el corte externo y debe satisfacer las provisiones aplicables en los artículos 10.48 y 10.49...” (AASHTO 2002, Art. 10.50, sección 10, pag. 323)

“10.48.8.1. La capacidad al corte del alma de vigas laminadas o fabricadas en taller para miembros a flexión será calculada como sigue:

Para almas no rigidizadas la fuerza de corte plástico o pandeo, será limitada como sigue:

$$V_n = CV_p \quad \text{Ec 10-113}$$

Para paneles de almas rigidizados que cumplan con los requerimientos del art. 10.48.8.3, la capacidad de corte será determinada por la resistencia por la resistencia post-pandeo de acuerdo a la acción del campo de tensiones como sigue:

$$V_n = V_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_p}{D}\right)^2}} \right] \quad \text{Ec 10-114}$$

V_p es La fuerza de corte plástico " (AASHTO 2002, Art. 10.48.8.1, sección 10, pag. 321)

“...Rigidizadores transversales pueden ser omitidos en los tramos donde la fuerza de corte máximo sea menor que el valor dado por la ecuación 10-113...” (AASHTO 2002, Art. 10.48.8.3, sección 10, pag. 322)

Cálculo de la constante C y V_n (AASHTO 10.48.8.1):

D=	181.00 cm	altura del alma
d_o =	380.00 cm	distancia entre rigidizadores transversales
f_y =	345 Mpa	
t_w =	1.20 cm	

$$k = 5 + \left[5 \div \left(\frac{d_o}{D} \right)^2 \right] = 6.13$$

$$\frac{D}{t_w} = 150.83$$

$$500 \frac{\sqrt{k}}{\sqrt{f_y}} = 66.70$$

$$620 \frac{\sqrt{k}}{\sqrt{f_y}} = 82.70$$

Para: $\frac{D}{t_w} > 620 \frac{\sqrt{k}}{\sqrt{f_y}} \quad C = \frac{310000k}{\left(\frac{D}{t_w} \right)^2 f_y} = 0.24$

Fuerza de corte plástico: $V_p = 0.58f_y.D. \quad 442.87 \text{ t}$

Para almas no rigidizadas: $V_n = CV_p \quad 107.37 \text{ t}$

Para almas rigidizadas: $V_n = V_p \left[C + \frac{0.87(1 - C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{D} \right)^2}} \right] = 232.89 \text{ t}$

Para almas de vigas sujetas a la acción conjunta de Corte y Momento con una magnitud del momento flector último mayor que $0.75M_n$, se debe limitar el valor del corte así (AASHTO 10.48.8.2):

$$\frac{V_u}{V_n} = 2.2 - 1.6 \frac{M_u}{M_n}$$

Rigidizadores transversales intermedios

Estos funcionan como anclas para la fuerza del campo de tensión que se desarrolla después del pandeo por corte. Los rigidizadores transversales están diseñados para:

- Cumplir con los requerimientos de esbeltez de los elementos salientes cuando se presente el pandeo local.
- Proporcionar una rigidez para permitir al alma desarrollar su capacidad posterior al pandeo,
- Tener fuerza para resistir las componentes verticales de las tensiones diagonales en el alma.

El diseño de los mismos a continuación:

Datos de entrada

$$\begin{aligned}f_y(s) &= 345 \text{ Mpa} \\ b' &= 14.00 \text{ cm} \\ t &= 1.20 \text{ cm}\end{aligned}$$

Comprobación de la esbeltez del alma para el uso de rigidizadores transversales, además si se cumple esta condición no son necesarios rigidizadores longitudinales en atención al correcto espesor del alma escogido (AASHTO 2002, Art. 10.48.5, sección 10, pag. 320):

$$\frac{D}{t_w} \leq \frac{3030}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{D}{t_w} = 150.83$$

$$\frac{3030}{\sqrt{f_y}} = 163.19$$

CORRECTO solo se requieren rigidizadores transversales

Relación ancho/espesor del rigidizador (AASHTO 10.48.5.3)

$$\frac{b'}{t} \leq 16$$

$$\frac{b'}{t} = 11.67$$

El área de la sección de acero del rigidizador no debe ser menor que:

$$A = \left[0.15B \frac{D}{t_w} (1 - C) \left(\frac{V}{V_n} \right) - 18 \right] \frac{f_{yw}}{f_{cr}} t_w^2$$

Donde: $f_{cr} = \frac{62226}{\left(\frac{b'}{t}\right)^2} \leq f_{y(s)}$

- B: 1.0 rigidizadores pares
 1.8 ángulos solos
 2.4 placas solas
 C= 0.24 (AASHTO 10.48.8.1)

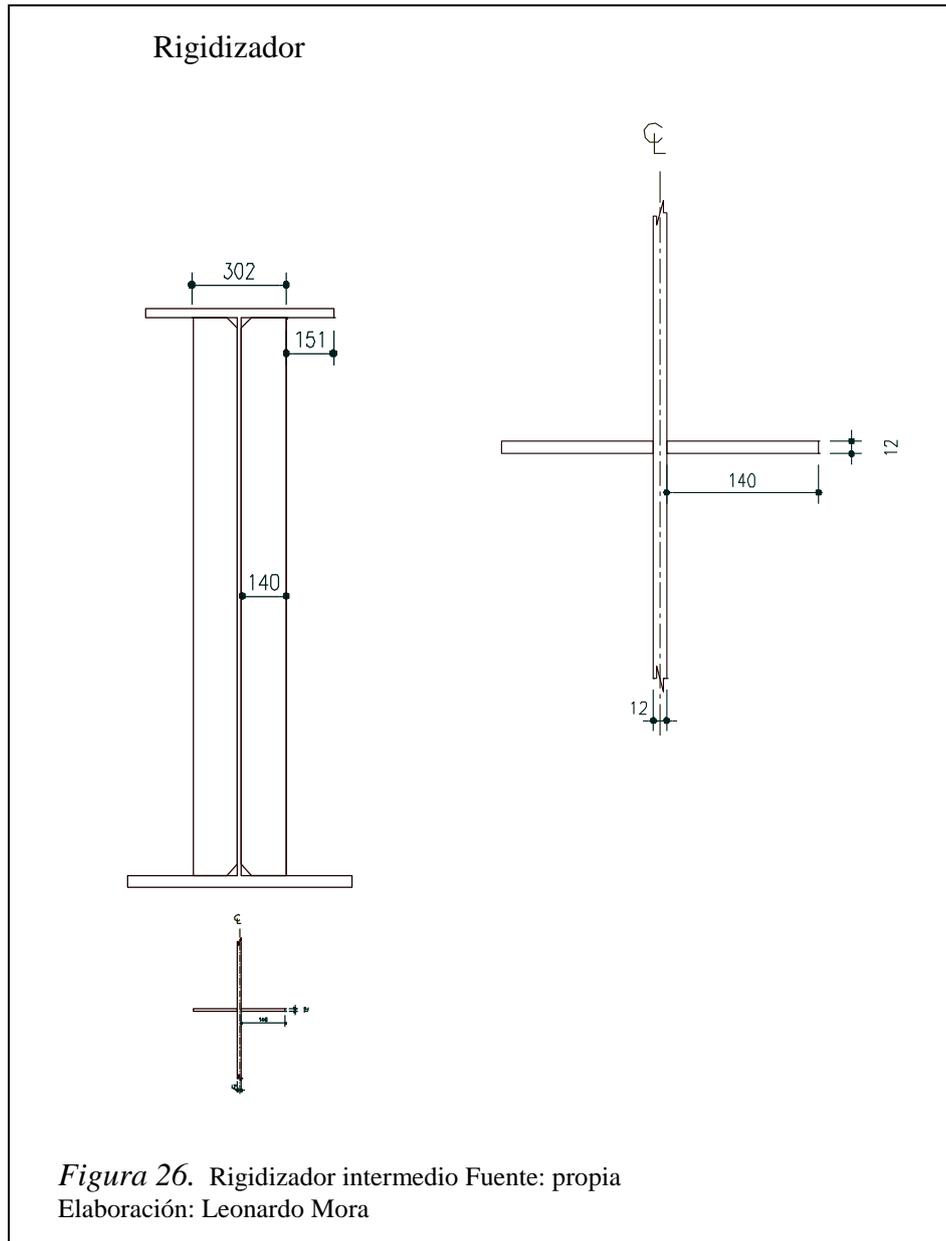
entonces: $f_{cr} = 457.2$ por lo tanto $f_{cr} = 345.0$ Mpa
 $A = -10.03$ El valor negativo del área indica que alma es suficiente para resistir la componente vertical del campo de tensiones entre rigidizadores

El momento de inercia de los rigidizadores transversales con referencia al plano horizontal no deberá ser menor que:

$$I = d_o t_w^3 J \quad \text{donde:} \quad J = 2.5 \left(\frac{D}{d_o} \right)^2 - 2 > 0.5$$

$I_t = 2195.20 \text{ cm}^4$ Inercia par de rigidizadores
 $J = -1.43$ por lo tanto $J = 0.5$
 $I = 328.32 \text{ cm}^4$ CORRECTO

Entonces el rigidizador intermedio queda con la siguiente configuración, ver figura 31:



Rigidizadores transversales de apoyo

Estos rigidizadores funcionan como miembros de compresión para soportar cargas concentradas verticales que se tengan al final de la viga, a la vez que incrementan la fuerza resistente de corte del alma en el campo de tensiones correspondiente al área aledaña. Por eso su diseño se enfocará más hacia un elemento de soporte de carga axial.

Rigidizadores transversales de apoyo

$f_y(s)=$	345 Mpa
$b' =$	16.00 cm
$t =$	2.40 cm

Eacero= 200000 Mpa

Chequeo del espesor (AASHTO 10.34.6.1):

$$t > \frac{b'}{12} \sqrt{\frac{f_{y(s)}}{228}} = 1.64 \text{ cm} \quad \text{CORRECTO}$$

Chequeo de la resistencia: $B_r = \phi_b A_{pn} f_{y(s)}$

donde:

A_{pn} = Area de contacto del rigidizador sobre el patín

A_{pn} = 62.40 cm²

ϕ_b = 1.00

B_r = 219.52 ton CORRECTO $B_r > V_u$

Chequeo de la resistencia axial:

Area efectiva de la columna: $A_s = 2(b' \cdot t + 9t_w \cdot t_w)$
 $A_s = 102.72 \text{ cm}^2$

Inercia de la sección: $I = 7318.87 \text{ cm}^4$

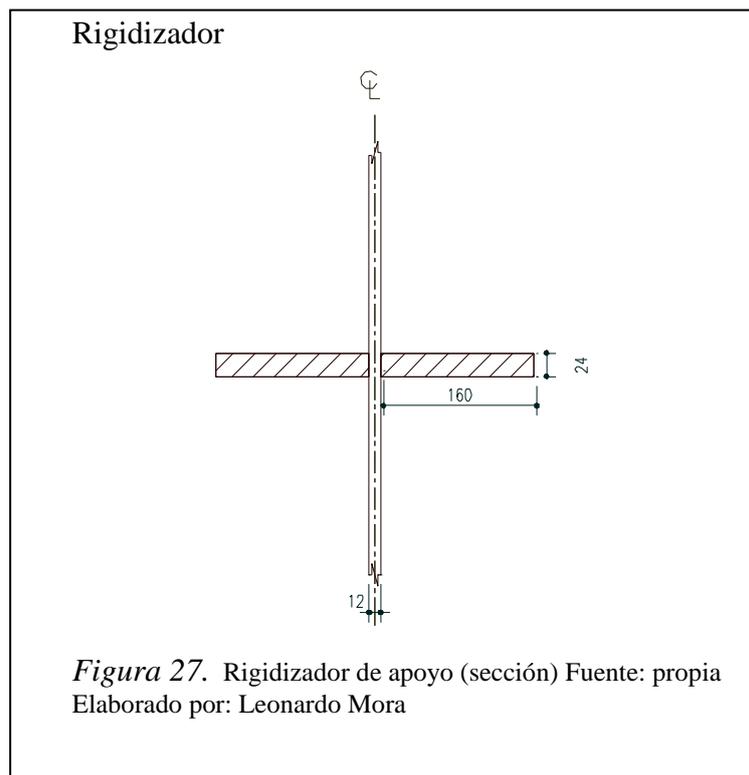
Radio de giro: $R_s = 8.44 \text{ cm}$

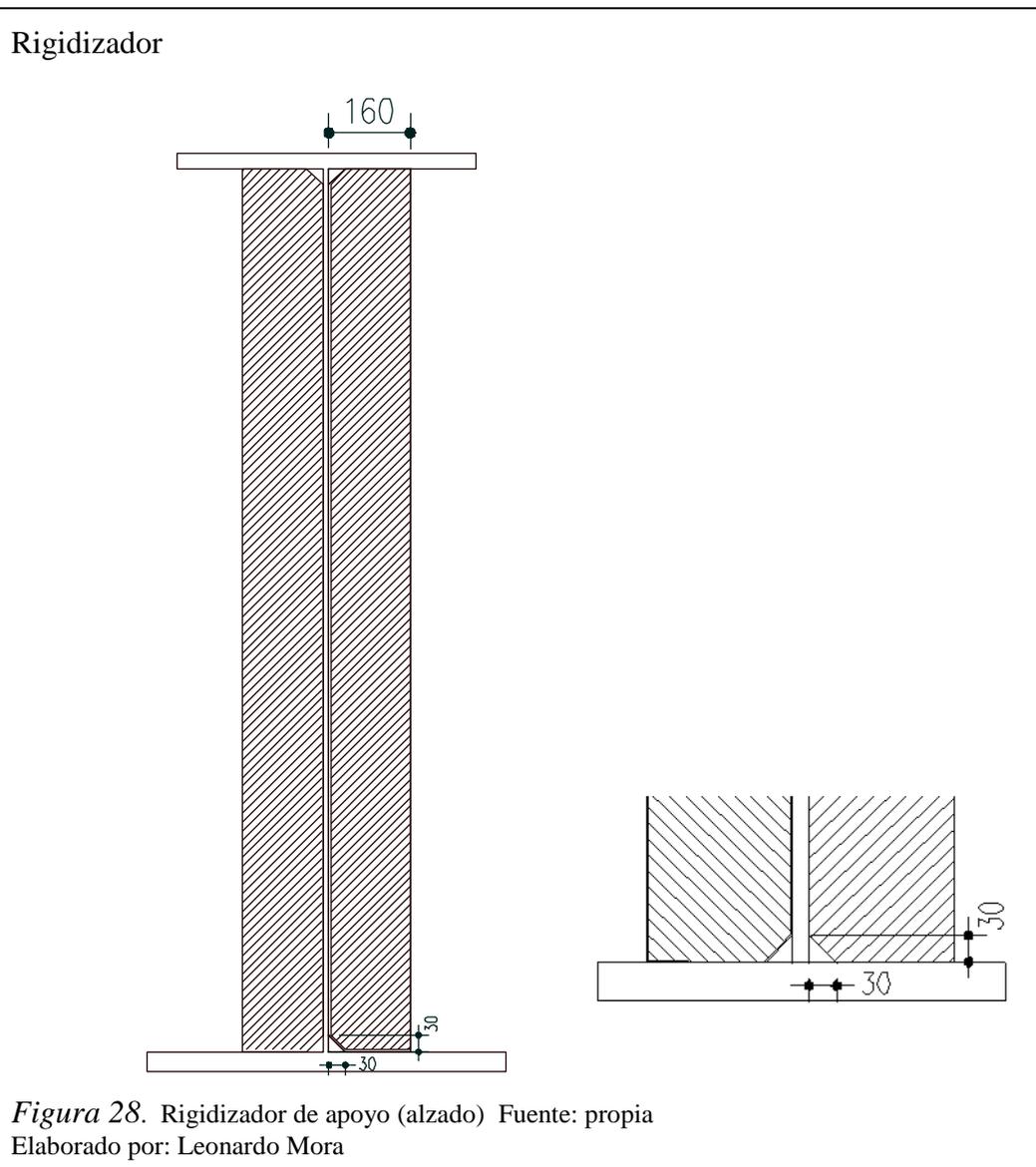
$$\lambda = \left(\frac{kD}{R_s \pi} \right)^2 \frac{f_{y(s)}}{E_a} \quad \text{donde:} \quad k = 0.75$$

$$\lambda = 0.0452$$

$$P_n = 0.66 \lambda f_{y(s)} A_s$$

$P_n = 354.64 \text{ t}$ CORRECTO $P_n > V_u$





1.10.7.3. Control de Deflexiones

Para carga distribuida:
$$\Delta w_{\max} = \frac{5wL^4}{384EI}$$

Para carga puntual:
$$\Delta P_{\max} = \frac{PL^3}{48EI}$$

Deflexión por carga del peso propio de la viga + la losa de hormigón antes de que esta alcance el 70% de resistencia especificada, sobre la sección de acero:

w=	1769.88 kg/m
L=	50.00 m
E=	2000000.00 kg/cm ²
I _s =	4432925.88 cm ⁴
Δw1=	16.25 cm

Deflexión por el peso de cargas posteriores, sobre la sección compuesta 3n:

w=	363.25 kg/m
L=	50.00 m
E=	2000000.00 kg/cm ²
I _{3n} =	5980811.00 cm ⁴
Δw2=	2.47 cm

Deflexión por carga de servicio, el peso equivalente+impacto, sobre la sección compuesta n (10.6.2/.4):

No. vías=	4
No. vigas=	9

P/via+i=	11.97 t
w/via+i=	1.40 t/m
P/viga=	5.32 t
w/viga=	0.62 t/m
L=	50.00 m
E=	2000000.00 kg/cm ²
I _n =	7606442.45 cm ⁴
Δcv=	4.23 cm

$$\Delta_{cv_{\text{permisible}}} = \frac{L}{1000} = 5.00 \text{ cm} \quad \text{CORRECTO}$$

1.10.7.4. Camber o contraflecha:

Para cualquier sección a lo largo de la longitud de la viga, el camber será igual a (10.15.3):

$$\Delta = \frac{\Delta_{DL}}{\Delta_M} (\Delta_M + \Delta_R)$$

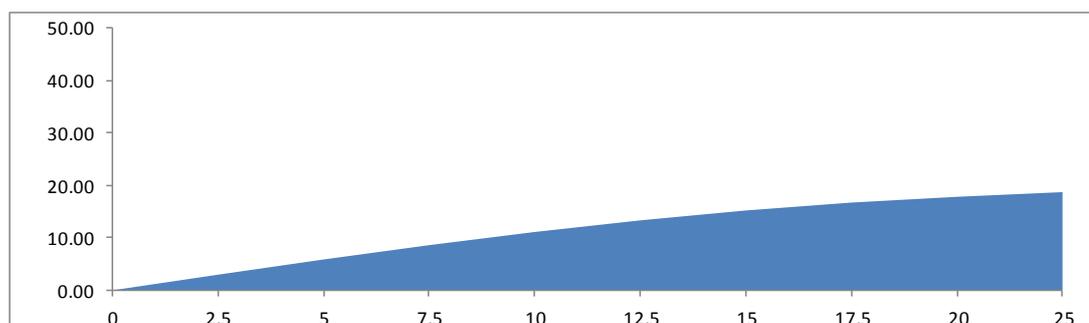
Donde:

- Δ= Es el valor de la contraflecha a lo largo de la viga
- ΔDL= Es el valor de la deflexión de acuerdo las cargas muertas
- ΔM= Es el máximo valor de ΔDL a lo largo de la viga
- ΔR= Es cero si el radio de curvatura supera los 305 m.

Elástica por cargas muertas:
$$\Delta_{DL} = \frac{x}{EI} \left(\frac{w}{24} (x^3 - 2Lx^2 + L^3) \right)$$

x	Δw_1	Δw_2	ΔDL
0	0.00	0.00	0.00
2.5	2.59	0.39	2.98
5	5.10	0.78	5.88
7.5	7.47	1.14	8.61
10	9.65	1.47	11.12
12.5	11.58	1.76	13.34
15	13.21	2.01	15.22
17.5	14.52	2.21	16.73
20	15.47	2.35	17.82
25	16.25	2.47	18.72

DIAGRAMA DEL CAMBER



1.10.7.5. Conectores de corte

Para asegurar una acción compuesta completa, conectores de corte deben ser proporcionados en la interfaz entre la losa de hormigón y el acero estructural, se diseñan para resistir el corte en la interfaz. Los conectores de corte son generalmente ubicados en toda la longitud del puente. Existen dos tipos de conectores de corte, pernos y canales, estos son los más utilizados en los puentes modernos. La fatiga y resistencia estados límites deben ser considerados en el diseño de conector (DUAN, Lin; Steel Concrete composite I-girders bridges). El espaciamiento máximo entre conectores de corte será de 24" o 60 cm, según el art. 10.52.3 AASTHO Estándar 2002. Se dan los procedimientos para dos tipos de conectores Tipo stud y Tipo canal:

Ciclos(Nc)= sobre 7000000
 Fu= 410 Mpa

Tipo: Stud
 d= 38 mm
 hs= 180 mm
 hs/d= 4.7 > 4

I= 7606442.45 cm⁴
 be= 250.00 cm
 ts= 20.00 cm
 th= 0 cm
 n= 8
 yt_{com-n} = 61.36 cm

Fatiga

Tipo: Stud $p = \frac{n_s \cdot Z_r \cdot I_{com-n}}{Q \cdot V_r}$

El rango permitido de cortante horizontal Zr:

$\alpha = 5500.00$
 $Z_r = 6.89 \times 10^{-3} \alpha d^2$
 $Z_r = 54720.38 \text{ N}$

Momento estático alrededor del eje neutro de la sección compuesta del área de hormigón transformada:

$Q = \frac{be \cdot ts}{n} (yt_{com-n} + t_h + t_s)$
 $Q = 44601.11 \text{ cm}^3$

$I_{com-n} = 7606442.45 \text{ cm}^4$
 ns= 3.00

x	(+)Vcv+i	(-)Vcv+i	Vr	p	p	No. Studs	No. Studs
m	t	t	t	cm	cm		
0	38.94	-13.12	52.06	54.82	55.00	16.50	16.00
2.5	36.33	-10.52	46.86	60.91	60.00	12.50	13.00
5	33.73	-7.92	41.65	68.52	60.00	12.50	13.00
7.5	31.13	-5.32	36.44	78.31	60.00	12.50	13.00
10	28.52	-2.71	31.24	91.36	60.00	12.50	13.00
12.5	25.92	-0.11	26.03	109.63	60.00	12.50	13.00
15	23.32	2.49	25.81	110.56	60.00	12.50	13.00
17.5	20.72	5.10	25.81	110.56	60.00	12.50	13.00
20	18.11	7.70	25.81	110.56	60.00	12.50	13.00
22.5	15.51	10.30	25.81	110.56	60.00	12.50	13.00
25	12.91	2.49	15.40				

Total= 133.00

Comprobación por última resistencia

Fuerza de corte horizontal nominal:

$$V_{h_{\text{hormigon}}} = 0.85 b_e \cdot t_s \cdot f'_c = 1190000.0 \text{ kg}$$

$$V_{h_{\text{acero}}} = (A_s \cdot f_y)_{\text{tf}} + (A_s \cdot f_y)_{\text{bf}} + (A_s \cdot f_y)_{\text{w}} = 2408820.6 \text{ kg}$$

Por lo tanto $V_h = 1190000.0 \text{ kg}$

Resistencia a la rotura del conector de corte como se indica a continuación

$$S_u = 0.4 d^2 \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq F_u \cdot A_s$$

$$0.4 d^2 \sqrt{f'_c \cdot E_c} = 49990.60 \text{ kg}$$

$$F_u \cdot A_s = 46498.71 \text{ kg}$$

$$S_u = 46498.71 \text{ kg}$$

Número de conectores entre los puntos de máximo momento positivo y soportes extremos adyacentes (N1):

$$\phi = 0.85$$

$$N1 = \frac{V_h}{\phi S_u}$$

$$N1 = 30.11 < 133.00 \quad \text{CORRECTO}$$

Tipo:	Canal UPN 120
h=	9 mm
t=	7 mm
W=	220 mm

Fatiga

Tipo: Canal

$$p = \frac{n_c \cdot Z_r \cdot I_{\text{com-n}}}{Q \cdot V_r}$$

El rango permitido de cortante horizontal Z_r :

$$B = 2100.00$$

$$Z_r = 0.175 B \cdot W$$

$$Z_r = 80850 \text{ N}$$

Momento estático alrededor del eje neutro de la sección compuesta del área de hormigón transformada:

$$Q = \frac{be \cdot ts}{n} (yt_{com-n} + t_h + t_s)$$

$$Q = 44601 \text{ cm}^3$$

$$I_{com-n} = 7606442.45 \text{ cm}^4$$

$$nc = 1.00$$

x	(+)Vcv+i	(-)Vcv+i	Vr	p	p	No. Channels	No. Channels
m	t	t	t	cm	cm		
0	38.94	-13.12	52.06	27.00	27.00	10.17	10.00
2.5	36.33	-10.52	46.86	30.00	30.00	8.33	8.00
5	33.73	-7.92	41.65	33.75	35.00	7.14	7.00
7.5	31.13	-5.32	36.44	38.57	40.00	6.25	6.00
10	28.52	-2.71	31.24	45.00	45.00	5.56	6.00
12.5	25.92	-0.11	26.03	54.00	55.00	4.55	5.00
15	23.32	2.49	25.81	54.45	55.00	4.55	5.00
17.5	20.72	5.10	25.81	54.45	55.00	4.55	5.00
20	18.11	7.70	25.81	54.45	55.00	4.55	5.00
22.5	15.51	10.30	25.81	54.45	55.00	4.55	5.00
25	12.91	2.49	15.40				
Total=						62.00	

Comprobación por última resistencia

Fuerza de corte horizontal nominal:

$$V_h = 1190000.0 \text{ kg}$$

Resistencia a la rotura del conector de corte como se indica a continuación

$$S_u = 46 \left(h + \frac{t}{2} \right) W \sqrt{f'c}$$

$$S_u = 669375.08 \text{ N}$$

$$S_u = 68303.58 \text{ kg}$$

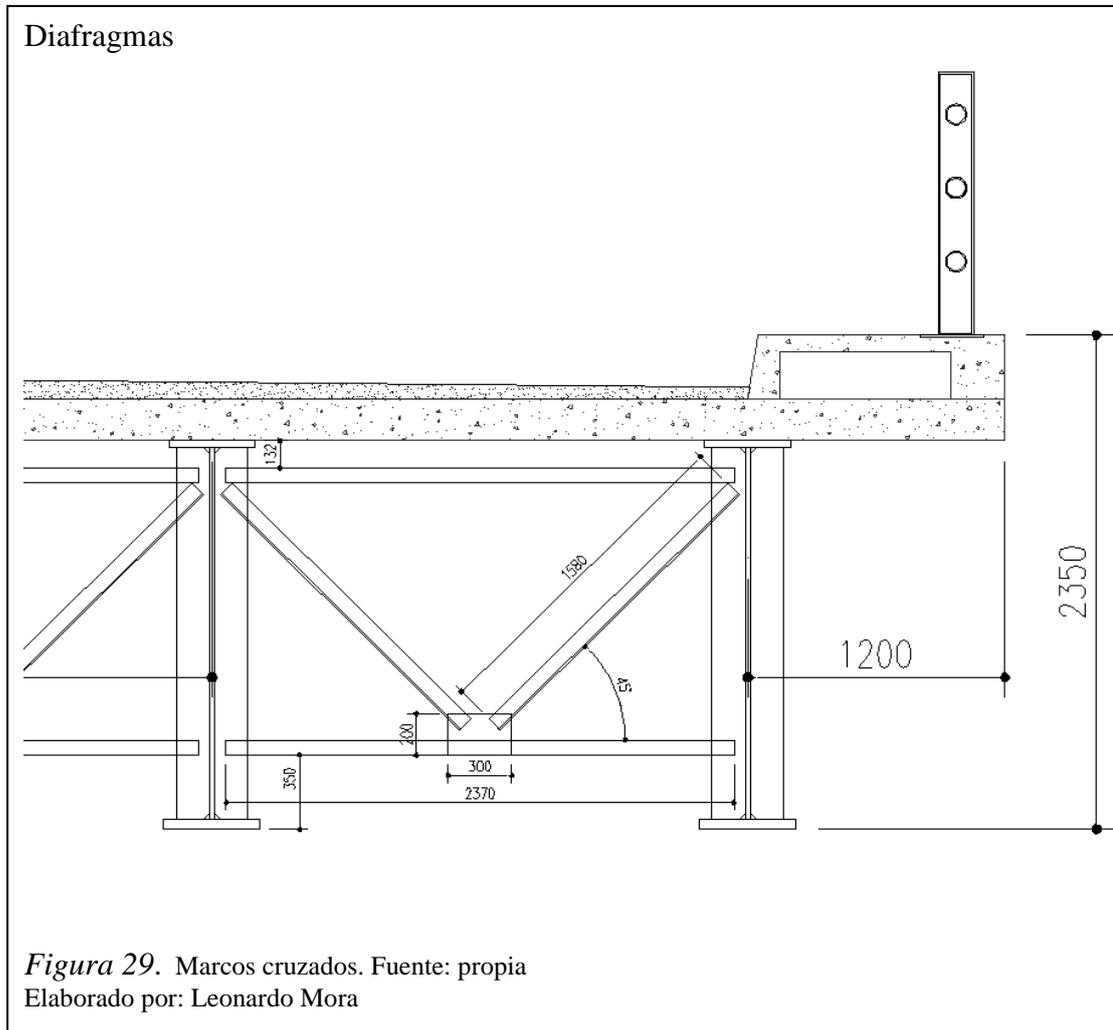
Número de conectores entre los puntos de máximo momento positivo y soportes extremos adyacentes (N1):

$$\phi = 0.85$$

$$N1 = \frac{V_h}{\phi S_u}$$

$$N1 = 20.50 < 62.00 \text{ CORRECTO}$$

1.10.7.6. Diafragmas o marcos cruzados



Presión de viento (P_v):	0.00245 Mpa		
Altura de la estructura (h_e):	2350 mm		
Altura de la viga (h):	1880 mm		
Espacio entre marcos cruzados (L):	7.60 m		
Angulo diagonal (θ):	45 °		
Carga de viento sobre la estructura:	5.758 KN/m	>	4.40 KN/m CORRECTO

Fuerzas actuantes

$$\text{Fuerza actuante sobre el patín inferior/m: } W_{bf} = \frac{1.14P_v \cdot h}{2} = 2.63 \text{ KN/m}$$

$$\text{Fuerza actuante sobre el patín superior/n: } W_{tf} = 1.14P_v \left(h_e - \frac{h}{2} \right) = 3.94 \text{ KN/m}$$

$$\text{Fuerza actuante sobre el patín inferior: } F_{bf} = W_{bf} \cdot L = 19.95 \text{ KN}$$

$$\text{Fuerza actuante sobre las diagonales: } F_d = \frac{W_{tf} \cdot L}{\cos \theta} = 42.33 \text{ KN}$$

Diseño

Puntal inferior

Perfil estructural L doblado de 75x75x8

A=	10.95 cm ²	b=	75
r _{min} =	2.25 cm	t=	8
k=	0.80	E=	2000000 kg/cm ²
L=	2.37 m	F _y =	3515 kg/cm ²

Chequeo de la esbeltez del miembro y la relación ancho/espesor:

$$\frac{k \cdot L}{r} = 84.27 < 140 \quad \text{CORRECTO}$$

$$\frac{b}{t} = 9.38 < 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.73 \quad \text{CORRECTO}$$

Chequeo de la capacidad de la carga axial

$$\lambda = \left(\frac{kL}{r\pi} \right)^2 \frac{F_y}{E} = 1.26 < 2.25$$

$$P_n = 0.66^\lambda F_y \cdot A = \begin{matrix} 22760.83 \text{ kgf} \\ 223.28 \text{ KN} \end{matrix} > \begin{matrix} 19.95 \text{ KN} \\ \end{matrix} \quad \text{CORRECTO}$$

Diagonal

Perfil estructural L doblado de 75x75x8

A=	10.95 cm ²	b=	75
r _{min} =	2.25 cm	t=	8
k=	0.80	E=	2000000 kg/cm ²
L=	1.58 m	F _y =	3515 kg/cm ²

Chequeo de la esbeltez del miembro y la relación ancho/espesor:

$$\frac{k \cdot L}{r} = 56.18 < 140 \quad \text{CORRECTO}$$

$$\frac{b}{t} = 9.38 < 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.73 \quad \text{CORRECTO}$$

Chequeo de la capacidad de la carga axial

$$\lambda = \left(\frac{kL}{r\pi}\right)^2 \frac{F_y}{E} = 0.56 < 2.25$$

$$P_n = 0.66\lambda F_y \cdot A = 30477.07 \text{ kgf} > 42.33 \text{ KN} \quad \text{CORRECTO}$$

$$298.98 \text{ KN}$$

1.10.7.7. Arriostramiento inferior

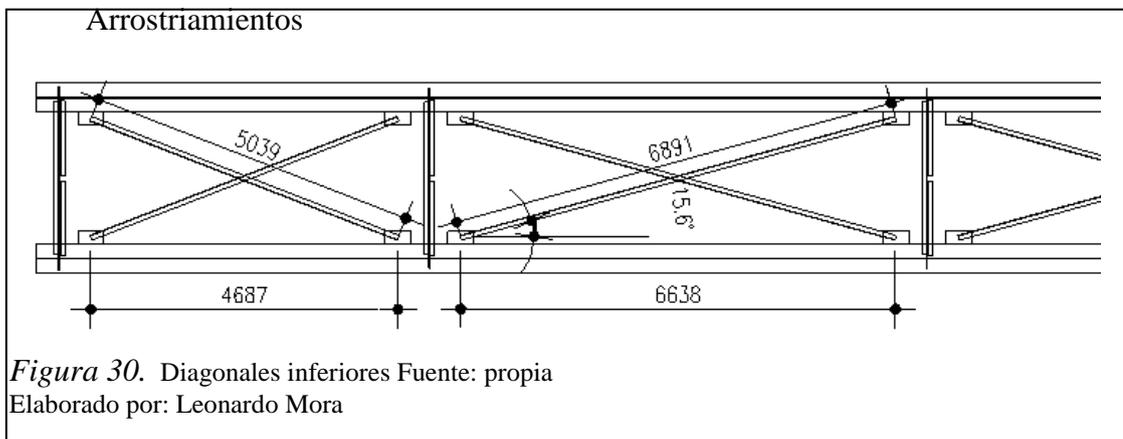


Figura 30. Diagonales inferiores Fuente: propia
Elaborado por: Leonardo Mora

Presión del viento (Pv)=	245 kg/m ²
Longitud del tramo=	7600 mm
Separación de arriostramiento (Sa)=	6638 mm
Longitud diagonal (Ld)=	6891 mm
Altura de la estructura (he)=	2350 mm
Área donde actúa el viento=	17.86 m ²

Fuerza actuante

Ft=	28787.5 kg	
R _a =	14393.75 kg	Reacción en apoyos
α=	15.57 °	
T _d = $\frac{R_a}{\text{sen } \alpha}$ =	53624.89 kg	Fuerza diagonal del viento

Esfuerzos en las diagonales

Perfil estructural L doblado de 125x125x14

A=	31.78 cm ²	b=	125 mm
r _{min} =	3.83 cm	t=	14 mm

k=	0.80	E=	2000000 kg/cm ²
L=	6.89 m	Fy=	3515 kg/cm ²
		Fu=	4900 kg/cm ³

Chequeo a tracción:

$$\frac{k \cdot L}{r} = 143.94 < 240$$

F _a = 0.55F _y =	1933.53 kg/cm ²	Sección bruta
F _a = 0.50F _u =	2450.00 kg/cm ²	Sección neta

A _n = 0.85A=	27.01 cm ²
A _n = A-(b-t)*t/2	24.01 cm ²

Esfuerzo real:	f _t = T _d /A _n =	2233.44 kg/cm ²	
Esfuerzo admisible:	F _a = 1.25(0.55F _y)=	2416.91 kg/cm ²	CORRECTO

1.10.7.8. Apoyos elastoméricos

Solicitaciones

Rcv+i/viga=	38.94 t
Rcm/viga=	53.33 t

Dimensiones

b=	0.36 m	Longitud del apoyo (sentido longitudinal del puente)
w=	0.42 m	Ancho del apoyo (sentido transversal del puente)
h _{ext} =	6 mm	Espesor de la capa elastomérica externa
h _{int} =	10 mm	Espesor de la capa elastomérica interna
N=	9	
h _{ref} =	3 mm	

Propiedades del material

H _{shoreA} =	50	Dureza elastómero
G=	0.66 Mpa	Módulo de corte
Cd=	0.25	Deflexión creep/Deflexión instantánea
F _y =	345 Mpa	Fluencia del acero de refuerzo

Factor de forma:

0.7h _{rint} =	7	CORRECTO
------------------------	---	----------

Para apoyos rectangulares sin agujeros, el factor de forma para la capa i, es:

$$S_i = \frac{b \cdot w}{2h_{ri}(b + w)}$$

Entonces para el factor de forma de las capas de cobertura, se tiene:

$$S_{\text{ext}} = \frac{b \cdot w}{2h_{\text{rext}}(b + w)} = 16.15$$

Entonces para el factor de forma de las capas internas, se tiene:

$$S_{\text{int}} = \frac{b \cdot w}{2h_{\text{rint}}(b + w)} = 9.69$$

Chequeo del esfuerzo a compresión del apoyo:

$$\sigma_{CT} \leq 112.72 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{CORRECTO}$$

$$\sigma_{CT} \leq 1.66G \cdot S_{\text{int}} = 106.19 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{CORRECTO}$$

$$\sigma_{CV} \leq 0.66G \cdot S_{\text{int}} = 42.22 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{CORRECTO}$$

$$\sigma_{CT} = \frac{R_{cv} + R_{cm}}{b \cdot w} = 61.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{CV} = \frac{R_{cv}}{b \cdot w} = 25.75 \text{ kg/cm}^2$$

Chequeo de la deformación por compresión

Deformación unitaria:

$$\varepsilon_{\text{int}} = 0.04$$

$$\delta_{\text{inst}} = 2\varepsilon_{\text{int}} \cdot h_{\text{rext}} + 8\varepsilon_{\text{int}} \cdot h_{\text{rint}} = 3.68 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{creep}} = C_d \cdot \delta_{\text{inst}} = 0.92 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{total}} = \delta_{\text{inst}} + \delta_{\text{creep}} = 4.60 \text{ mm}$$

$$0.07 \cdot h_{\text{rint}} = 0.70 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{int}(1\text{capa})} = \varepsilon_{\text{int}} \cdot h_{\text{rint}} = 0.4 \text{ mm} \quad \text{CORRECTO}$$

Expansión y contracción por temperatura

$$\begin{aligned} \varepsilon_d &= 1.17E-05 \text{ } 1/^\circ\text{C} \\ T_{\text{amb}} &= 11.90 \text{ } ^\circ\text{C} \\ T_{\text{max}} &= 23.50 \text{ } ^\circ\text{C} \\ T_{\text{min}} &= 0.50 \text{ } ^\circ\text{C} \end{aligned}$$

Expansión:

$$\Delta_{T_{exp}} = 11.60 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta_{exp} = \varepsilon_d \cdot \Delta_{exp} \cdot L = 6.79 \text{ mm}$$

$$\Delta_{T_{cont}} = 11.40 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta_{cont} = \varepsilon_d \cdot \Delta_{cont} \cdot L = 6.67 \text{ mm}$$

Chequeo de la deformación por corte

$$\gamma = 1.25$$

$$\beta_T = 1.00$$

$$h_{rt} \geq 2\Delta_s \quad \text{CORRECTO}$$

$$h_{rt} = 2h_{rext} + 8h_{rint} = 92.00 \text{ mm}$$

$$\Delta_s = \gamma \cdot \beta_T \cdot \Delta_{exp} = 8.48 \text{ mm}$$

$$2\Delta_s = 16.97 \text{ mm}$$

Chequeo de la rotación

$$E = 2000000.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_{3n} = 5980811.00 \text{ cm}^4$$

$$I_n = 7606442.45 \text{ cm}^4$$

$$L = 5000.00 \text{ cm}$$

Giro por carga muerta

$$C_m = 17.70 \text{ kg/cm}$$

$$\theta_{sx-cm} = \frac{L^3 C_m}{24E \cdot I_{3n}} = 0.00771 \text{ rad}$$

Giro por cargas posteriores

$$C_p = 3.63 \text{ kg/cm}$$

$$\theta_{sx-cp} = \frac{L^3 C_p}{24E \cdot I_{3n}} = 0.00158 \text{ rad}$$

Giro por carga de temperatura

$$H_m = G \cdot A \frac{\Delta_s}{h_{rt}}$$

$$H_m = 920.09 \text{ kg}$$

$$A_e = 2240.00 \text{ cm}$$

$$C_T = 3.70 \text{ kg/cm}$$

*

$$\theta_{sx-T} = \frac{L^3 C_T}{24E \cdot I_n} = 0.00127 \text{ rad}$$

Giro por carga viva

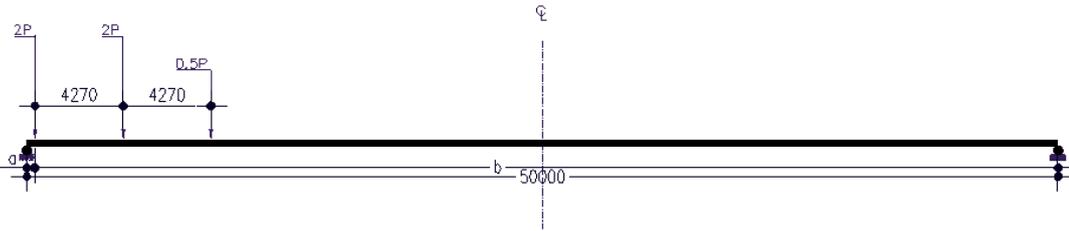


Figura 31. Carga viva Fuente: propia
Elaborado por: Leonardo Mora

Pr=	10.00 t
FD=	1.49
P=	14.92 t
a=	1 cm
b=	4999 cm

$$\theta_{sx-cv} = \frac{P \cdot a \cdot b(L + b)}{6L \cdot E \cdot I_n} = 0.00088 \text{ rad}$$

Sumatoria de giros:

$$\theta_{sx} = 0.01143 \text{ rad}$$

Chequeo de rotación sobre el eje transversal

$$\sigma_{CT} \geq 0.5G \cdot S \left(\frac{b}{h_{rint}} \right) \frac{\theta_{sx}}{n} = 52.66 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{CORRECTO}$$

Chequeo Estabilidad

t _{total} =	119.00 mm	
b/3=	120.00 mm	CORRECTO
w/3=	140.00 mm	CORRECTO

Chequeo del refuerzo

$$h_{max} = h_{rint}$$

$$h_{rref} \geq \frac{3h_{max} \cdot \sigma_{CT}}{F_y} = 0.53 \text{ mm} \quad \text{CORRECTO}$$

Apoyo elastoméricos

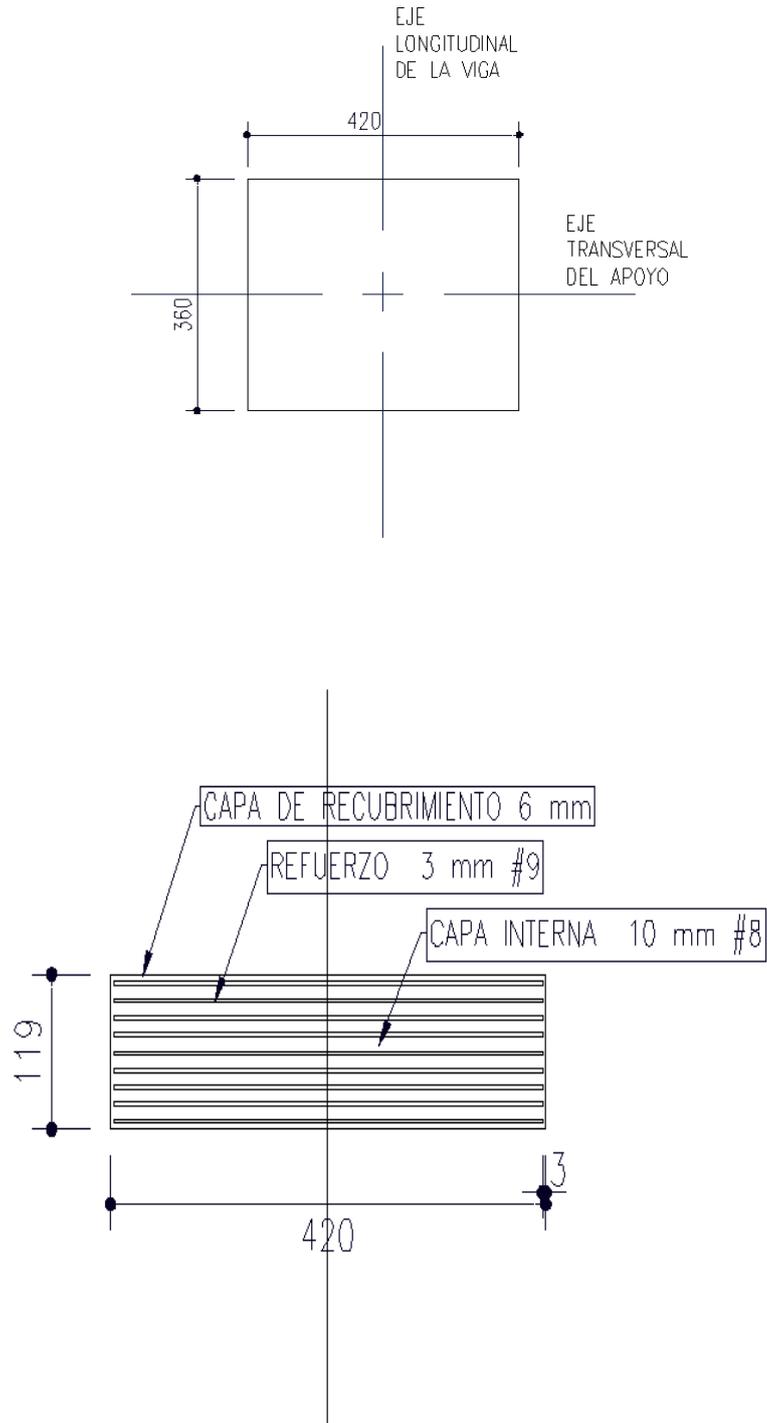
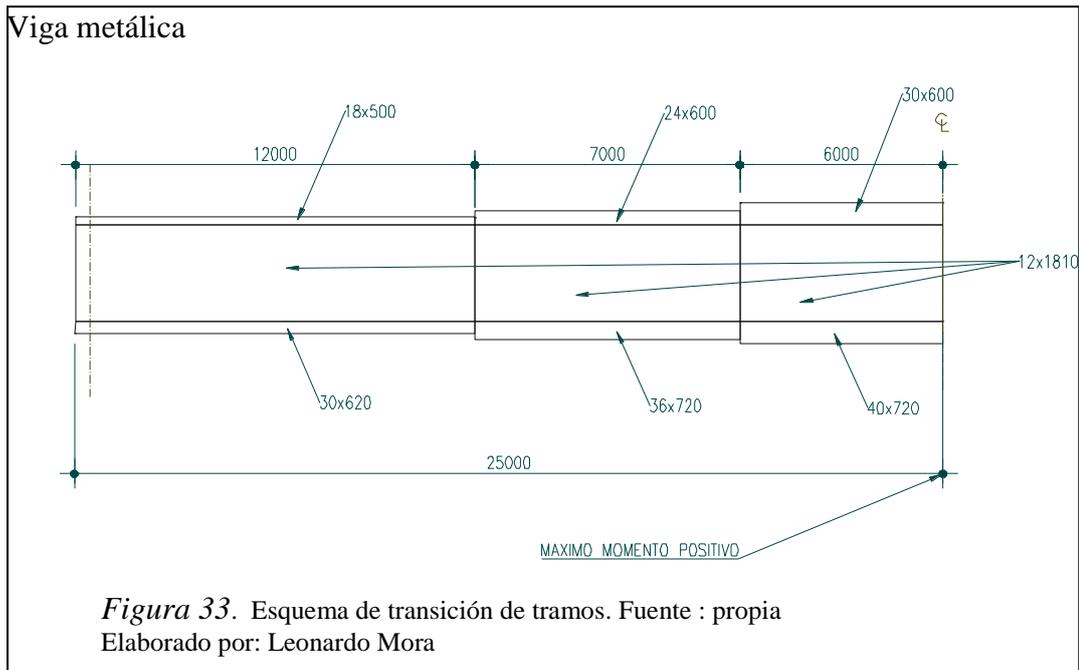


Figura 32. Apoyos elastoméricos Fuente: propia
Elaborado por: Leonardo Mora

1.10.7.9. Esquema final de la viga

Debido a los diferentes tramos que comprenden la viga, se realizará un análisis análogo al de la viga en el centro de la luz pero en diferentes puntos de la longitud (12.00 m y 19.00 m) de la viga, debido a las longitudes comerciales y para el mayor aprovechamiento del acero, entonces se tendrá el siguiente esquema final para los espesores de los patines:



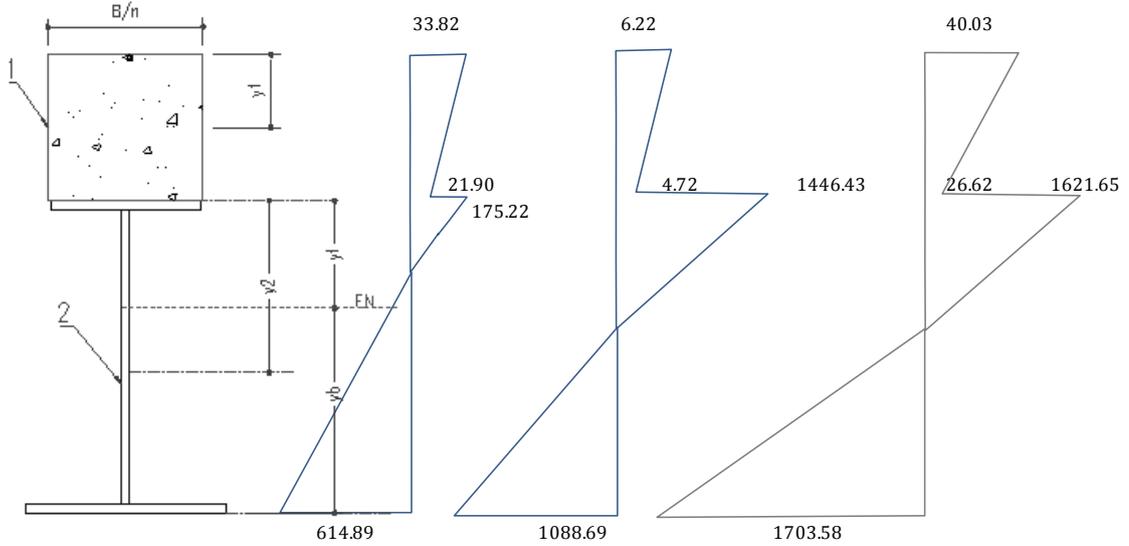
Donde se utilicen empalme en cambios de sección, la menor de las dos secciones conectadas será la que se use en el diseño. Por lo tanto, el empalme de campo apernado será diseñado en base a las propiedades de la sección adyacente de la viga izquierda (figura 33). Todo será en referencia como la viga izquierda durante los cálculos. La viga situada a la derecha del campo de empalme atornillado se designará la viga derecha.

A continuación un resumen de las secciones y cargas en los tramos a empalmar:

Tramo absc 12.00

Espesor ala a compresión (tfc)=	1.80 cm
Ancho ala a compresión (bc)=	50.00 cm
Espesor ala a tracción (tf)=	3.00 cm
Ancho ala a tracción (bt)=	62.00 cm
Espesor del alma (tw)=	1.20 cm
Longitud del alma (D)=	181.00 cm

Diagrama de esfuerzos finales, puente en servicio:



Esfuerzos admisibles

Acero: $f_y = 3515.5 \text{ kg/cm}^2$
 AASHTO $f_s = 0.55f_y = 1933.525 \text{ kg/cm}^2$ CUMPLE
 AISC $f_s = 0.60f_y = 2109.3 \text{ kg/cm}^2$ CUMPLE (AISC 2005 D2-1)

Hormigón: $f'_c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$
 $f_c = 0.40f'_c = 112.00 \text{ kg/cm}^2$ CUMPLE

Efectos de carga combinados: $M_{u_{sc}} = 1.3(M_{cm} + 1.67M_{cv+i})$

$$M_{u_{sc}} = 1454.92 \text{ t.m}$$

Eje neutro en el patín superior:

$$\bar{y} = 1.28 \text{ cm}$$

Momento plástico

$$M_y = 3404.59 \text{ t.m}$$

$$M_n = 2375.56 \text{ t.m} \quad \text{CORRECTO}$$

Corte

$$V_{u_{sc}} = 1.3(V_{cm} + 1.67V_{cv+i})$$

$$V_{u_{sc}} = 95.75 \text{ t}$$

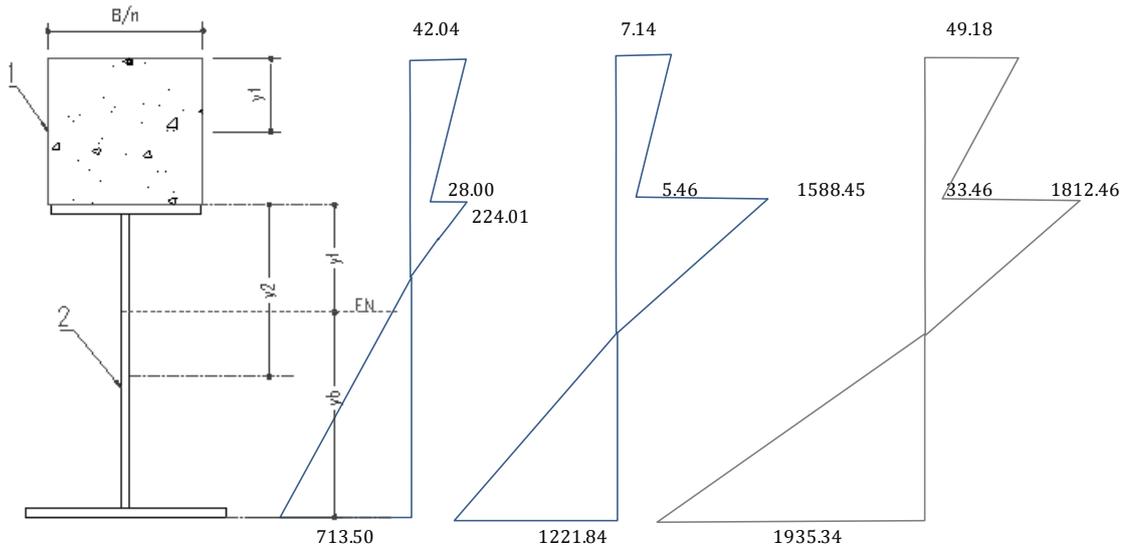
Para almas no rigidizadas: $V_n = CV_p = 107.37 \text{ t}$

Para almas rigidizadas:
$$V_n = V_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{D}\right)^2}} \right] = 232.89 \text{ t}$$

Tramo Absc 19.00

Espesor ala a compresión (tfc)=	2.40 cm
Ancho ala a compresión (bc)=	60.00 cm
Espesor ala a tracción (tf)=	3.60 cm
Ancho ala a tracción (bt)=	72.00 cm
Espesor del alma (tw)=	1.20 cm
Longitud del alma (D)=	181.00 cm

Diagrama de esfuerzos finales, puente en servicio:



Esfuerzos admisibles

Acero:		$f_y =$	3515.5 kg/cm ²	
	AASHTO	$f_s = 0.55f_y =$	1933.53 kg/cm ²	NO CUMPLE
	AISC	$f_s = 0.60f_y =$	2109.3 kg/cm ²	CUMPLE (AISC 2005 D2-1)

Hormigón:		$f'_c =$	280.00 kg/cm ²	
		$f_c = 0.40f'_c =$	112.00 kg/cm ²	CUMPLE

Efectos de carga combinados:

$$M_{u_{sc}} = 1.3(M_{cm} + 1.67M_{cv+i})$$

$$M_{u_{sc}} = 1698.31 \text{ t.m}$$

Eje neutro en el patín superior:

$$\bar{y} = 1.94 \text{ cm}$$

Momento plástico

$$M_y = 3701.82 \text{ t.m}$$

$$M_n = 2669.33 \text{ t.m} \quad \text{CORRECTO}$$

Corte

$$Vu_{sc} = 1.3(V_{cm} + 1.67V_{cv+i})$$

$$Vu_{sc} = 66.38 \text{ t}$$

Para almas no rigidizadas: $V_n = CV_p = 107.37 \text{ t}$

Para almas rigidizadas:
$$V_n = V_p \left[C + \frac{0.87(1 - C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{D}\right)^2}} \right] = 232.89 \text{ t}$$

1.10.8. Empalmes empernados

Con los datos anteriores de cada tramo se pueden calcular los empalmes necesarios para cada estación (12.00 m y 19.00 m), tomando en cuenta que hay que transmitir el 100% del corte y el momento.

Propiedades del material de empalme:

Esfuerzo mínimo de fluencia $f_y = 3515.22 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo mínimo de ruptura $f_u = 4900 \text{ kg/cm}^2$

Perno A325

Diámetro perno $d = 25 \text{ mm}$

Diámetro agujero $d_a = 27 \text{ mm}$

1.10.8.1. Diseño de empalmes en los patines

Propiedades de la sección:

Dimensiones de la sección de Empalme

Espesor ala a compresión (t_{fc}) = 1.80 cm

Ancho ala a compresión

(b_c) = 50.00 cm

Espesor ala a tracción (t_f) = 3.00 cm

Ancho ala a tracción (b_t) = 62.00 cm

Espesor del alma (t_w) = 1.20 cm

Longitud del alma (D) = 181.00 cm

Area efectiva del patin a tracción

$$A_e = W_n t + \beta A_g \leq A_g \quad \text{Art. 10.18.2.2.4}$$

Donde:

W_n : Menor ancho neto del patín por donde atraviesan los pernos

t : Espesor del ala o patin

β : 0.0 para M 270 Grado aceros 100 / 100W, o cuando orificios exceden 11/4 pulgadas de diámetro.

0.15 para todos los otros aceros y cuando los agujeros son menos que o igual a 11/4 pulgadas de diámetro.

A_g : Area bruta

$$W_n = bt - 4d_a$$

$$W_n = 512 \text{ mm}$$

$$A_g = 18600 \text{ mm}^2$$

$$A_e = 18150 \text{ mm}^2$$

Area efectiva del patín a compresión

$$A_e = A_g$$

Art. 10.18.2.2.4

$$A_e = 9000 \text{ mm}^2$$

Esfuerzos en el punto de empalme:

Según el diagrama de esfuerzos en la viga a los 12.00 m del borde (izquierdo o derecho), se tiene los siguientes esfuerzos en el punto más inferior de sección (el código dice que se debe emplear el esfuerzo en la mitad del espesor del patín sin embargo se acepta este valor por ser mayor Art. 10.18.2.2.1)

$$M_u = 1439.61 \text{ t.m}$$

Z1: Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a compresión

Z3: Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a tracción.

$$Z1 = 102388.33 \text{ cm}^3$$

$$Z3 = 42220.07 \text{ cm}^3$$

$$f_{cu} = \frac{M_u}{Z_{1/3}}$$

$$f_{cu} = 3409.77 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Patin a tracción}$$

$$f_{cu} = 1406.03 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Patin a compresión}$$

Fuerza de diseño mínima:

El siguiente paso es determinar la fuerza mínima de diseño P_{cu} , el Patín de control para este cálculo es el de tracción por las condiciones de tener un área efectiva más pequeña y mayor esfuerzo (art. 10.18.2.2.1). P_{cu} será la multiplicación F_{cu} por el área efectiva más pequeña de cualquier de los patines superior o inferior.

$$F_{cu} = \frac{\left| \frac{f_{cu}}{R} \right| + \alpha F_y}{2} \geq 0.75\alpha F_y$$

Donde:

α : 1.0 excepto que un valor inferior dado por (M_u/M_y) se puede utilizar para patines en compresión en las secciones donde M_u es menos de M_y .

M_u : Resistencia a la flexión máxima de la sección, en flexión positiva o negativa en el punto de empalme, cualquiera que sea la tensión máxima de compresión debido a las cargas factorizadas en el centro de espesor del patín bajo consideración. De acuerdo al art 10.50.1.1.2 para secciones compuesta es el Momento plástico M_p

M_y : Momento de fluencia de la sección compuesta clacula en base a f_y multiplicado por los módulos de sección respecto a patín inferior a tracción (art. 10.50c).

f_{cu} = Máxima esfuerzo de flexión elástica debido a las cargas factorizadas en el centro de espesor de la brida de control en el punto de empalme.

R : Para vigas homogéneas el valor es 1.0

F_y = Fluencia del patin

Fuerza para el ala a tracción, Patin de control:

$$\alpha = 1.00$$

$$f_{cu} = 3409.77 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Patin a tracción}$$

$$R = 1.00$$

$$F_{cu} = 3462.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.75\alpha F_y = 2636.415 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{CORRECTO}$$

$$P_{cu} = F_{cu} A_e$$

$$P_{cu} = 628443.17 \text{ kg}$$

Fuerza para el ala a compresión, Patin de no control:

$$F_{ncu} = R_{cu} \left| \frac{f_{cu}}{R} \right| \geq 0.75\alpha F_y$$

Donde:

R_{cu} : El valor absoluto para relación entre F_{cu} y f_{cu} para el patín de control

f_{ncu} = Máxima esfuerzo de flexión debido a las cargas factorizadas en el centro de espesor de la brida de no control en el punto de empalme.

$$f_{ncu} = 1775.70 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Patín a compresión}$$

$$R_{cu} = 1.02$$

$$F_{ncu} = 1803.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.75\alpha F_y = 2636.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Entonces} \quad F_{ncu} = 2636.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{ncu} = F_{ncu} A_e$$

$$P_{ncu} = 237277.35 \text{ kg}$$

Diseño de Empalmes del Patín Inferior

Dimensiones

El ancho de la placa exterior debe ser por lo menos tan ancha como la anchura del patín en su parte más estrecha en el empalme. Por lo tanto, se presenta una placa de empalme externa de 18mm x 620mm, mas con dos placas de 18 mm x 302 mm en el interior del empalme. Se Incluye una placa de 6 mm x 620 mm de relleno en la parte exterior, así:

Espesor placas internas (t_{in}):	18 mm
Ancho placas internas (b_{in}):	302 mm
Espesor placa externa (t_{ex}):	18 mm
Ancho placa externa (b_{ex}):	620 mm
Espesor placa de relleno (t_{fil}):	6 mm
Ancho placa de relleno (b_{fil}):	620 mm

Si el área combinada de las placas de empalme en el interior se encuentra dentro de diez por ciento del área de la placa de empalme exterior, entonces tanto el interior como fuera de placas de empalme pueden ser diseñados para la mitad de la fuerza de diseño de la brida (art 10.18.1.3).

Area bruta interna=	10872 mm ²	
Area bruta externa=	11160 mm ²	
Diferencia=	-2.65%	CORRECTO

Criterio de fluencia en el área total

La fuerza de resistencia por fluencia de la sección bruta es:

$$P_r = F_y A_g$$

Para las placas externas

$$A_g = 11160 \text{ mm}^2$$

$$P_r = 392298.55 \text{ kg}$$

La placa exterior absorbe la mitad de la carga de diseño, entonces:

$$P_{cu}/2 = 314221.59 \text{ kg} \quad \text{CORRECTO}$$

Para las placas internas

$$A_g = 10872 \text{ mm}^2$$

$$P_r = 382174.72 \text{ kg}$$

La placa interior absorbe la mitad de la carga de diseño, entonces:

$$P_{cu}/2 = 314221.59 \text{ kg} \quad \text{CORRECTO}$$

Criterio de fractura en el área neta

$$P_r = F_u A_n$$

Para la placa de empalme exterior

$$\# \text{ de agujeros} = 6$$

$$\text{Diámetro agujero } d_a = 27 \text{ mm}$$

$$b_{n-ex} = b_{ex} - \# \cdot d_a$$

$$b_{n-ex} = 458 \text{ mm}$$

$$A_{n-ex} = b_{n-ex} \cdot t_{ex}$$

$$A_{n-ex} = 8244 \text{ mm}^2$$

$$A_n \leq 0.85 A_g$$

$$0.85 A_{n-ex} = 9486 \text{ mm}^2 \quad \text{CORRECTO}$$

$$P_r = 403956.00 \text{ kg}$$

La placa exterior absorbe la mitad de la carga de diseño, entonces:

$$P_{cu}/2 = 314221.59 \text{ kg} \quad \text{CORRECTO}$$

Para la placa de empalme interior

$$\begin{aligned} \# \text{ de agujeros} &= 3 \\ \text{Diámetro agujero } d_a &= 27 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_{n-in} &= b_{in} - \# \cdot d_a \\ b_{n-in} &= 221 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{n-in} &= 2b_{n-in} \cdot t_{in} \\ A_{n-ex} &= 7956 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_n \leq 0.85A_g$$

$$0.85A_{n-ex} = 9241.2 \text{ mm}^2 \quad \text{CORRECTO}$$

$$P_r = 389844.00 \text{ kg}$$

La placa exterior absorbe la mitad de la carga de diseño, entonces:

$$P_{cu}/2 = 314221.59 \text{ kg} \quad \text{CORRECTO}$$

Verificación del desgarramiento de la placa exterior

$$\begin{aligned} s_x &= 90 \text{ mm} \\ s_y &= 90 \text{ mm} \\ u &= 70 \text{ mm} \\ l_y &= 120 \text{ mm} \end{aligned}$$

Area bruta a lo largo del plano de corte

$$A_{vg} = (4s_x + u)t_{ex} = 7740 \text{ mm}^2$$

Area neta a lo largo del plano de corte

$$A_{vn} = (4s_x + u - 4.5d_a)t_{ex} = 5553 \text{ mm}^2$$

Area bruta a lo largo del plano resistente a tracción

$$A_{tg} = (4s_y + l_y + u)t_{ex} = 9900 \text{ mm}^2$$

Area neta a lo largo del plano resistente a tracción

$$A_{tn} = (4s_y + l_y + u - 5.5d_a)t_{ex} = 7227 \text{ mm}^2$$

Fuerza de Resistencia al desgarramiento

$$R_r = 0.58F_y A_{vg} + F_u A_{tn} = 511928.26 \text{ kg}$$

$$P_{cu}/2 = 314221.59 \text{ kg} \quad \text{CORRECTO}$$

Verificación del desgarramiento de la placa interior
(ver figura 34)

$$\begin{aligned}sx &= 90 \text{ mm} \\sy &= 90 \text{ mm} \\u &= 70 \text{ mm} \\ly &= 120 \text{ mm}\end{aligned}$$

Area bruta a lo largo del plano de corte

$$A_{vg}=2(4sx+u)t_{in}= 15480 \text{ mm}^2$$

Area neta a lo largo del plano de corte

$$A_{vn}=2(4sx+u-4.5d_a)t_{in}= 11106 \text{ mm}^2$$

Area bruta a lo largo del plano resistente a tracción

$$A_{tg}=2(2sy+u)t_{in}= 9000 \text{ mm}^2$$

Area neta a lo largo del plano resistente a tracción

$$A_{tn}=2(2sy+u-2.5d_a)t_{in}= 3285 \text{ mm}^2$$

Fuerza de Resistencia al desgarramiento

$$R_r = 0.58F_y A_{vg} + F_u A_{tn} = 476575.51 \text{ kg}$$

$$P_{cu}/2= 314221.59 \text{ kg} \quad \text{CORRECTO}$$

Verificación del desgarramiento del patín inferior
(ver figura 34)

$$\begin{aligned}sx &= 90 \text{ mm} \\sy &= 90 \text{ mm} \\u &= 70 \text{ mm} \\lx &= 60 \text{ mm} \\ly &= 120 \text{ mm}\end{aligned}$$

Area bruta a lo largo del plano de corte

$$A_{vg}=4(4sx+lx)t_f= 50400 \text{ mm}^2$$

Area neta a lo largo del plano de corte

$$A_{vn}=4(4sx+lx-4.5d_a)t_f= 35820 \text{ mm}^2$$

Area bruta a lo largo del plano resistente a tracción

$$A_{tg}=2(2sy)t_f= 10800 \text{ mm}^2$$

área neta a lo largo del plano resistente a tracción

$$A_{tn}=2(2sy-2.0d_a)t_f= 7560 \text{ mm}^2$$

Fuerza de Resistencia al desgarramiento

$$R_r = 0.58F_y A_{vg} + F_u A_{tn} = 1398009.11 \text{ kg}$$

$$P_{cu} = 628443.17 \text{ kg} \quad \text{CORRECTO}$$

Control de corte en pernos

La fuerza nominal de diseño para pernos de alta resistencia A325 R_n está dada por la siguiente ecuación (art. 10.56.1.3.2 AASHTO 2002):

$$R_n = \phi F A_b \quad \text{Art. 10.56.1.3.2}$$

Donde:

ϕF : Resistencia de diseño para el área de diseño dada en la tabla 10.56A AASHTO 2002

A_b : Área del perno correspondiente al diámetro nominal

$$\phi F = 2536.20 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{con el hilo incluido en el plano de corte}$$

$$A_b = 4.91 \text{ cm}^2$$

$$R_n = 12449.54 \text{ kg}$$

El número de planos de corte por perno son 2, entonces:

$$R_u = 24899.09 \text{ kg}$$

Cuando los pernos que trasladan las cargas pasan a través de placas de relleno de 6,0 mm o mayor espesor (art. 10.18.1.2 AASHTO 2002) en conexiones cargadas axialmente, incluyendo empalmes de ala de la viga, se requiere:

- Los materiales de relleno deberán extenderse más allá del material de refuerzo o de empalme y se reforzarán con suficientes pernos adicionales para distribuir el esfuerzo total en el miembro de manera uniforme sobre la sección combinada del miembro y el relleno.
- Ó las placas de relleno no tienen que ser ampliadas y desarrolladas a condición de que la resistencia factorizada de los pernos en cortante se reduzca por un factor apropiado, como se especifica en el artículo 10.56.1.3.2 AASHTO 2002:

El factor es el siguiente: $R_{rll} = \frac{1 + \gamma}{1 + 2\gamma}$

Donde: $\gamma = \frac{A_f}{A_p}$

A_f : Suma del área de los rellenos de las placas de conexión

$$A_f = b_{rll} \cdot t_{rll}$$

$$A_f = 3240 \text{ mm}^2$$

A_p : La más pequeña de las áreas entre: las placas de conexión exterior e interior, o el área del patín en conexión

Área del patín inferior o en tracción: 18600 mm²

Suma de las áreas brutas de las conexiones: 22032 mm²

Entonces:

$$A_p = 22032 \text{ mm}^2$$

Luego, $\gamma = 0.15$

$R_{rll} = 0.89$

Con esto la fuerza última de diseño para los pernos queda reducida, así

$$R = R_u \cdot R_{rll}$$

$$R = 22069.64 \text{ kg}$$

El número de pernos requerido es: $N_b = \frac{P_{cu}}{R} = 28.48$

Se adoptan 30 pernos :

Control al deslizamiento en la junta empernada

$$\phi R_s = \phi F_s A_b N_b N_s \quad \text{Art 10.57.3.1}$$

Donde:

ϕF_s : Resistencia de diseño al deslizamiento dada en la tabla 10.57A AASHTO 2002

A_b : Área del perno correspondiente al diámetro nominal

N_b : Número de pernos en la junta

N_s : Número de planos de deslizamiento

$$\phi F_s = 2254.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_b = 4.91 \text{ cm}^2$$

$$N_b = 30$$

$$N_s = 2$$

$$\phi R_s = 663975.61 \text{ kg}$$

$$P_{cu} = 628443.17 \text{ kg} \quad \text{CORRECTO}$$

Espaciamientos

Espaciamiento mínimo

$$s_{\min} = 3d$$

$$s_{\min} = 75 \text{ mm}$$

Máximo espaciamiento para Sellado:

La separación máxima entre los pernos se limita para evitar la penetración de humedad en las articulaciones.

$$s \leq 100 + 4t \leq 175$$

t: espesor de la placa de empalme exterior del patín

$$t = 18 \text{ mm} \leq 175$$

$$s_{\max} = 172 \text{ mm}$$

Mínima y Máxima distancia al borde:

La distancia mínima al borde para pernos de diámetro 1" es 1 3/4" (45 mm) (Tabla J3.4 AISC 2005)

La máxima distancia equivale a 8 espesores de la placa de empalme exterior:

$$8t \leq 175$$

$$8t = 144 \text{ mm}$$

Control de deformación permanente:

El criterio para este chequeo se basa en la siguiente ecuación:

$$f_f = 0.95F_y$$

f_f : El esfuerzo elástico causado por las cargas factoradas

Entonces:

Para la placa de empalme externa:

$$P_{cu} = 628443.17 \text{ kg}$$

$$P_{cu}/2 = 314221.59 \text{ kg}$$

$$f_f = \frac{0.5P_{cu}}{A_g}$$

$$f_f = 2815.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.95F_y = 3339.46 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{CORRECTO}$$

Para la placa de empalme interna:

$$P_{cu} = 628443.17 \text{ kg}$$

$$P_{cu}/2 = 314221.59 \text{ kg}$$

$$f_f = \frac{0.5P_{cu}}{A_g}$$

$$f_f = 2890.19 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.95F_y = 3339.46 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{CORRECTO}$$

Desgarramiento de placas

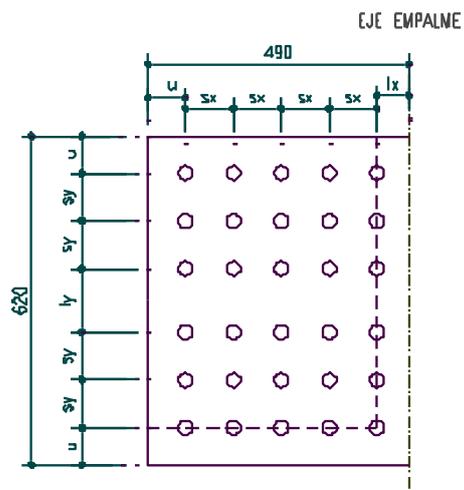
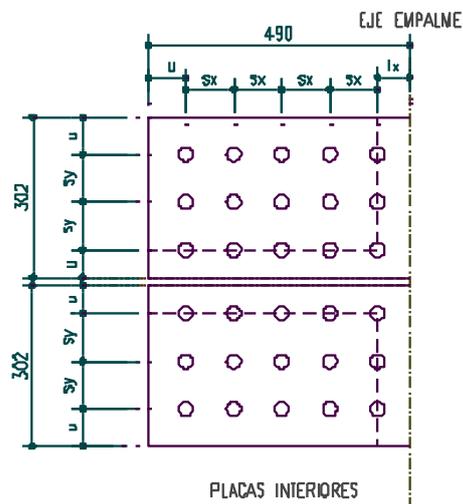
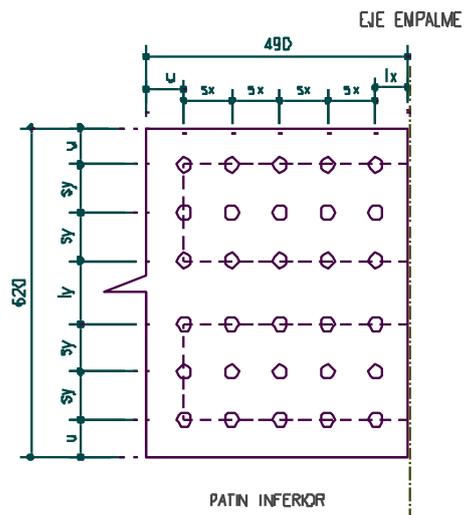


Figura 34. Modos de desgarramiento de placas de empalme y patín. Fuente: propia

Elaborado por: Leonardo Mora

1.10.8.2. Diseño de Empalme del Alma

Fuerza de corte en la longitud de empalme

Corte último factorado en el punto de empalme

$$V_u = 95.11 \text{ t}$$

Para capacidad de corte del alma en el punto de empalme, se tiene:

$$V_n = 232.89 \text{ t}$$

Entonces el corte de diseño V_{wu} se adoptará, de acuerdo al art. 10.18.2.3.2:

$$\text{Si } V_u < 0.5V_n \quad \text{entonces} \quad V_{wu} = 1.5V_u$$

$$V_{wu} = 142.67 \text{ t}$$

$$V_{wu} = 142666.72 \text{ kg}$$

Momento y Fuerza Horizontal resultantes en el alma

Momento de diseño en relación a la Flexión

$$M_w = \frac{t_w D^2}{12} |R_{f_{cu}} - R_{cu} f_{ncu}|$$

$$F_{cu} = 3462.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ncu} = 1775.70 \text{ kg/cm}^2$$

$$R = 1.00$$

$$R_{cu} = 1.02$$

$$t_w = 1.20 \text{ cm}$$

$$D = 181.00 \text{ cm}$$

$$M_w = 5436170.57 \text{ kg.cm}$$

Momento de diseño en relación al corte y su excentricidad

$$M_v = V_{wu} \cdot e$$

$$e = 90 \text{ cm}$$

$$M_v = 12840004.82 \text{ kg.cm}$$

El momento total en el alma es:

$$M_t = M_v + M_w = 18276175.38 \text{ kg.cm}$$

Cálculo de la Fuera Horizontal resultante

$$H_w = \frac{t_w D}{2} |R_{F_{cu}} - R_{cu} f_{ncu}|$$
$$H_w = 180204.55 \text{ kg}$$

Espaciamiento

Espaciamiento mínimo

$$s_{min} = 3d$$
$$s_{min} = 75 \text{ mm}$$

Máximo espaciamento para Sellado:

La separación máxima entre los pernos se limita para evitar la penetración de humedad en las articulaciones.

$$s \leq 100 + 4t \leq 175$$

t: espesor de la placa de empalme

$$t = 12 \text{ mm} \leq 175$$
$$s_{max} = 148 \text{ mm}$$

Mínima y Máxima distancia al borde:

La distancia mínima al borde para pernos de diámetro 1" es 1 3/4" (45 mm) (Tabla J3.4 AISC 2005)

La máxima distancia equivale a 8 espesores de la placa de empalme exterior:

$$8t \leq 175$$

$$8t = 96 \text{ mm}$$

Pernos en el alma

Momento polar de inercia del grupo de pernos

$$I_p = \frac{n \cdot m}{12} (s^2(n^2 - 1) + g^2(m^2 - 1))$$

Donde:

n: Numero de pernos por columna vertical=	20
m: Numero de columnas verticales de pernos=	2
s: Paso vertical=	75 mm
g: Paso horizontal=	80 mm

$$I_p = 7625416.67 \text{ mm}^2$$

Número total de pernos en cada lado del empalme:

$$N_b = 40$$

La fuerza de diseño para pernos de alta resistencia A325 R_u , es la misma que en el cálculo del patín:

$$R_u = 24899.09 \text{ kg}$$

La fuerza vertical de corte en los pernos, de acuerdo al Corte es:

$$P_{vs} = \frac{V_{uw}}{N_b} = 3396.83 \text{ kg}$$

La fuerza horizontal de corte en los pernos, de acuerdo a la Fuerza Horizontal resultante es:

$$P_{hs} = \frac{H_w}{N_b} = 4290.58 \text{ kg}$$

Para determinar las componentes horizontal y vertical de la fuerza de corte sobre los pernos, de acuerdo al momento total en el alma, se procede de la siguiente manera:

$$P_{vM} = \frac{M_t}{I_p} x \quad P_{hM} = \frac{M_t}{I_p} y$$

Para la componente vertical:

$$x = g/2 = 40 \text{ mm}$$

Para la componente horizontal:

$$y = 20s/2 = 750 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Entonces} \quad P_{vM} &= 958.70 \text{ kg} \\ P_{hM} &= 17975.58 \text{ kg} \end{aligned}$$

Por lo anterior la Fuerza Resultante de Corte para los pernos en el caso más extremo es:

$$P_r = \sqrt{(P_{vs} + P_{vM})^2 + (P_{hs} + P_{hM})^2}$$

$$P_r = 22688.17 \text{ kg}$$

$$P_r < R_u \quad \text{CORRECTO}$$

Criterio de fluencia por corte en la placa de empalme

Propiedades del material de empalme:

Esfuerzo mínimo de fluencia $f_y = 3515.22 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo mínimo de ruptura $f_u = 4900 \text{ kg/cm}^2$

Número de placas de empalme: $N_{wp} = 2$

Espesor de placa de empalme: $t_{wp} = 12 \text{ mm}$

Altura de placa de empalme: $d_{wp} = 1555 \text{ mm}$

$$A_g = N_{wp} \cdot t_{wp} \cdot d_{wp}$$

$$A_g = 37320 \text{ mm}^2$$

La fuerza de resistencia por corte de la sección bruta es:

$$R_r = 0.58F_y A_g$$

$$R_r = 760890.46 \text{ kg}$$

$$V_{uw} < R_r \quad \text{CORRECTO}$$

Criterio de fractura por corte del empalme del alma

Area neta resistente a corte

$$A_{vn} = N_{wp}(d_{wp} - N_f \cdot d_a)t_{wp}$$

N_f : Numero de pernos a lo largo del plano= 20
 d_a : diametro del agujero 27 mm

$$A_{vn} = 24360 \text{ mm}^2$$

$$A_{vn} < 0.85A_g \quad \text{CORRECTO}$$

$$R_r = 0.58F_u A_{vn}$$

$$R_r = 692311.20 \text{ kg}$$

$$V_{uw} < R_r \quad \text{CORRECTO}$$

Verificación del desgarramiento de las placas de empalme (ver figura 35)

Fuerza de Resistencia al desgarramiento

área bruta a lo largo del plano de corte

$$A_{vg} = N_{wp}(d_{wp} - 65\text{mm})t_{wp} = 35760 \text{ mm}^2$$

área neta a lo largo del plano de corte

$$A_{vn} = N_{wp}(d_{wp} - 65\text{mm} - 19.5d_a)t_{wp} = 23124 \text{ mm}^2$$

área bruta a lo largo del plano resistente a tracción

$$A_{tg} = N_{wp}(65\text{mm} + 75\text{mm})t_{wp} = 3360 \text{ mm}^2$$

área neta a lo largo del plano resistente a tracción

$$A_{tn} = N_{wp}(65\text{mm} + 75\text{mm} - 1.50d_a)t_{wp} = 2388 \text{ mm}^2$$

Entonces con la condición:

$$A_{tn} < 0.58A_{vn}$$

La ecuación de calculo para la resistencia al corte es:

$$R_r = 0.58F_u A_{vn} + F_y A_{tg}$$

$$R_r = 12468323.28 \text{ kg}$$

$$V_{uw} < R_r \quad \text{CORRECTO}$$

Control de la deformación permanente en las placas de empalme

$$f = \frac{M_t}{S_p} + \frac{H_w}{A_g} \leq 0.95F_y$$

Donde:

S_p : Módulo de sección de la placa de empalme

$$S_p = \frac{1}{6} A_g \cdot d_{wp}$$

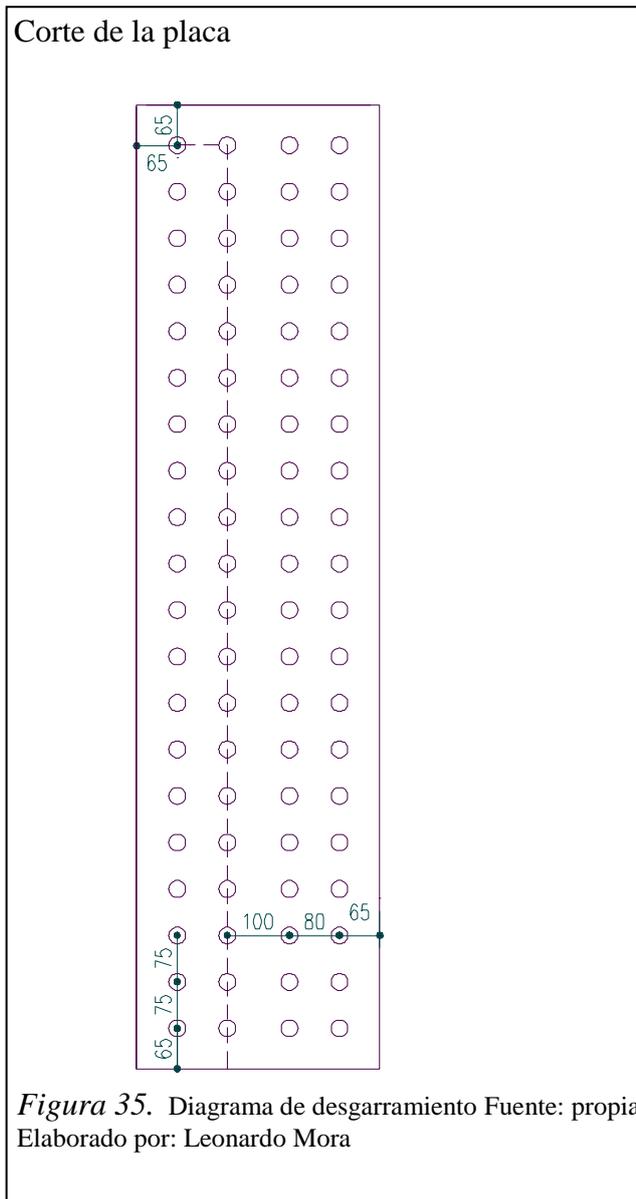
$$S_p = 9672100.00 \text{ mm}^3$$

$$f = 2372.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.95F_y = 3339.46 \text{ kg/cm}^2$$

$$f < 0.95F_y$$

CORRECTO



De manera similar se calculan los demás empalmes emperrados para la otra abscisa de empalme y para los otros patines a compresión. El siguiente cuadro resume los parámetros más importantes de cada empalme.

TABLA 6

Resumen de empalmes emperrados

ABSCISA DE EMPALME	12.00	19.00
<i>Patin Superior</i>		
No. Pernos	12	18
Placa patin interior (mmxmm)	242x18	292x24
Placa patin exterior (mmxmm)	500x18	600x24
<i>Alma</i>		
No. Pernos	20 (2)	17 (2)
Excentricidad (mm)	90	90
Espesor placa de emplame (mm)	12	12
Altura placa de emplame (mm)	1552	1330
<i>Patin Inferior</i>		
No. Pernos	30	36
Placa patin interior (mmxmm)	302x18	352x24
Placa patin exterior (mmxmm)	620x18	720x24

Nota resumen de datos de empalmes

Elaborado por: Leonardo Mora

1.10.9. Soldadura

Soldadura a filete:

$$F_v = 0.27F_u$$

F_v : Esfuerzo admisible a corte

F_u : Resistencia a tensión de acuerdo al electrodo pero no mayor que la resistencia de las partes conectadas

Unión Alma-Patín

Electrodo: E8016

Esfuerzo admisible:

$$F_u = 5630 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 1520.10 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia para 1 mm de soldadura:

$$q_r = 0.1 \cdot 0.707 \cdot F_v$$

$$q_r = 107.47 \text{ kg/cm}^2$$

q_r : Esfuerzo rasante horizontal admisible

$$q = \frac{VQ}{I}$$

q : Esfuerzo rasante horizontal real

V : Cortante según punto considerado

Q : Momento estático del área separada
Inercia de la sección

I considerada

Carga muerta:

$$V_{cm} = 42.66 \text{ t}$$

$$A_{ps} = 72.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{pi} = 144.00 \text{ cm}^2$$

$$I = 2509603.12 \text{ cm}^4$$

$$y_s = 102.74 \text{ cm}$$

$$y_i = 79.66 \text{ cm}$$

$$Q_s = 7397.24 \text{ cm}^3$$

$$Q_i = 11471.13 \text{ cm}^3$$

$$q_{s_{cm}} = 125.73 \text{ kg/cm}$$

$$q_{i_{cm}} = 194.97 \text{ kg/cm}$$

Cargas posteriores:

$$V_{cp} = 15.46 \text{ t}$$

$$A_{h_{3n}} = 208.33 \text{ cm}^2$$

$$I_{3n} = 3806371.24 \text{ cm}^4$$

$$y_c = 93.26 \text{ cm}$$

$$y_s = 76.76 \text{ cm}$$

$$y_i = 105.64 \text{ cm}$$

$$Q_s = 24955.50 \text{ cm}^3$$

$$Q_i = 15212.36 \text{ cm}^3$$

$$q_{s_{cm}} = 101.35 \text{ kg/cm}$$

$$q_{i_{cm}} = 61.78 \text{ kg/cm}$$

Cargas viva más impacto:

$$V_{cv+i} = 62.38 \text{ t}$$

$$A_{h_n} = 625.00 \text{ cm}^2$$

$$I_n = 5010394.59 \text{ cm}^4$$

$$y_c = 69.29 \text{ cm}$$

$$y_s = 52.79 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 y_i &= 129.61 \text{ cm} \\
 Q_s &= 47104.23 \text{ cm}^3 \\
 Q_i &= 18664.44 \text{ cm}^3 \\
 q_{s_{cm}} &= 586.43 \text{ kg/cm} \\
 q_{i_{cm}} &= 232.37 \text{ kg/cm}
 \end{aligned}$$

Esfuerzo rasante horizontal total

$$\begin{aligned}
 q_s &= 813.51 \text{ kg/cm} \\
 q_i &= 489.12 \text{ kg/cm}
 \end{aligned}$$

Diseño de soldadura a filete

$$\begin{aligned}
 \text{Tamaño del filete} &= 8 \text{ mm} \\
 \text{Número de filetes} &= 2
 \end{aligned}$$

$$q_r = 1719.54 \text{ kg/cm} \quad \text{CORRECTO}$$

Unión Alma-Rigidizadores

$$\begin{aligned}
 V_t &= 120.49 \text{ t} \\
 R &= 120.49 \text{ t}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tamaño del filete} &= 8 \text{ mm} \\
 \text{Números de filetes} &= 4
 \end{aligned}$$

$$q_r = 3439.07 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Longitud de soldadura (Ls)} = 177.4 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 P_r &= q_r \cdot L_s \\
 P_r &= 610.09 \text{ t}
 \end{aligned}$$

$$R < P_r$$

CORRECTO

Unión Conectores de corte

$$Z_r = 8085 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tamaño del filete} &= 5 \text{ mm} \\
 \text{Dimensiones del conector} &= 177.4 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$W = 22 \text{ cm}$$

$$b = 5.5 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud de soldadura (Ls)} = 55 \text{ cm}$$

$$q_r = 537.36 \text{ kg/cm}$$

Fuerza resistente a la soldadura del conector

$$F_r = 29554.54 \text{ kg}$$

$$Z_r < F_r$$

CORRECTO

1.11. Subestructura

La infraestructura consiste de todos los elementos requeridos para soportar la superestructura y las cargas que actúan sobre ella. Los componentes básicos de la subestructura consisten en los siguientes:

- Apoyos extremos o estribos
- Apoyos intermedios o pilas o pilones

Los estribos transfieren la carga de la superestructura a la cimentación y sirven además para sostener el relleno de los accesos al puente.

Tipos de estribos

En las construcciones, por lo general se emplean los siguientes tipos de estribos: Estribos en “U”, Estribos con contrafuertes, Estribos en cantiléver y Estribos a gravedad.

Estribo Corto

Los estribos cortos están ubicados en la parte superior de los rellenos utilizados como acceso al puente la profundidad del muro de retención encima del asiento del puente es suficiente para acomodar la profundidad de la estructura y los apoyos que descansan sobre el asiento.

Estribo de Profundidad Parcial

Los estribos de profundidad parcial están ubicados aproximadamente a la mitad de la profundidad de la pendiente frontal del terraplén de acceso. Su muro de retención encima del asiento y muros de ala de mayores dimensiones pueden retener material de relleno, o bien la pendiente del terraplén puede continuar detrás del muro de retención encima del asiento del puente. En este último caso debe haber una losa de acceso estructural o el diseño del tramo final debe cubrir el espacio sobre la pendiente del relleno y se deben proveer estribos tipo cajón (muros cortina), de manera de cerrar espacios abiertos.

Estribo de Profundidad Total

Los estribos de profundidad total están ubicados aproximadamente en el frente de la base del terraplén de acceso, restringiendo la abertura debajo de la estructura.

Estribo Integral

Los estribos integrales están rígidamente unidos a la superestructura y son soportados por zapatas o fundaciones profundas capaces de permitir los movimientos horizontales necesarios.

Características geométricas de los estribos

El puente de la quebrada el Conde tiene dos estribos donde se apoya la superestructura de 50m de longitud, el estribo norte comienza en la abscisa 0+344.22 y termina en el estribo sur abscisa 0+394.22 de la Av. Padre Carolo, la altura del estribo norte es de 6.94m y un ancho de 22.40 m de hormigón armado tiene drenaje con tubos de 4" PVC cada 1.50m y un relleno con material sub base clase III.

El estribo sur tiene una altura 9.94m y el ancho de 22.40 m con hormigón armado de resistencia a la compresión $f'c = 280\text{kg/cm}^2$ y resistencia de fluencia del acero $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$ el relleno con material sub base clase III.

1.11.1. Cálculo de Estribos

Para el cálculo de un estribo se debe tomar en cuenta varios factores entre los cuales tenemos la fuerza sísmica, el empuje del suelo, la sobrecarga, los momentos estabilizadores y de volcamiento entre otros.

1.11.1.1. Coeficiente del Empuje Activo

Utilizando la ecuación de Rankine se determinó el coeficiente de empuje, terreno cargando contra un muro.

A continuación se presentan la fórmula del coeficiente del empuje activo, los datos del ángulo de fricción interna (ϕ) y pesos específicos (γ) para diferentes tipos de suelo.

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \quad \text{ó} \quad K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

Donde:

Φ = ángulo de fracción

.

El coeficiente ϕ , es el ángulo de rozamiento interno, el mismo que surge de la rotura del equilibrio de la masa de suelo retenida por el muro de contención.

1.11.1.2. Empuje Activo de tierra

Este empuje no es más que la reacción opuesta por la pantalla del estribo al movimiento del suelo hacia ella, después de haber alcanzado el máximo de las resistencias internas de corte del suelo. Mediante este efecto se produce una expansión lateral del macizo y el hundimiento de la superficie libre del suelo producto del movimiento de la pantalla (E_a).

$$E_a = \left(\frac{1}{2} * \gamma * h^2\right) * K_a$$

Donde:

γ = peso específico de los suelos T/m³

h = altura total del estribo (m).

K_a = coeficiente de empuje activo.

c = cohesión del suelo (T/m²)

1.11.1.3. Empuje Sísmico

Para calcular el empuje sísmico de los estribos, debemos tomar en cuenta el factor de zonificación sísmica del código ecuatoriano de la construcción 2011. En la tabla se muestran los valores de la aceleración del suelo (A_0) dependiendo de la zona sísmica de determinada provincia. El proyecto se encuentra en la provincia de Pichincha el factor A_0 = 0.40 la zona sísmica es la V.

Mapa para diseño sísmico

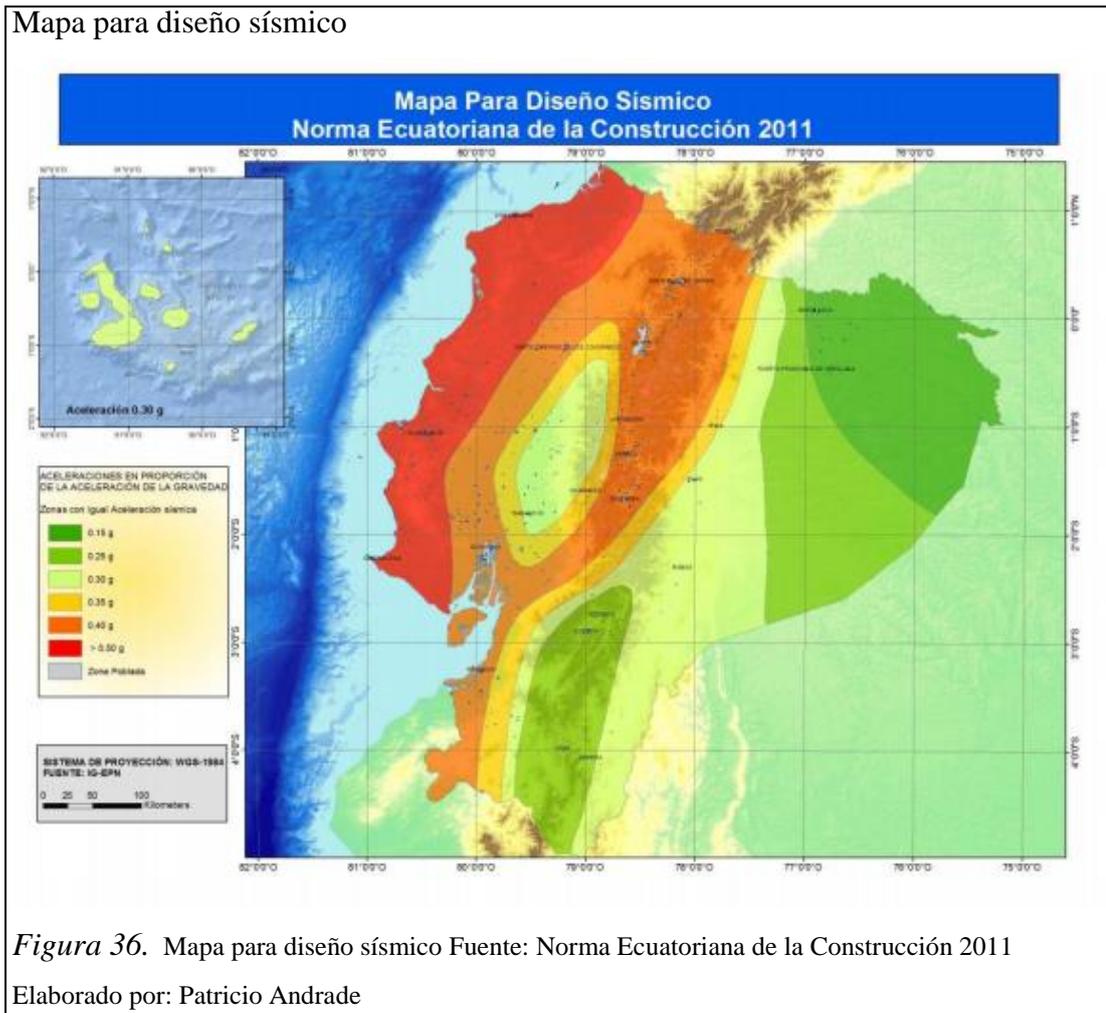


Figura 36. Mapa para diseño sísmico Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011

Elaborado por: Patricio Andrade

TABLA 7

Valores del factor A_o en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Factor A_o	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50

Nota. Factores en función de la zona sísmica. Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2011, pag10

Elaborado por: Patricio Andrade

La fuerza sísmica del peso propio (F_{spp}) es ubicada en el centro de gravedad (cg) del estribo.

$$F_{spp} = C_{sh} * (P.P)$$

$$C_{sh} = 0.50 * A_o$$

Donde:

C_{sh} = Coeficiente sísmico horizontal.

P.P = Peso propio del estribo. (Ton)

1.11.1.4. Incremento dinámico del empuje activo de la tierra

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} * \gamma * H^2 \right) * (K_{as} - K_a) * (1 - C_{sv})$$

$$C_{sv} = 0.70 C_{sh}$$

$$K_{as} = \frac{\text{sen}^2(\phi + \beta - \theta')}{\cos \theta' \text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta - \theta' - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \theta' - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \theta' - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}}\right)$$

Donde:

C_{sv} = Coeficiente sísmico vertical.

K_{as} = Coeficiente dinámico del Empuje Activo del suelo.

Φ = ángulo de fricción interna.

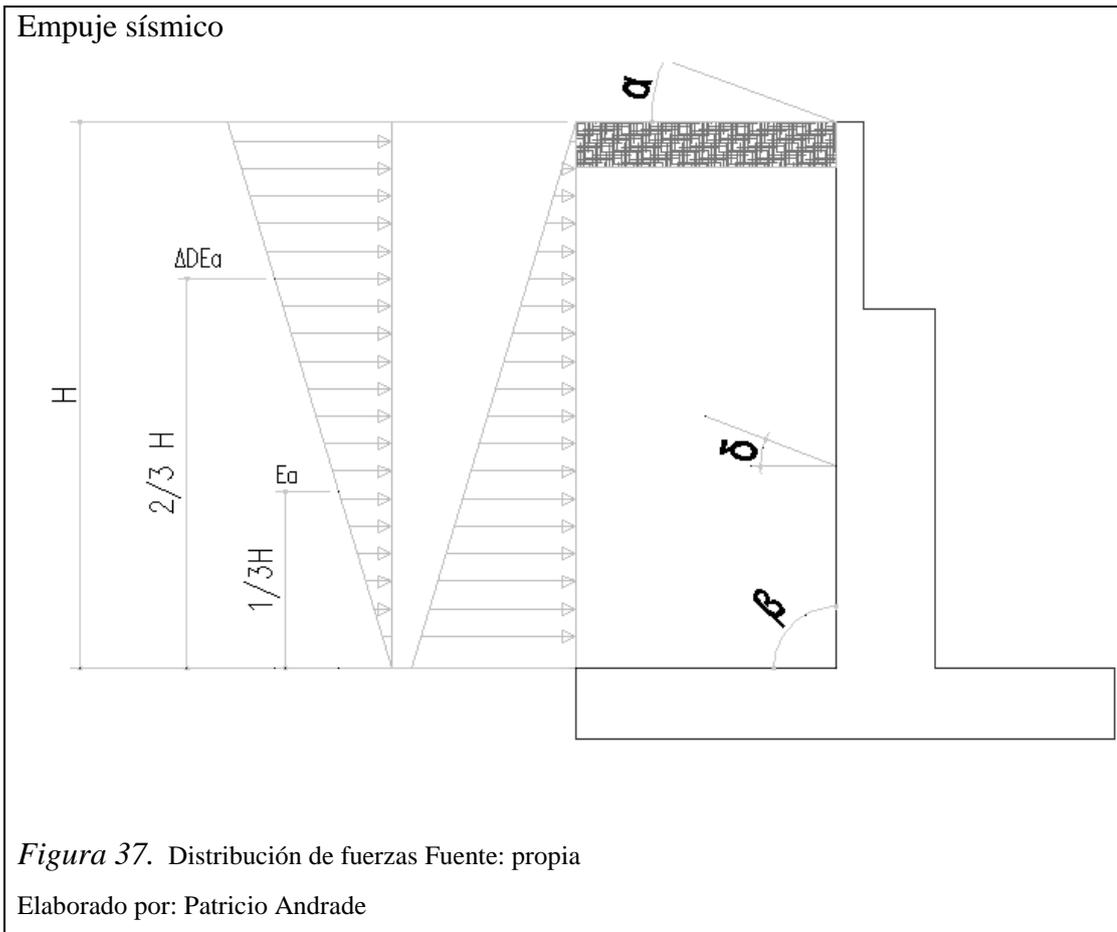
α = ángulo de inclinación talud relleno

β = ángulo formado entre la horizontal y la cara interna del muro (por lo general es de 90°).

δ = ángulo de fricción relleno-muro.

El Empuje Sísmico total (E_s), para lo cual se deben sumar el Empuje Activo de tierras, el incremento dinámico del Empuje Activo y la Fuerza Sísmica Inercial del peso propio, tal como se presenta a continuación:

$$E_s = E_a + \Delta DE_a + F_{s_{pp}}$$



1.11.1.5. Peso de la Sobrecarga

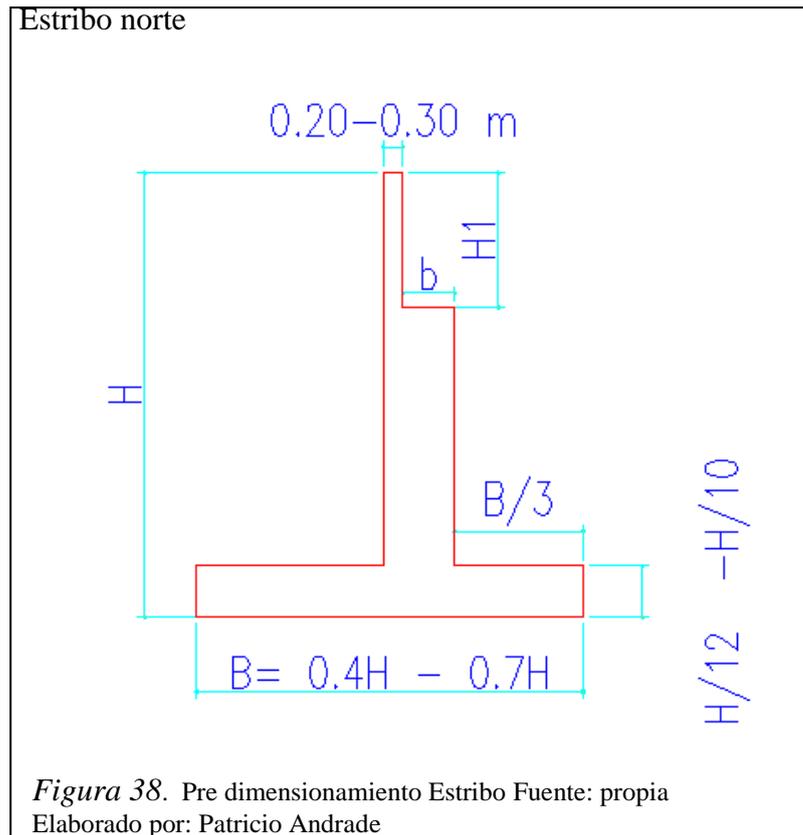
En ciertas ocasiones los muros de contención tienen que soportar sobrecargas uniformes (q), originadas por el tráfico o por depósitos de materiales en la superficie, incrementando la presión sobre el muro. El procedimiento usual para tomar en cuenta la sobrecarga uniforme es transformarla en una porción de tierra equivalente de altura H_s .

1.11.2. Predimensionamiento estribo norte

Consideraciones de diseño

DATOS

$L =$	50.00 m	Longitud del puente
$H =$	6.94 m	Altura del estribo
$H_z =$	0.80 m	Altura de Zapata
$H_1 =$	2.17	Altura de cabezal
$\gamma_s =$	1.80 Ton/m ³	
$\phi =$	35 °	ángulo de fricción



$$N = (305 + 2,5 * L + 10 * H)(1 + 0,000125 * S^2)$$

$L =$ Luz del puente

$H =$ Altura de los apoyos intermedios (pilas);

$S =$ Angulo de esviaje para un puente recto

$$N = (305 + 2,5 * 50 + 10 * 0)(1 + 0,000125 * 0^2)$$

$$N = 430 \text{ mm} \quad 0.43 \text{ m}$$

Altura de zapata

$$H_z = \frac{H}{10} \text{ o } \frac{H}{12}$$

$$H_z = \frac{H}{10}$$

H_z= 0.694 ADOPTADO= 0.80m

Altura de pantalla

$$H_2 = H - H_z - H_1,$$

H₂ = Altura de la pantalla del estribo

H = Altura del estribo

H_z = Altura de la zapata del estribo;

H₁ = Altura del cabezal del estribo.

H₂= 3.97 m

Acho de superficie de asiento de vigas

$$b = N + j, \quad j = 0,10 \text{ m} = \text{Ancho mínimo de la junta de dilatación.}$$

b= 0.53 m

b= 1.00 m ADOPTADO

Ancho de zapata

$$B = 0,40H \text{ y } 0,70H,$$

$$B = 0,70 * H$$

B= 4.86 m

B= 6.00 M ADOPTADO

Ancho del dedo

$$td = \frac{B}{3},$$

$$td = 2.00 \text{ m}$$

Ancho del talón

$$tt = B - td - tbw - b,$$

$$tt = 2.70 \text{ m}$$

$$tt = 2.90 \text{ m}$$

ADOPTADO

1.11.3. Diseño del estribo norte

Parámetros de cálculo:

Reacción de carga muerta en el ancho típico:	21.49 tn
Reacción de carga viva en el ancho típico:	15.65 tn
Fuerza de frenado en ancho típico:	0.66 tn

Estructura de hormigón armado	
Esfuerzo estimado del suelo:	40.00 tn/m ²
Peso específico del hormigón:	2.40 tn/m ³
Resistencia típica del hormigón	280.0 kg/cm ²
Fluencia típica del acero de refuerzo	4.200 kg/cm ²
Coefficiente de rozamiento del suelo hormigón (u)	0.60
Coefficiente de rozamiento neopreno hormigón:	0.05
Factor de seguridad al volcamiento:	2.00
Factor de seguridad al deslizamiento:	1.50

Estribo norte

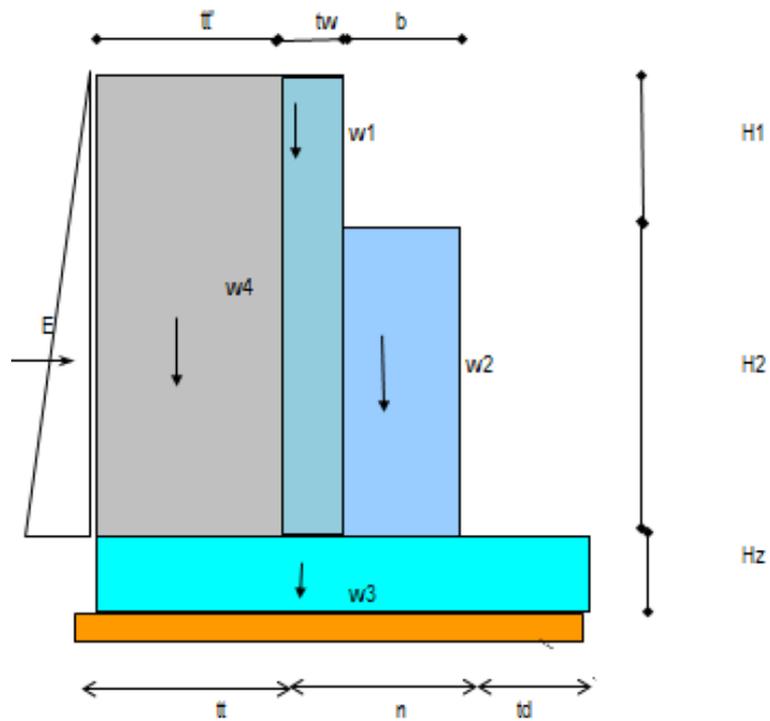


Figura 39. Dimensiones del estribo Fuente: propia
Elaborado por: Patricio Andrade

Datos de la geometría del estribo	
Altura del cabezal (H1) :	2.17
Espesor del cabezal (tw')	0.30
Altura de la pantalla (H2)	3.97
espesor de la pantalla: (b)	0.80
Altura del relleno 1	6.14
ancho del relleno 1 (tt')	2.90
Altura de la zapata: (Hz)	0.80
Ancho del dedo (td)	2.00
Ancho del empotramiento (n)	1.10
Ancho del talón (tt)	2.90
ancho total de la zapata(B)	6.00
Datos del relleno	
coeficiente de presión activa (Ka)	0.27
Peso específico del suelo:	1.80
Altura del relleno para presión activa:	6.14
Angulo de fricción interna:	35
seno del ángulo de fricción	0.57

Revisión al volcamiento

- Las cargas que actúan sobre los estribos, dirección, sentido, magnitud y punto de aplicación.
- Calcular los momentos de volcamiento y resistentes alrededor de un punto adoptado del estribo sobre el cual se calculan dichos momentos.
- Los momentos de volcamiento son aquellos que tienden a volcar el estribo hacia delante, mientras tanto que los momentos resistentes contrarrestan el efecto de volcamiento.
- Calcular el factor de seguridad al volcamiento FS_v ; se obtiene dividiendo la sumatoria de los momentos resistentes ΣM_r entre la sumatoria de los momentos de volcamiento ΣM_v , el factor de seguridad al volcamiento debe ser mayor o igual a 1,5 para suelos granulares y mayor o igual a 2,0 para suelos cohesivos.

$$FS_v = \frac{\sum M_r}{\sum M_v} \geq 1.5 \text{ ó } 2.0$$

$$k_h a = \frac{1 - \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi}$$

$$k_h a = \frac{.430.00}{1.570.00}$$

$$k_h a = 0.27$$

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

$$E_a = 10.35 \text{ T}$$

$$M_{vol} = E_a * \frac{H}{3}$$

$$M_{vol} = 11,70 * \frac{6,14}{3}$$

$$M_{vol} = 21.19 \text{ T.m}$$

Empuje del relleno: E_a	10.35	tn
Momento de volcamiento:	21.19	tn-m

Revisión al deslizamiento

- Determinar las cargas que actúan sobre los estribos, dirección, sentido, magnitud y punto de aplicación.
- Calcular las fuerzas de deslizamiento y resistentes actuantes sobre el estribo. Las fuerzas de deslizamiento son aquellos que tienden a desplazar el estribo hacia delante, en tanto que las fuerzas resistentes contrarrestan el efecto de desplazamiento.
- El factor de seguridad al deslizamiento FS_d se obtiene dividiendo la sumatoria de las cargas que se oponen al deslizamiento ΣFr entre la sumatoria de las cargas que lo provocan ΣFd . Para que el estribo se considere que no desliza, el factor de seguridad al deslizamiento debe ser mayor o igual a 1,5 para suelos granulares y mayor o igual a 2,0 para suelos cohesivos.

$$FS_d = \frac{\sum Fr}{\sum Fv} \geq 1.5 \text{ ó } 2.0$$

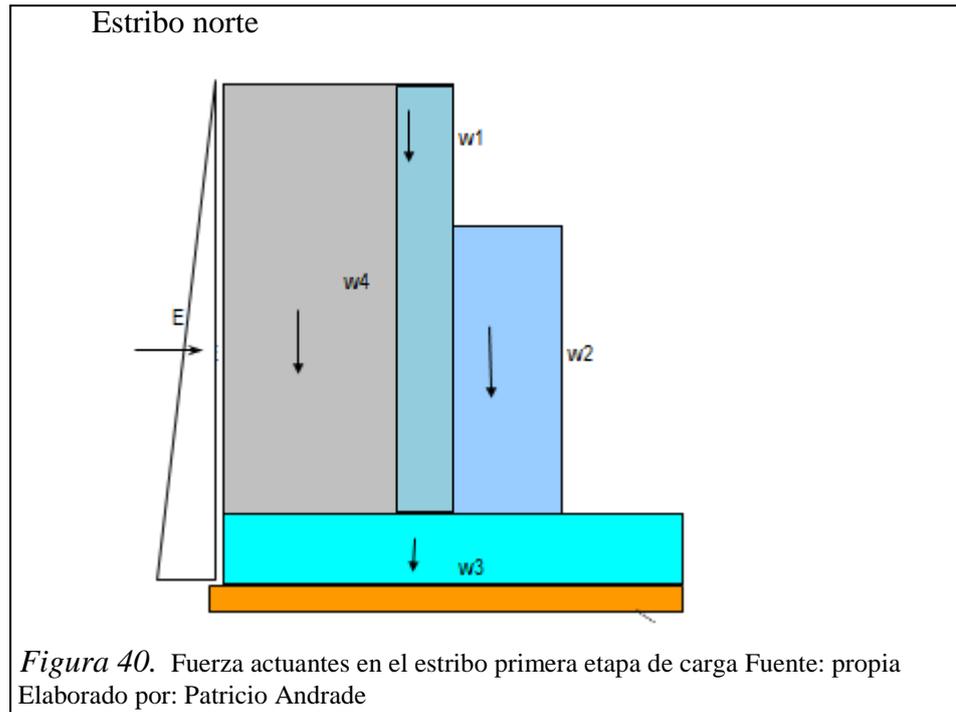
W	Dimensiones			p esp	Fuerza	Bpalanca	Momento
	altura	ancho	espesor				
w1	6.14	1.00	0.30	2.40	4.42	3.25	14.37
w2	3.97	1.00	0.80	2.40	7.62	2.40	18.29
w3	6.00	1.00	0.80	2.40	11.52	3.00	34.56
w4	6.14	1.00	2.90	1.80	32.05	4.55	145.83
					-		-
					-		-
					-		-
				Peso (Pe)	55.61	Me	213.05

1.11.4. Etapas de estado de carga

1.11.4.1. Primera Etapa de carga

Muro de contención típico

En este estado de carga no actúa cargas provenientes de la superestructura. Las cargas que actúan son el peso propio y empuje del relleno.



$$F_{sv} = \frac{213.05}{21.19} = 10.05 > 2$$

$$F_{sd} = \frac{\sum f \cdot W}{\sum FH}$$

$$F_{sd} = \frac{0.60 \cdot 55.61}{10.35} = 3.22 > 2$$

$$M_{rem} = M_e - M_v$$

$$M_{rem} = 213.05 - 21.19 = 191.86 \quad T.m$$

$$x = \frac{M_{rem}}{Pe}$$

$$X = \frac{191.86}{55.61} = 3.45$$

$$e = \left| \frac{B}{2} - x \right|$$

$$e = \frac{6.00}{2} - 3.45 = -0.45 \quad m$$

$$q_{1,2} = \frac{Pe}{BL} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_1 = 5.10 \quad T/m^2$$

$$q_2 = 13.44 \quad T/m^2$$

a) seguridad al volcamiento:		
Momento de volcamiento:	21.19	tn-m
Momento estabilizador:	213.05	tn-m
Factor de seguridad:	10.05	
b) Seguridad al deslizamiento:		
Fuerza de deslizamiento:	10.35	tn
Fuerza de rozamiento:	33.37	tn
Factor de seguridad:	3.22	
c) Esfuerzo del suelo en el nivel de cimentación:		
Posición de la resultante: (X)	3.45	m
Excentricidad de la resultante: e	-0.45	m
Esfuerzo del suelo 1	5.10	tn/m ²
Esfuerzo del suelo 2	13.44	tn/m ²

< 40 tn/m²

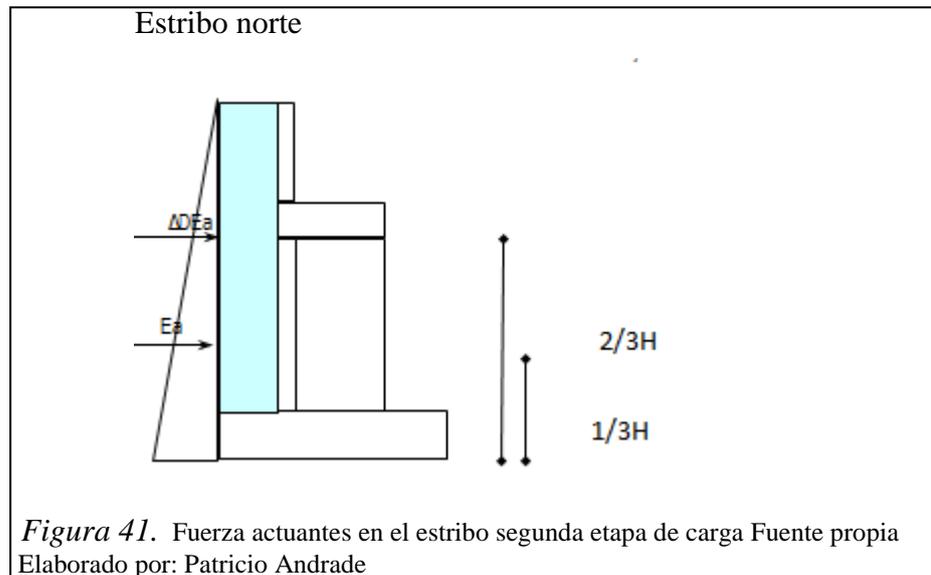
1.11.4.2. Segunda Etapa de carga

Muro de contención típico más la sollicitación de sismo

En esta etapa el estribo se encuentra solicitado por el peso propio, empuje del relleno y la fuerza sísmica.

Establece una condición crítica que se produce cuando el muro está construido y se produce la sección de un mínimo que modifica las condiciones de estabilidad y el esfuerzo en la estructura.

Tratándose de una carga accidental, dentro del proceso del diseño pueden reducirse convencionalmente los factores de rugosidad al volcamiento al deslizamiento y el esfuerzo admisible del suelo puede incrementarse en un 33% si las que este esfuerzo admisible han sido determinados en base a un factor de seguridad de 3. (Torres, 2013, pág. 218)



Se modifica el coeficiente de presión activa del suelo en función del coeficiente de aceleración

Definido para la zona sísmica en que este implantado el proyecto.

En nuestro caso el puente se ubica en la zona IV en donde $A = 0,40g$

La fuerza sísmica se considera actuando a $0,60H$ desde el nivel de la zapata

Pantalla vertical para resistir el relleno

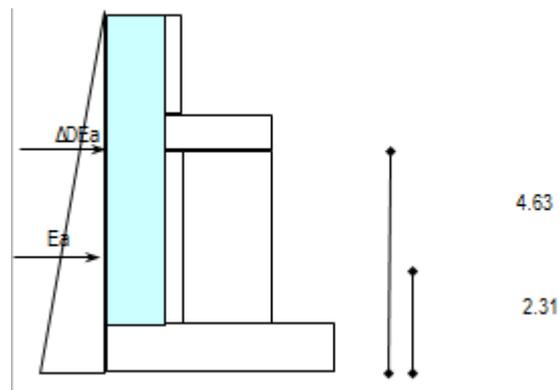
$$\beta = 90 \quad \delta = 17.5.$$

Relleno sin pendiente horizontal contra el muro $\alpha = 0$

ARS = 0.40 Coeficiente de aceleración sísmica
 Y = peso específico del suelo = 1.80 $\phi = 35$ grados
 H = altura de la presión activa = 6.14
 Kas = coeficiente de empuje activo considerando la acción del sismo
 Csh = 0,50 ARS CSh = 0.20 coeficiente sísmico horizontal
 Csv = 0,20 KH CSv = 0.04 coeficiente sísmico vertical

Las fórmulas para el cálculo de la presión por sismo:

$$\theta' = \text{tg}^{-1} \left[\frac{Csh}{1 - Csv} \right]$$



$$Kas = \frac{\text{sen}^2(\phi + \beta - \theta')}{\cos \theta' \text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta - \theta' - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \theta' - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \theta' - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Aplicando la fórmula:

$$\theta' = 11.77$$

$$Kas = 0.39$$

Fuerza sísmica del peso propio del estribo

$$F_{spp} = C_{sh} * W_{pp}$$

W _{pp} =	23.56	T	Peso propio estribo
F _{spp} =	4.71	T	fuerza sísmica peso propio
brazo de palanca=	2.79	m	
M _{spp} =	13.15	Tm	momento sísmico por peso propio

Incremento dinámico de empuje activo

$$\Delta DEa = \left(\frac{1}{2} \gamma * H^2 \right) * (K_{as} - K_a) * (1 - C_{sv})$$

Brazo de palanca

$$z = \left(\frac{2}{3} H \right)$$

$\Delta DEa = 4.83 \text{ T}$

$Z = 4.63 \text{ m}$

Momento por incremento dinámico

$$M_{sis} = \Delta DEa * z$$

$M_{sis} = 22.36 \text{ T.m}$

Empuje total

$E_t = E_a + \Delta DEa + F_{spp}$

$E_t = 19.90 \text{ T}$

Momento de volcamiento

$$M_{\text{volcamiento}} = M_v + M_{\text{sis}} + M_{\text{spp}}$$

$$M_{\text{volcamiento}} = 56.70 \quad \text{Tm}$$

$M_v =$ Momento de volcamiento primera etapa

$M_{\text{sis}} =$ momento del incremento dinámico del empuje activo del suelo

$M_{\text{spp}} =$ momento sísmico del estribo

a) seguridad al volcamiento:		
Momento de volcamiento:	56.70 tn-m	
Momento estabilizador:	213.05 tn-m	
Factor de seguridad:	3.76	OK
b) Seguridad al deslizamiento:		
Fuerza de deslizamiento: E_t	19.90 tn	
Fuerza de rozamiento:	33.37 tn	
Factor de seguridad:	1.68	OK
c) Esfuerzo del suelo en el nivel de cimentación:		
Posición de la resultante:	2.81 m	
Excentricidad de la resultante:	0.19 m	
Esfuerzo del suelo 1	11.02 tn/m ²	< 40 tn/m ²
Esfuerzo del suelo 2	12.52 tn/m ²	

1.11.4.3. Tercera etapa de carga

Considerando el peso de la superestructura

En la tercera etapa actúa el peso de la superestructura es decir peso del tablero, pasamanos, vigas, acabados.

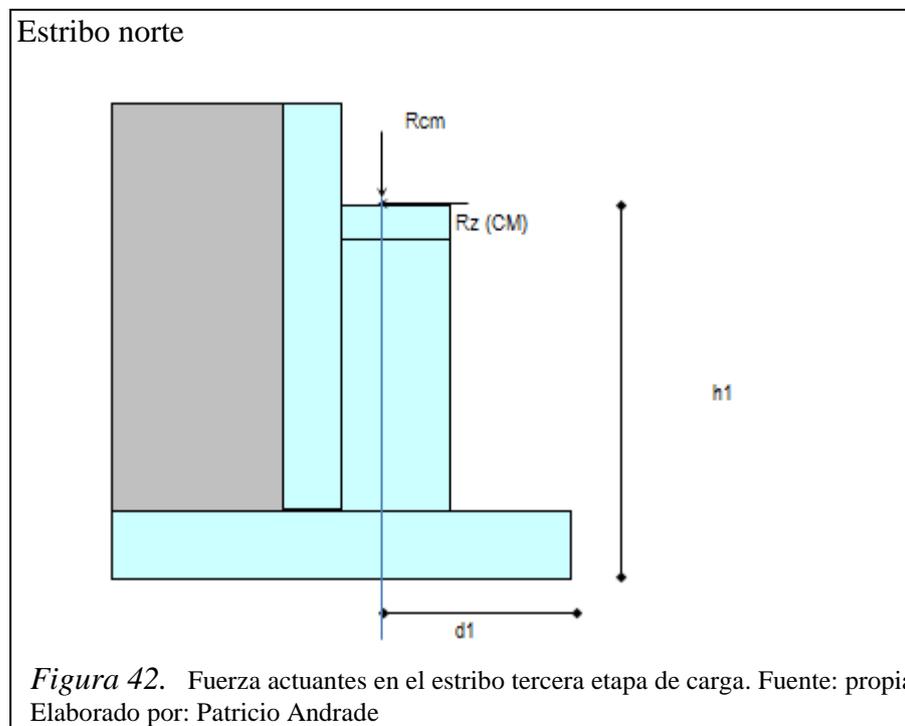
La presencia de la superestructura sobre los estribos determina un cambio significativo en el comportamiento del estribo. La superestructura actúa como una traba que impide el volcamiento y el deslizamiento de la estructura ante la presencia del empuje del relleno. Dentro del proceso esta restricción viene establecida por la fuerza de

rozamiento que produce en el aparato de apoyo debido al peso de la superestructura.

El peso adicional en el estribo produce un incremento significativo en los esfuerzos de suelo ya que no solo que se incrementa el esfuerzo de compresión directo, sino que también la presencia de la superestructura modifica la excentricidad de la resultante del sistema en el suelo de cimentación.

Dentro de esta etapa debe comprobarse el esfuerzo del suelo y las condiciones de estabilidad del elemento estructural que recibe directamente el peso de la superestructura.

El coeficiente de rozamiento en el neopreno y en el hormigón puede ser tomado como $U=0.05$ (Torres, 2013, pág. 218)



$\mu = 0.05$ coef neopreno - horm

Datos geométricos	
h1	4.77
d1	2.70

Datos de la superestructura:	
Rcm	21.49
Rz(cm)	1.07

$Rz = \mu Rcm$

Incremento de la carga vertical:

$$R_t = 77.10 \quad R_{cm} + P_e \quad P_e = \text{peso propio}$$

Incremento del Momento estabilizador

$$\begin{aligned} \Delta Me &= 52.90 \text{ tn-m} \\ Me &= 265.95 \text{ tn-m} \end{aligned} \quad \Delta Me + Me$$

Cálculo excentricidad:

$$\begin{aligned} x &= 3.17 \text{ m} \\ e &= -0.17 \text{ m} \end{aligned}$$

$$x = \frac{M_{rem}}{P_e}$$

$$M_{rem} = Me - M_v$$

Determinación de los esfuerzos en el suelo:

$$\begin{aligned} f_1 &= 12.85 \\ f_2 &= -2.24 \end{aligned}$$

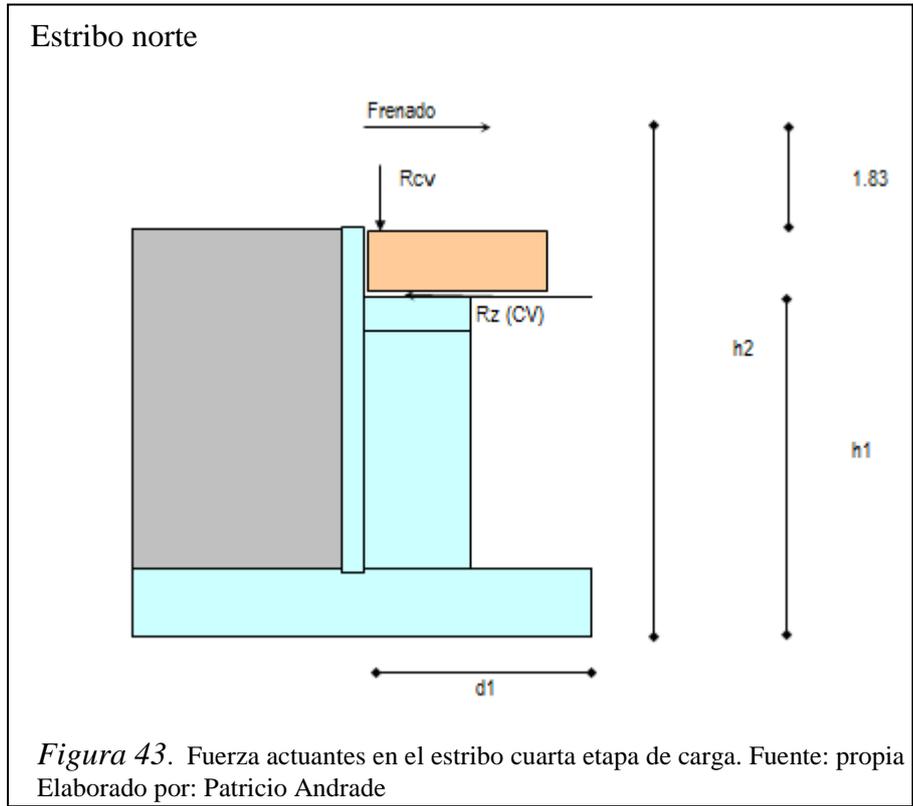
$$q_{1,2} = \frac{P_e}{BL} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

f1 =	10.61	tn/m ²	< 40 tn/m ²
f2 =	15.09	tn/m ²	

1.11.4.4. Cuarta Etapa de carga

Considerando la acción de la carga viva sobre el puente

Cuando el puente se encuentra en servicio el estribo recibe un incremento tanto en el peso que se transmite a través del aparato de apoyo como en las fuerzas horizontales definidos por la presencia de la fuerza de frenado y el rozamiento por el incremento pero en las placas de apoyo como el código establece que la fuerza de frenado debe ser aplicada en la dirección en que se produce el esfuerzo crítico, en el diseño del estribo se acostumbra que la fuerza de frenado tenga la mínima dirección que aquella que tiene el espesor del relleno. De acuerdo con lo establecido por las normas la carga viva no debe considerar el impacto. (Torres, 2013, pág. 220)



$$\mu = 0.05 \quad R_z = \mu R_{cv}$$

Datos de geometría	
h1	4.77
d1	2.70
h2	8.77

Datos de la superestructura		
Rcv =	15.65	tn
Rz (CV)	0.78	tn
Fr =	0.66	tn

Incremento de la Carga vertical

$$R_t = 92.75 \quad \text{tn}$$

Incremento del Momento estabilizador

$$\Delta.Me = 52.90 \quad \text{tn-m}$$

Momento estabilizador total:

$$Me = 318.85 \quad \text{tn-m}$$

Cálculo de posición de la Resultante:

$$x = 3.21 \quad \text{m}$$

Cálculo de la excentricidad:

$$e = -0.21 \quad \text{m}$$

Cálculo de los esfuerzos en el suelo

$$f1 = 15.46$$

$$f2 = -3.23$$

$f1 = 12.23$	tn/m^2
$f2 = 18.69$	tn/m^2

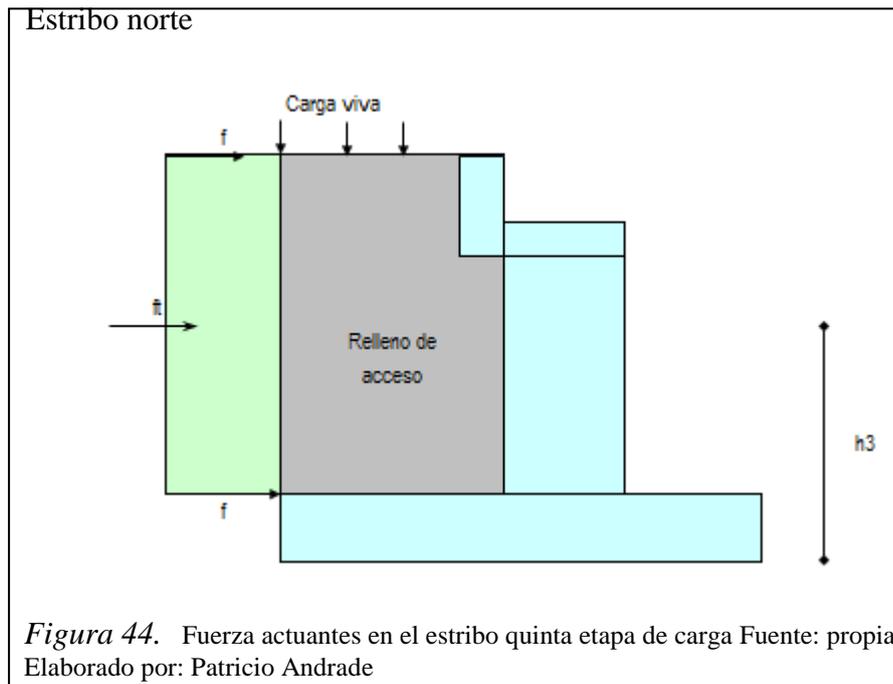
< 40 tn/m²

1.11.4.5. Quinta etapa de carga

Considerando la acción de la carga viva en el relleno

Cuando el vehículo se aproxima al puente actúa sobre el relleno de acero incrementándose de esta forma el peso del relleno en altura activa que determina un incremento en el empuje longitudinal. Para el diseño del estribo la condición crítica se establece al considerar la superestructura sin la presencia del vehículo y la sección a este únicamente en el relleno.

De acuerdo en el código el incremento del empuje del relleno debido a la presencia de la carga viva en un valor contempla que actúa en toda la altura en que ejerce la presión actúa del relleno calculada en base a una altura equivalente de relleno de 0,60 m dentro de esta etapa es crítico la comprobación del esfuerzo en el suelo ya que el incremento al empuje modifica la posición de la resultante del sistema. (Torres, 2013, pág. 218)



Presión uniforme por la sobrecarga:
f = 0.29 tn/m

Presión total:
ft = 1.79 tn

Calculo de h3:
h3 = 3.07

Incremento del momento de volcamiento:
 $\Delta M_v = 5.50$ tn-m

Momento de volcamiento total:
Mv = 26.69 tn-m

Momento estabilizador en la tercera etapa:
Me = 265.95 tn-m

Reacción total en la tercera etapa:
Rt = 77.10 tn

Posición de la resultante:
x = 3.10 m
e = -0.10 m

Calculo de los esfuerzos en el suelo:

f'1 = 12.85
f'2 = -1.32

f1 =	11.53	tn/m ²	< 40 tn/m ²
f2 =	14.18	tn/m ²	

1.11.5. Geometría del estribo norte

Geometría

Ae = 22.40 m	Ancho del estribo:	Nv = 9	Número de vigas
Nr = 3005.00 m	Cota rasante:	Sv = 2.500 m	Separación vigas
Nc = 2998.06 m	Cota cimentación	Pr = 7.270 t	Carga de rueda.
Hs = 2.170 m	Altura de superestructura	fc = 280 kg/cm ²	Hormigón
Pt = 1.00%	Pend. Transversal	Fy = 4.200 kg/cm ²	Acero de refuerzo
Nn = 3000.56	Nivel natural		

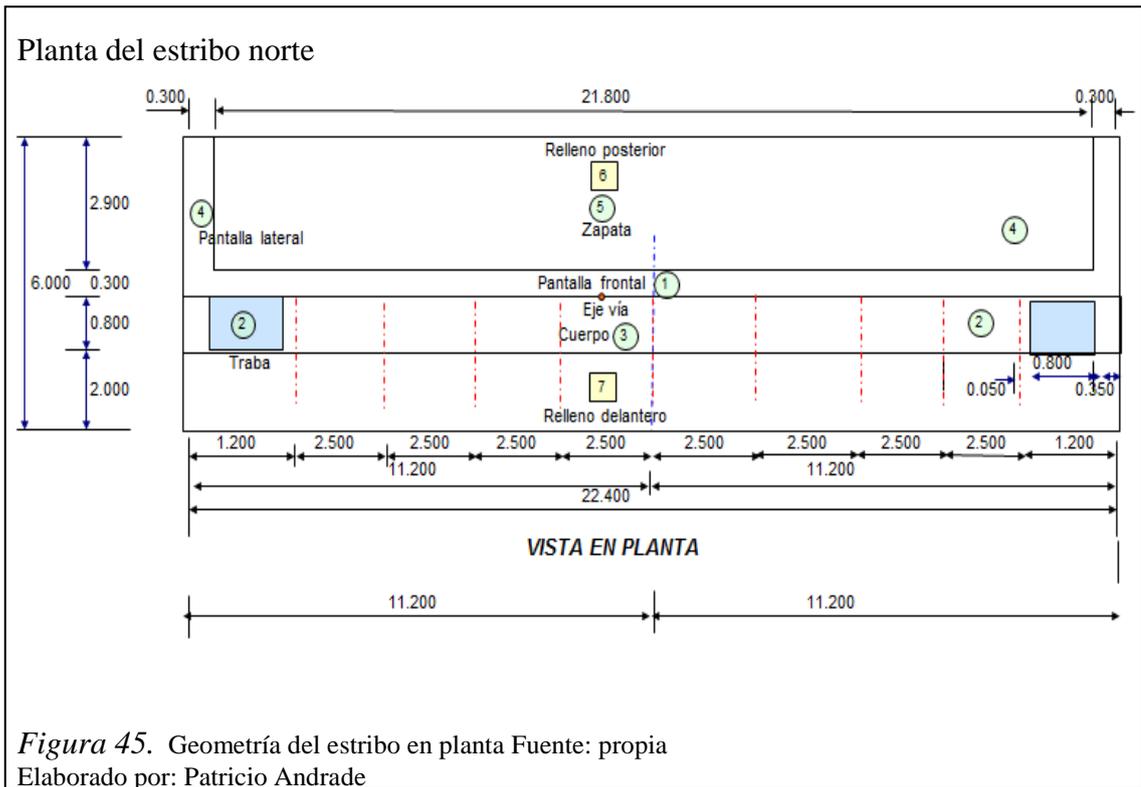


Figura 45. Geometría del estribo en planta Fuente: propia
Elaborado por: Patricio Andrade

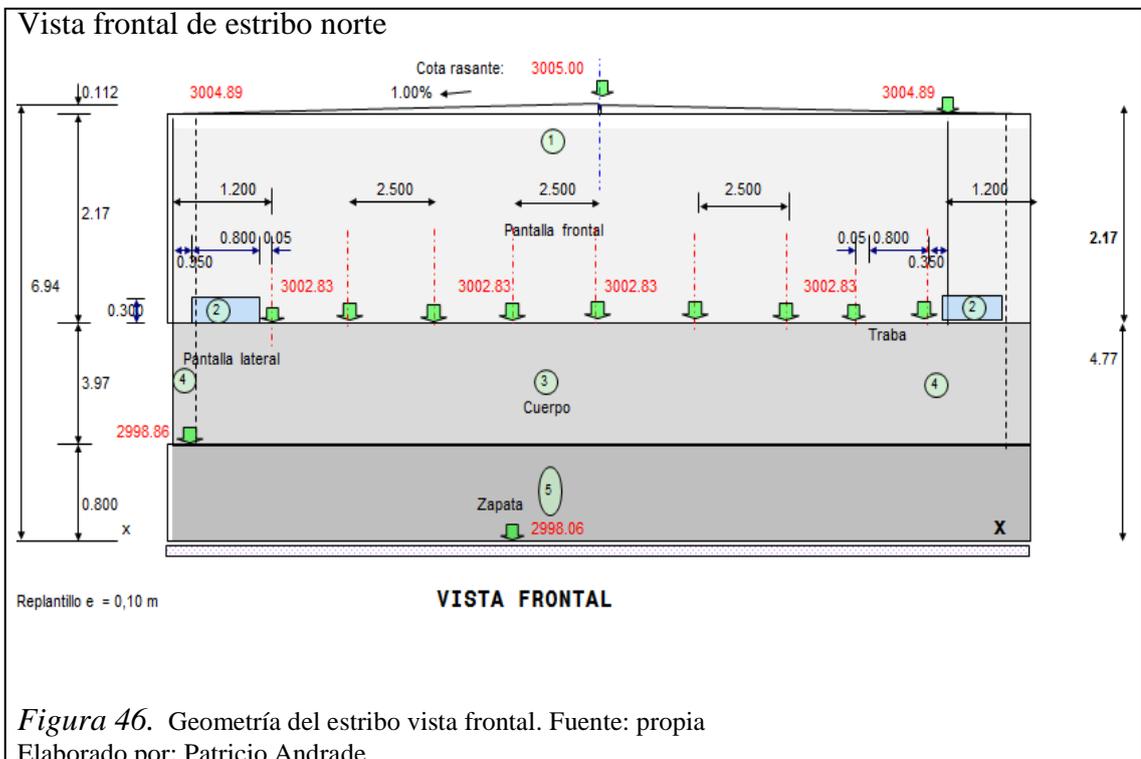
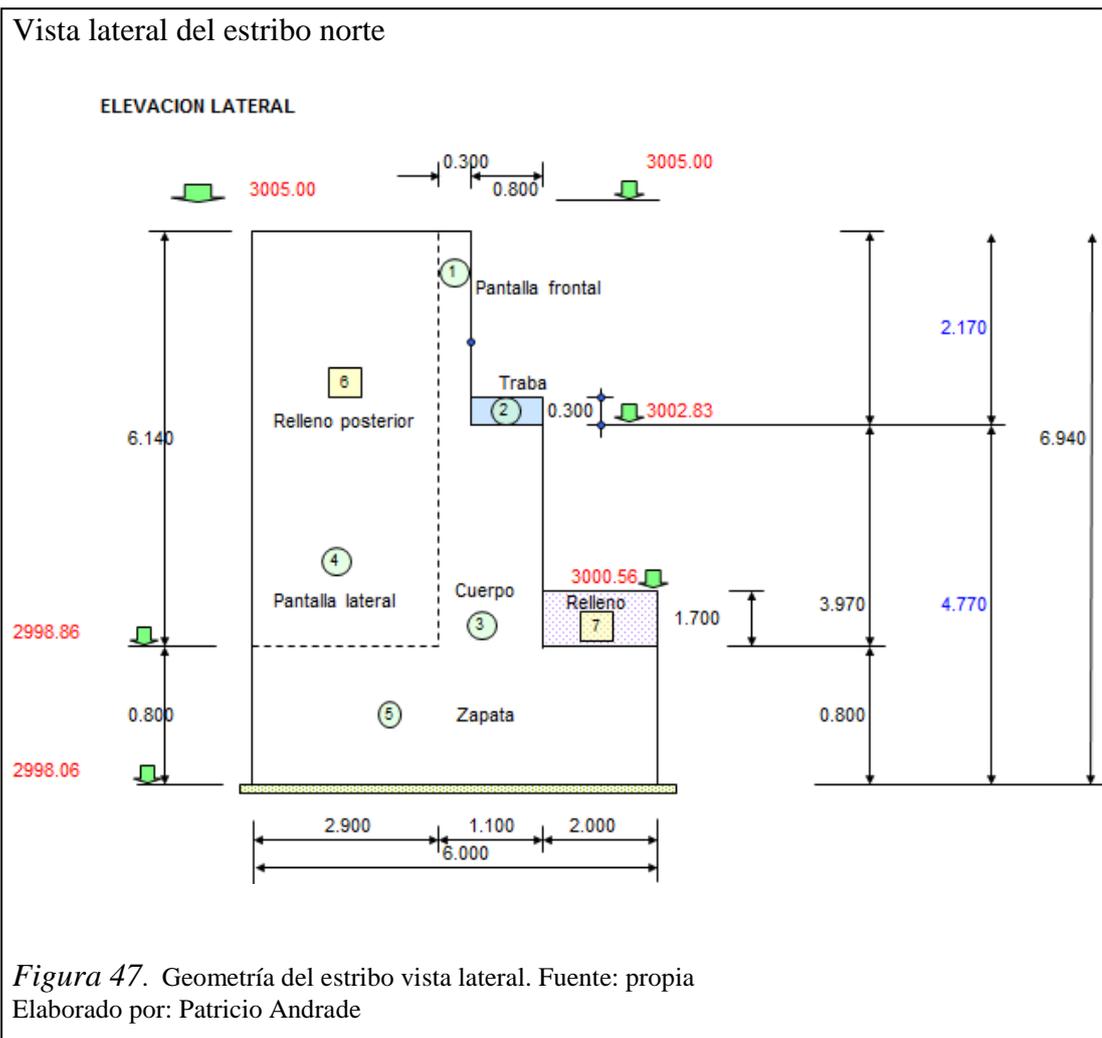


Figura 46. Geometría del estribo vista frontal. Fuente: propia
Elaborado por: Patricio Andrade



1.11.5.1. Cargas

Superestructura

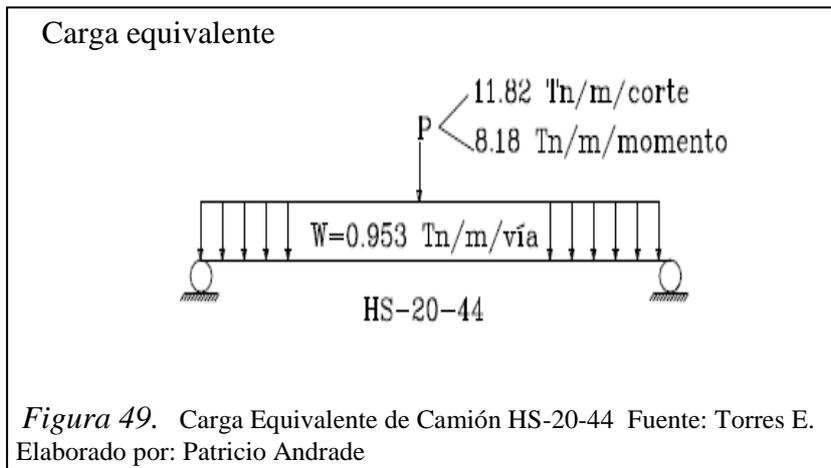
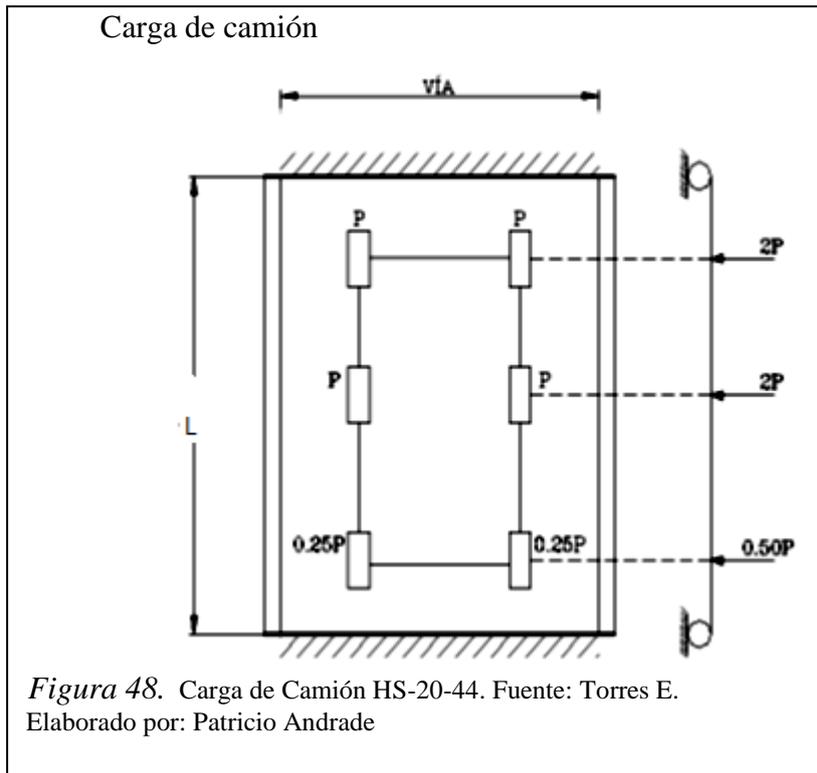
Carga muerta

$R_{cm} = 53.49 \text{ t/viga}$ Reacción de carga muerta .

Carga viva

$L_t = 50.000 \text{ m}$ Longitud total del tramo
 $L_c = 50.00 \text{ m}$ Luz de cálculo

Camión HS-20-44



Pr = 7.270 t Carga de rueda
 Nvías = 4 Número de vías

wcv = 0.953 t/m Carga viva uniforme
 Pc = 11.820 t Carga viva puntual

wcv = 1.19 t/m
 Pc = 14.75 t HS MOP
 Rcv+i = **38.94** t/viga

1.11.6. Diseño de zapata

GRUPO I = $1.30(1*MD+1.67M(L+I)+1.30ME)$ solo existe carga muerta que se transmite al suelo

Ld	=	2.00 m	Longitud del dedo
hz	=	0.80 m	Altura de zapata
hr	=	1.70 m	Altura relleno sobre dedo
az	=	1.00 m	Ancho de zapata
Pd	=	3.84 t	Peso del dedo
Prd	=	6.12 t	Peso relleno sobre dedo
Pd+Prd	=	9.96 t	
ql= σ_{max}	=	18.69 t/m ²	

qd= σ_{aa}	=	16.54 t/m ²
Maa	=	25.98 tm

$$M_{mc} = \frac{la^2}{6} * (2ql + qd) - \text{peso propio dedo} * \text{brazo de}$$

grupo I

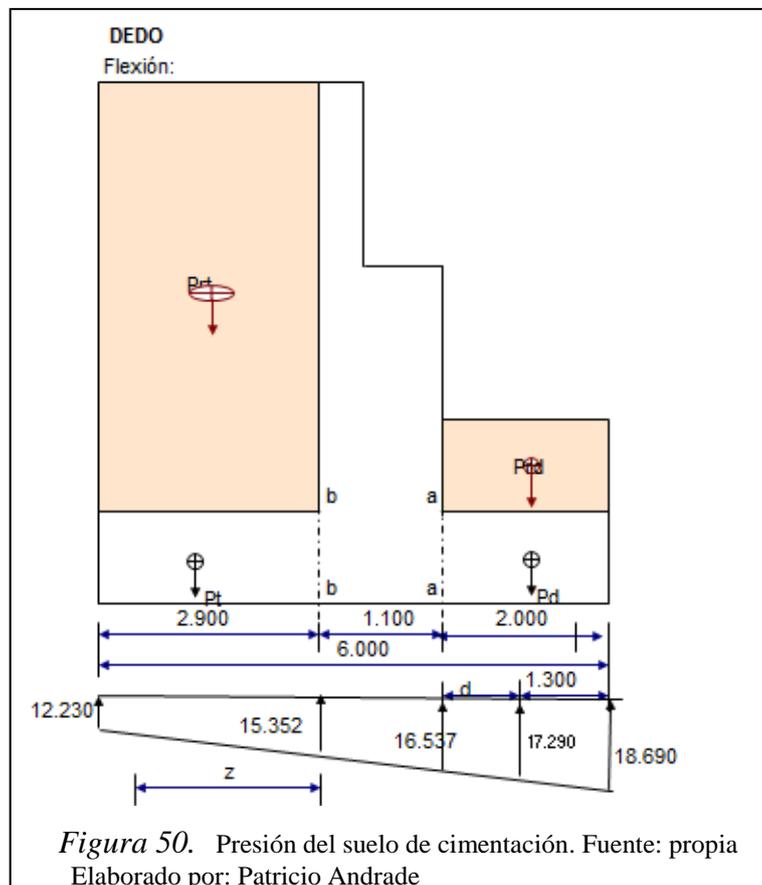
=	1.30
Mu aa	= 33.78 tm

$$\rho = w \frac{fc}{fy} \quad k = \frac{Mu}{\phi * fc * b * d^2}$$

Armadura:

f'c	=	280.00 kg/cm ²
Fy	=	4.200.00 kg/cm ²
b	=	100.00 cm
hz	=	80.00 cm = 0.80
r	=	10.00 cm

d	=	70.00 cm = 0.70 m	$w = \frac{1 + \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$
---	---	-------------------	---



Mu tm	Ascal cm ²	Asmin cm ²
33.78	12.98	23.33

Usamos: 1 $\Phi 28$ mm @0.25m Inferior
1 $\Phi 20$ mm @0.20m longitudinal

$$Vd = \frac{(q_l + q_d)}{2} (La^* - d)$$

Corte: Chequeamos en la sección a una distancia "d" de la cara

Pdc = 2.496 t Peso dedo para corte

Prdc = 3.978 t Peso relleno en dedo, para corte

$$Vd = \frac{18.690}{2} \cdot 17.29 = 1.30 \times 1.00 - 6.47 = 16.91 \text{ t}$$

Vud = 16.96 X 1.30 = 22.05 t

vu = Vu/Φ bd □□ = 0.85

vu = 3.70 kg/cm²

vc = 0,53√f_c = 8.87 kg/cm² > vu

Talón

Flexión:

z = 1.61 m

Rt = 12.39 t

Lt = 2.90 m Longitud talón

hr = 6.14 m Altura relleno

dt = 1.45 m Distancia desde pantalla

Pt = 5.57 t Peso talón

Prt = 32.05 t Peso relleno sobre talón.

Pt+Prt = 37.62 t

Mbb = -47.88 tm Hacia abajo

Mubb = 62.24 tm

f_c = 280.00 kg/cm²

F_y = 4.200.00 kg/cm²

b = 100.00 cm

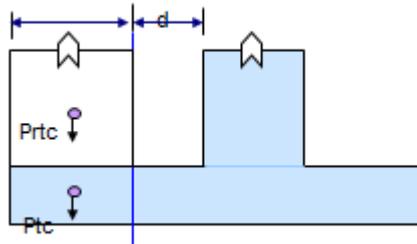
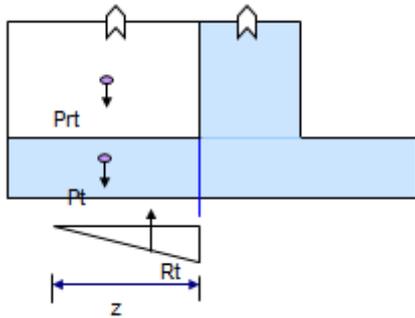
hz = 80.00 cm

r = 10.00 cm

d = 70.00 cm = 0.7 m

Mu tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²
62.62	14.00	24.42

Usamos: 1 $\Phi 28$ mm a 0,25 m
1 $\Phi 20$ mm a 0,20 m

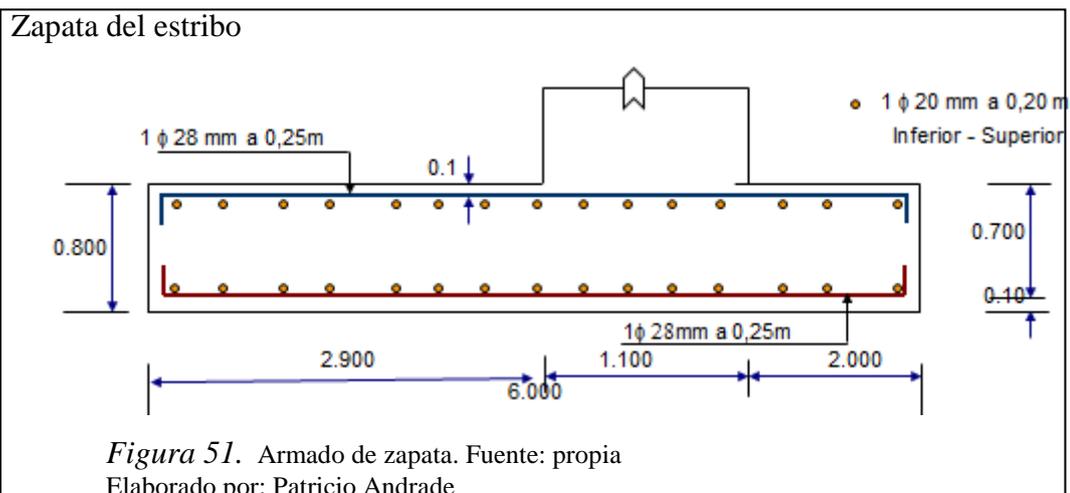


Corte:

Chequeamos a una distancia "d", solo con el peso del talón y relleno

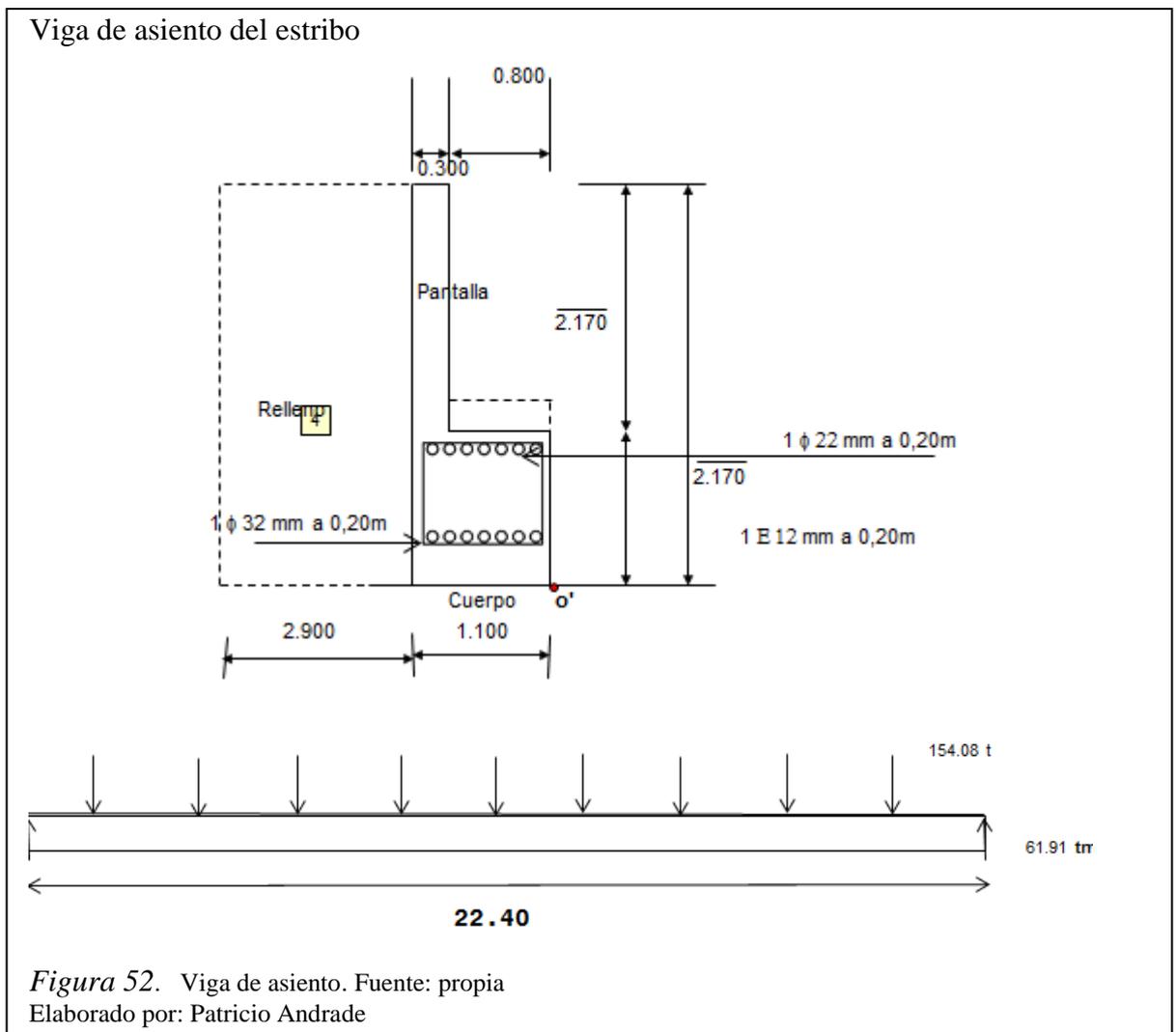
Lt	=	2.90 m	Longitud talón
d	=	0.70 m	Altura efectiva
Ltc	=	2.20 m	Longitud talón para corte
hr	=	6.14 m	Altura del relleno
Prtc	=	24.31 t	Peso relleno talón para corte
Ptc	=	4.22 t	Peso del talón para corte
Vd	=	28.54 t	Cortante en d.
Vud	=	37.10 t	Cortante último
vu	=	6.24 kg/cm ²	

$$vc = 0,53\sqrt{f_c} = 8.87 \text{ kg/cm}^2 > vu$$



1.11.7. Diseño de viga de asiento

af	=	22.40 m	Ancho frontal
RCM=		53.49 t	
RCV=		38.94 t	
GRUPO I=		154.08 t/viga	
Pu=		154.08	carga ultima
qu=		Pu*N°vigas / Lestribo	
qu=		61.91 t/m	carga por metro lineal



Vu=	79.82 t	$\rho b = \left(\frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y}\right) \cdot \left(\frac{6100}{6100 + f_y}\right)$
Mu =	44.54 tm	
$\rho b =$	0.02852	
$\rho = 0.75 \cdot \rho b$	0.02139	
calculo de la altura efectiva		

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\phi * f_c * b * (w - 0,59w^2)}}$$

$\Phi =$	0.90	factor de reducción de resistencia
$f_c =$	280.00	esfuerzo máximo a compresión
$b =$	110.00	ancho de diseño
$w =$	0.32085	índice de refuerzo
$d =$	24.85	altura efectiva
$d_{adopt} =$	47.00 cm	altura efectiva
$h =$	50.00 cm	altura de viga

$$k = \frac{Mu}{\phi * f_c * b * d^2}$$

$Mu =$	44.54	
$\Phi =$	0.90	
$f_c =$	280.00	
$b =$	110.00	
$d =$	47.00	
$k =$	0.0727	coeficiente para cálculo de refuerzo

$$W = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2,36k}}{1,18}$$

$w_1 =$	1.619
$w_2 =$	0.076

$$\rho_{min} = 14 / f_y \quad 0.0033$$

$$\rho = w \frac{f_c}{f_y}$$

$\rho =$	0.005	
$A_s = \rho * b * d$		
$A_s =$	26.25 cm ²	<u>1Φ32@20cm</u>

Acero mínimo

$A_{smin} = \rho * b * d$		
$A_{smin} =$	17.23 cm ²	<u>1Φ22@20cm</u>

Diseño de corte

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d} \quad V_u = \phi V_n$$

$V_u = 79.82 \text{ t}$
 $\Phi = 0.85$
 $f_c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$
 $b = 110.00 \text{ cm}$
 $d = 47.00 \text{ cm}$
 $v_u = 18.16 \text{ kg/cm}^2$
 $V_c = 8.87 \text{ kg/cm}^2$

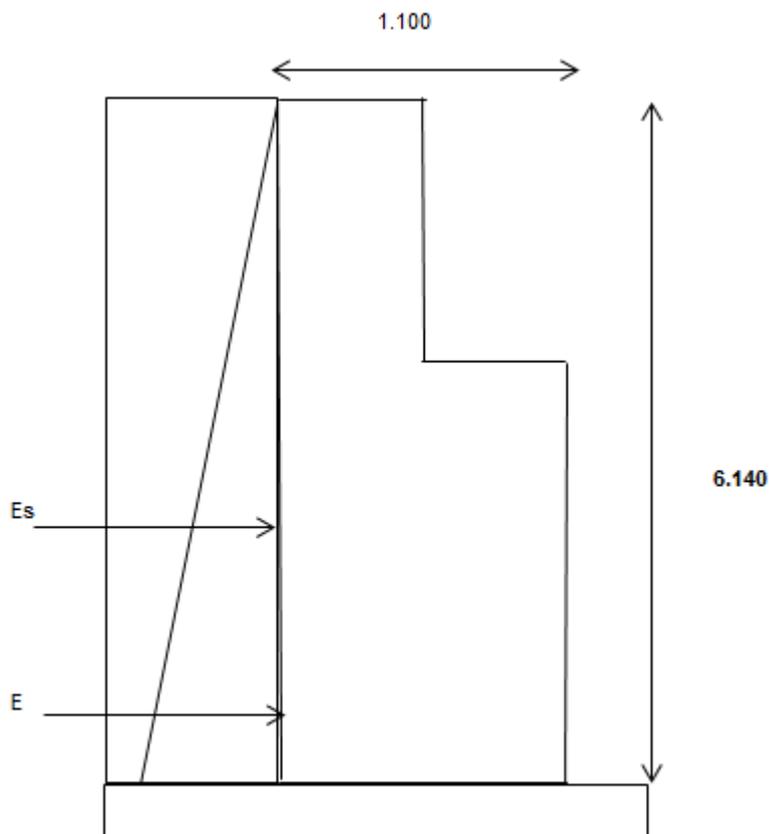
$$V_c = 0,53 * \sqrt{f_c}$$

$V_u > V_n$ requiere estribos

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

$A_v = 2 \text{ fi de } 12 \quad 2.26 \text{ cm} \quad \text{área de acero para estribo}$
 $f_y = 4200$
 $d = 47.00$
 $V_s = V_u - v_c$
 $V_s = 9.30$
 $S = 48.00 \text{ cm} \quad 2 \text{ E de } 12 @ 0.20$

1.11.8. Diseño de pantalla



E= 10.35
 ES= 9.54
 MCM= 21.18 t
 MS= 39.05 t

$$\text{Grupo(I)} = 1.30[1.00*D+1.67*E+1.30*EQ]$$

Mu= 93.53 tm
 r= 8.00 cm

$$k = \frac{Mu}{\varphi * f_c * b * d^2}$$

Φ= 0.90
 fc = 280.00 cm
 b= 100.00 cm
 d= 102.00 cm
 k= 0.036 coeficiente para cálculo de refuerzo

$$W = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$$

w1= 1.658
 w2= 0.036

ρmin= 14/ fy 0.0033

$$\rho = w \frac{f_c}{f_y}$$

ρ= 0.002
 As= ρ*b*d
 As= 24.79 cm²

Asmin = ρ*b*d
 Asimin 34.00 cm² **1Φ32@20cm**

Acero por temperatura

ρ= 0.0018
 Ast= 18.36 cm²

armadura externa = 2/3 Ast= 12.24 cm² **1Φ18@20cm**
 armadura interna = 1/3 Ast= 6.12 cm² **1Φ14@20cm**

Diseño de corte

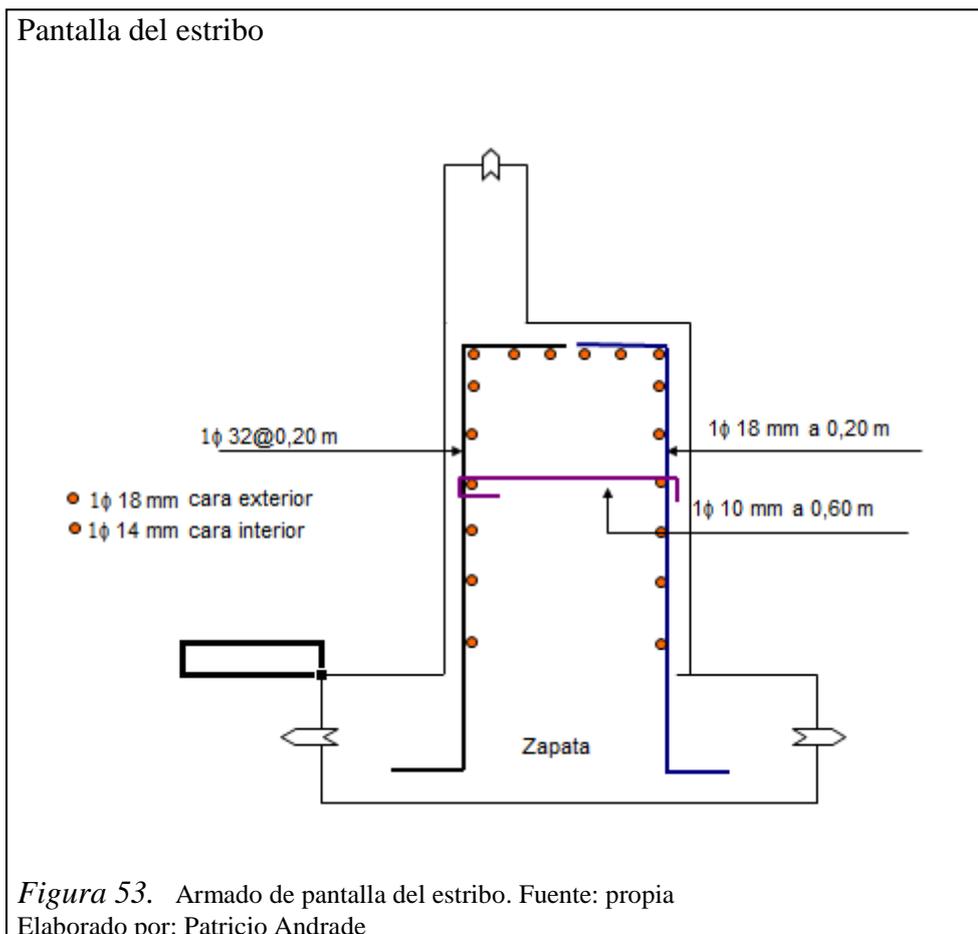
V_u	19.89 t
Φ	0.85
f_c	280.00 kg/cm ²
b	100.00 cm
d	102.00 cm
v_u	2.29 kg/cm ²
V_c	8.87 kg/cm ²

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$V_u = \phi V_n$$

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f_c}$$

$V_u < V_n$ no requiere estribos



1.11.8.1. Diseño de pantalla superior

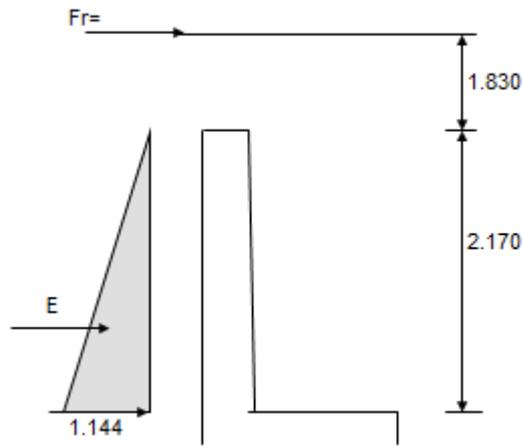
γ_s	=	1.800t/m ³	Peso específico del suelo
K_a	=	0.270	Coefficiente presión activa
h_p	=	2.170m	Altura pantalla promedio

Fr =	0.660t	fuerza de frenado
E =	1.144t	
M cm =	0.828tm	
Mcv=	2.6tm	
Mu=	6.80tm	

Armadura:

f'c =	280kg/cm2	$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2,36k}}{1,18}$
Fy =	4.200kg/cm2	
b =	100.00cm	
h =	30.00cm	
r =	7.50cm	
		$k = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2}$
d =	22.50cm	
Mu =	6.80tm	

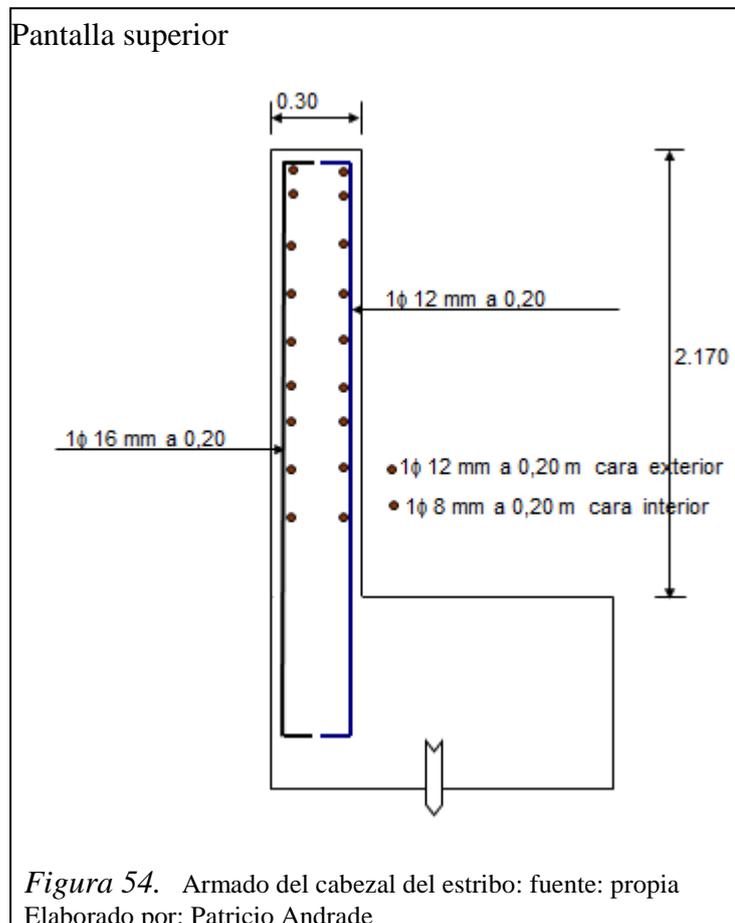
Φ=	0.90	
K=	0.0533	$\rho = w \frac{f'c}{f_y}$
W1=	1.640	
W2=	0.055	
ρ=	0.0037	
As=	8.27cm2	As= ρ*b*d



Mu Tm.	Asmin cm ²	Ascal cm ²
6.80	7.50	8.27

$\rho = 0.0018$
 $A_{st} = 4.05 \text{ cm}^2$

armadura externa = $\frac{2}{3} A_{st} = 2.70 \text{ cm}^2$ **1Φ12@20cm**
 armadura interna = $\frac{1}{3} A_{st} = 1.35 \text{ cm}^2$ **1Φ8@20cm**



Diseño de corte

$$vu = \frac{Vu}{\phi * b * d}$$

$$Vu = \phi Vn$$

Vu	1.80 t
Φ=	0.85
fc =	280.00 kg/cm2
b=	100.00 cm
d=	27.00 cm

$$Vc = 0,53 * \sqrt{fc}$$

Vc=	8.87 kg/cm2
vu=	0.79 kg/cm2

esfuerzo unitario resistente del hormigón simple

esfuerzo unitario de corte último

no requiere estribos

$$vu < vc$$

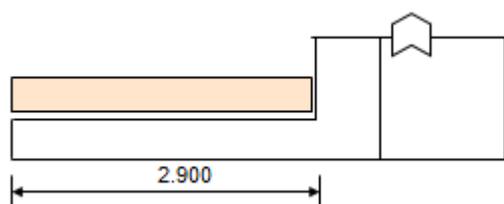
1.11.9. Diseño muro de ala

Los estribos tienen los muros de ala para confinamiento del relleno de acceso empotrado en el talón de la zapata.

E=	10.35 m	empuje relleno
ES=	9.57 m	
MCM=	21.18 t/m2	
MS=	39.17 tm	
L=	2.90 m	Longitud voladizo

$$\text{Grupo VII} = 1.00 * (1.00 * D + 1.00 * E + 1.00 * EQ)$$

$$Mu = 60.36 \quad \text{tm}$$



Armadura

fc	=	280 kg/cm2
Fy	=	4.200 kg/cm2
b	=	100.00 cm
h	=	50.00 cm
r	=	5.00 cm
d	=	45.00 cm

$$k = \frac{Mu}{\phi * fc * b * d^2}$$

$$Mu = 86.72 \quad \text{tm}$$

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2,36k}}{1,18}$$

$$\rho = w \frac{f_c}{f_y} \quad A_s = \rho * b * d$$

$\Phi = 0.90$
 $K = 0.1699$
 $W1 = 1.503$
 $W2 = 0.192$
 $\rho = 0.0128$
 $A_s = 57.48 \text{ cm}^2$

Mu Tm.	Asmin cm2	Ascal cm2
86.72	15.00	57.48

1Φ32@20cm cara contacto con el suelo mas
 1 Φ 32 cada 20 cms hasta H/2

$\rho = 0.0018$
 $A_{st} = 8.10 \text{ cm}^2$

armadura externa = 2/3 Ast = 5.40 cm2 **1Φ14@20cm**
 armadura interna = 1/3 Ast = 2.70 cm2 **1Φ10@20cm**

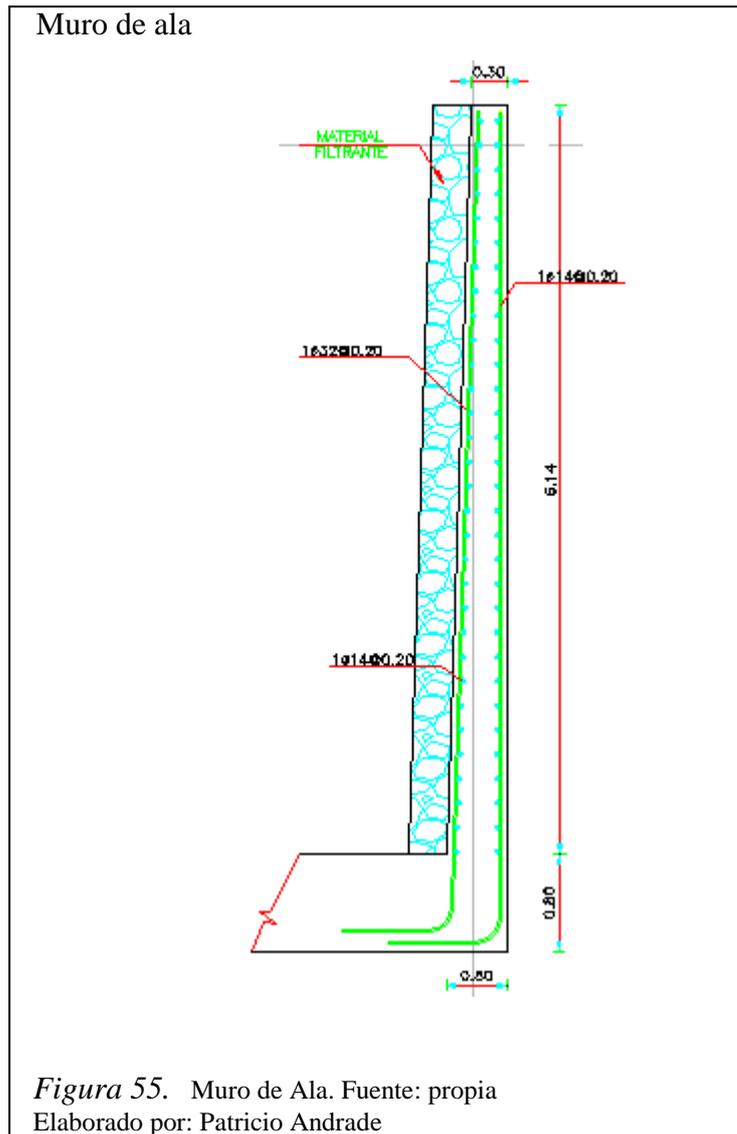
Diseño de corte

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d} \quad V_u = \phi V_n$$

$V_u = 19.92 \text{ t}$
 $\Phi = 0.85$
 $f_c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$
 $b = 100.00 \text{ cm}$
 $d = 45.00 \text{ cm}$
 $V_c = 8.87 \text{ kg/cm}^2$
 $v_u = 5.21 \text{ kg/cm}^2$

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f_c}$$

$v_u < v_c$ esfuerzo unitario resistente del hormigón simple
 esfuerzo unitario de corte último
no requiere estribos



1.11.10. Diseño traba antisísmica

Se debe tener una separación entre los topes y la superestructura igual al desplazamiento sísmico transversal, más 5 cm

$$EQ_{min} = A \cdot R_{cm}$$

EQ = Fuerza sísmica que soporta la traba

A = Coeficiente de aceleración sísmica = 0.40

R_{cm} = carga muerta Ton/Viga = 43.49 Ton/viga

$$EQ_{min} = 21.40 \text{ ton/traba}$$

La fuerza sísmica debe ser afectada por el coeficiente de modificación de respuesta sísmica (R) para obtener una fuerza sísmica modificada (EQM)

$$EQM = EQ/R$$

R = Coeficiente de modificación de respuesta sísmica que se lo obtiene en función del elemento del puente (conexiones y empates de superestructura con estribos) y es igual 0.8

$$EQM = V$$

$$EQM = 26.75 \text{ Ton}$$

El armado del anclaje se calcula

$$A_v = \frac{V}{f_s * \mu}$$

A_v = Armadura de anclaje

V = Fuerza cortante

F_s = Esfuerzo de trabajo del acero = $0.4 * f_y = 1680 \text{ kg/cm}^2$

μ = Coeficiente de rozamiento entre hormigón – hormigón = 1.0

$$A_v = 15.92 \text{ cm}^2 \quad \underline{\underline{4\Phi 22 \text{ mm}}}$$

La longitud básica de desarrollo a tensión es:

$$l_{db} = \frac{0.02 A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.06 d_b f_y$$

A_b = área de barra 380.10 mm²

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 =$ 412.00 Mpa

$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2 =$ 27.46 Mpa

d_b = diámetro de barra 22.00 mm

$l_{db} =$ 597.69

543.84

entonces 597.69 > 543.84

Longitud de desarrollo = 597.69 mm

59.77 cm = 60 cm

Traba sísmica

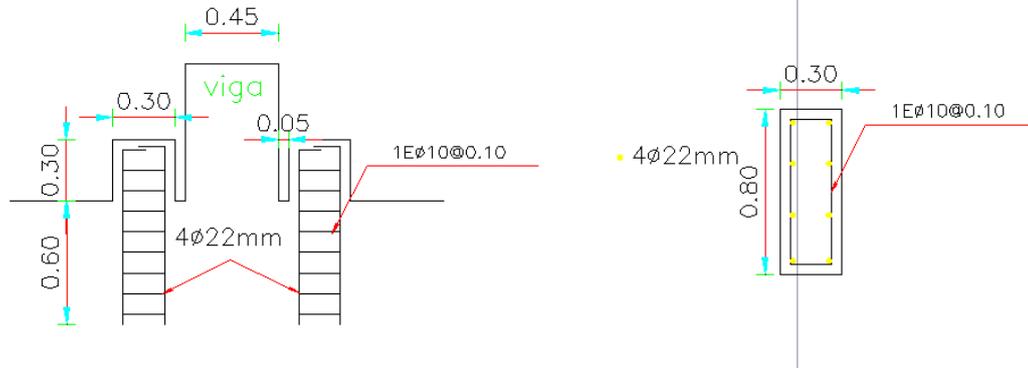


Figura 56. Trabas sísmicas. Fuente: propia
Elaborado por: Patricio Andrade

1.11.11. Predimensionamiento estribo sur

Consideraciones de diseño

DATOS

L =	50.00 m	Longitud del puente
H =	9.94 m	Altura del estribo
H _z =	1.00 m	Altura de Zapata
H ₁ =	2.17	Altura de cabezal
γ _s =	1.80 Ton/m ³	
Ø =	35 °	ángulo de fricción

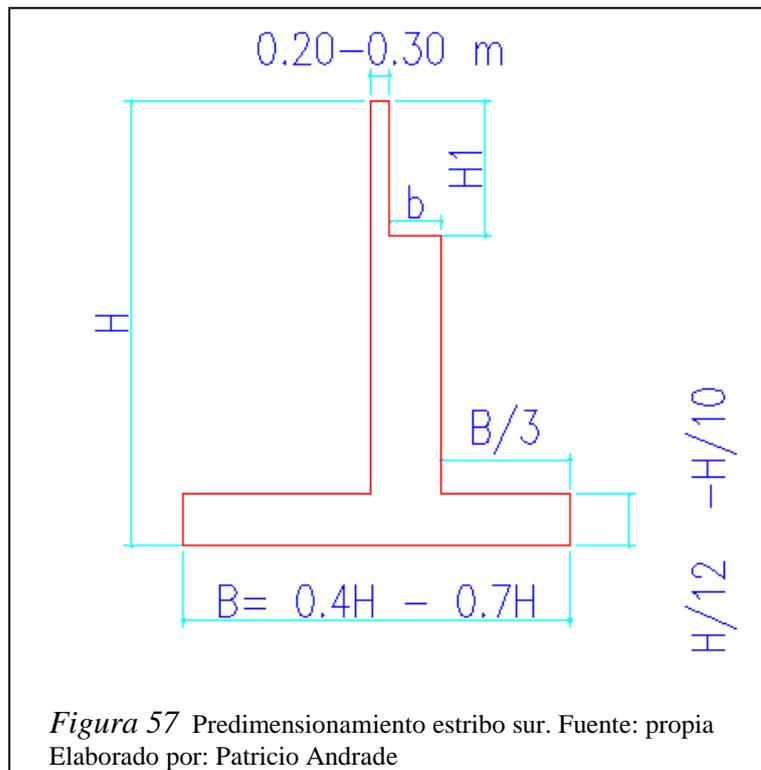


Figura 57 Predimensionamiento estribo sur. Fuente: propia
Elaborado por: Patricio Andrade

$$N = (305 + 2,5 * L + 10 * H)(1 + 0,000125 * S^2)$$

$L =$ Luz del puente

$H =$ Altura de los apoyos intermedios (pilas);

$S =$ Angulo de esviaje para un puente recto

$$N = (305 + 2,5 * 50 + 10 * 0)(1 + 0,000125 * 0^2)$$

$$N = 430 \text{ mm} \qquad 0,43 \text{ m}$$

Altura de zapata

$$H_z = \frac{H}{10} \text{ o } \frac{H}{12},$$

$$H_z = \frac{H}{10}$$

$$H_z = 0,994 \qquad \text{ADOPTADO} = 1 \text{ m}$$

Altura de pantalla

$$H_2 = H - H_z - H_1,$$

$H_2 =$ Altura de la pantalla del estribo

$H =$ Altura del estribo

$H_z =$ Altura de la zapata del estribo;

$H_1 =$ Altura del cabezal del estribo.

$$H_2 = 6,77 \text{ m}$$

Ancho de superficie de asiento de vigas

$j = 0,10 \text{ m} =$ Ancho mínimo de la junta de dilatación.

$$b = N + j,$$

$$b = 0.53 \text{ m}$$

$$b = 0.80 \text{ m} \quad \text{ADOPTADO}$$

Ancho de zapata

$$B = 0,40H \text{ y } 0,70H ,$$

$$B = 0,70 * H$$

$$B = 6.96 \text{ m}$$

$$B = 7.00 \text{ M} \quad \text{ADOPTADO}$$

Ancho del dedo

$$td = \frac{B}{3} ,$$

$$td = 2.33 \text{ m} \quad 2.40$$

Ancho del talón

$$tt = B - td - tbw - b ,$$

$$tt = 3.37 \text{ m} \quad 3.50$$

Parámetros de cálculo:

Reacción de carga muerta en el ancho típico:	21.49 tn
Reacción de carga viva en el ancho típico:	15.65 tn
Fuerza de frenado en ancho típico:	0.66 tn
Estructura de hormigón armado	
Esfuerzo estimado del suelo:	40.00 tn/m ²
Peso específico del hormigón:	2.40 tn/m ³
Resistencia típica del hormigón	280.0 kg/cm ²
Fluencia típica del acero de refuerzo	4.200 kg/cm ²
Coefficiente de rozamiento del suelo hormigón (u)	0.60
Coefficiente de rozamiento neopreno hormigón:	0.05
Factor de seguridad al volcamiento:	2.00
Factor de seguridad al deslizamiento:	1.50

Estribo sur

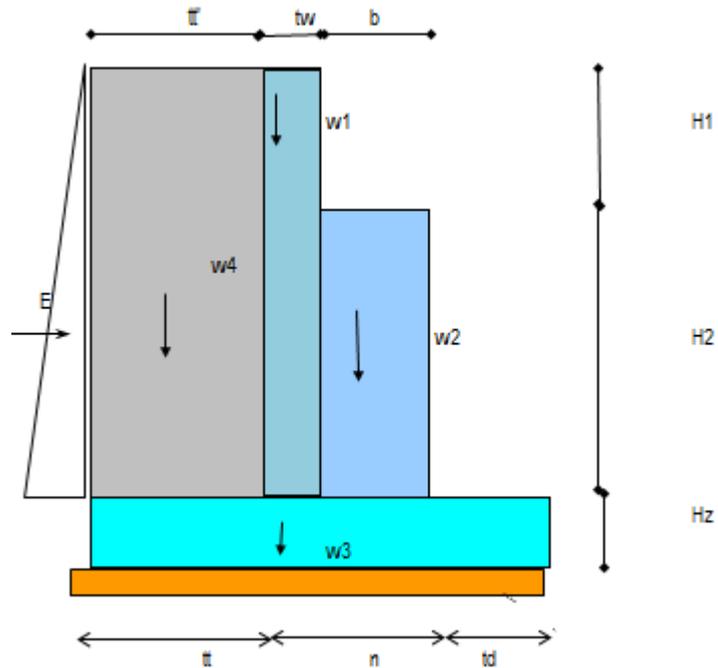


Figura 58. Dimensiones Estribo sur. Fuente: propia
Elaborado por: Patricio Andrade

Datos de la geometría del estribo	
Altura del cabezal (H1) :	2.17
Espesor del cabezal (tw')	0.30
Altura de la pantalla (H2)	6.77
espesor de la pantalla: (b)	0.80
Altura del relleno 1	8.94
ancho del relleno 1 (tt')	3.50
Altura de la zapata: (Hz)	1.00
Ancho del dedo (td)	2.40
Ancho del empotramiento (n)	1.10
Ancho del talón (tt)	3.50
ancho total de la zapata(B)	7.00
DATOS DEL RELLENO	
coeficiente de presión activa (Ka)	0.27
Peso específico del suelo:	1.80
Altura del relleno para presión activa:	8.94
Angulo de fricción interna:	35
seno del ángulo de fricción	0.57

Calculo del momento de volcamiento:

$$kha = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi}$$

$$kha = \frac{.430.00}{1.570.00}$$

$$kha = 0.27$$

$$Ea = \frac{1}{2}ka * \gamma * H^2$$

$$Ea = \frac{1}{2} * 0,27 * 1,80 * 8,94^2$$

$$Ea = 21.59 \text{ T}$$

$$Mvol = Ea * \frac{H}{3}$$

$$Mvol = 11,70 * \frac{8,94}{3}$$

$$Mvol = 64.35^3 \text{ T.m}$$

Empuje del relleno: Ea	21.59	tn
Momento de volcamiento:	64.35	tn-m

Calculo del momento estabilizador:

W	Dimensiones				p esp	Fuerza	Bpalanca	Momento
	altura	ancho	espesor					
w1	8.94	1.00	0.30		2.40	6.44	3.65	23.49
w2	6.77	1.00	0.80		2.40	13.00	2.80	36.40
w3	7.00	1.00	1.00		2.40	16.80	3.50	58.80
w4	8.94	1.00	3.50		1.80	56.32	5.25	295.69
						-		-
						-		-
						-		-
					Peso (Pe)	92.56	Me	414.38

1.11.12. Diseño estribo sur

1.11.12.1. Primera etapa de carga

Muro de contención típico

$$FSv = \frac{\sum Me}{\sum Mv} \geq 1,562,0$$

$$Fsv = \frac{414.38}{64.35} = 2$$

$$FSd = \frac{\sum f. W}{\sum FH}$$

$$Fsd = \frac{0.60 \cdot 92.56}{21.59} > 2$$

$$Mrem = Me - Mv$$

$$Mrem = 414.38 - 350.03 = 64.35 \text{ T.m}$$

$$x = \frac{Mrem}{Pe}$$

$$X = \frac{350.03.}{92.56} =$$

$$e = \left| \frac{B}{2} - x \right|$$

$$e = \frac{7.00}{2} = 3.78 \quad \text{m}$$

$$q_{1,2} = \frac{Pe}{BL} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_1 = 10.03 \quad \text{T/m}^2$$

$$q_2 = 16.42 \quad \text{T/m}^2$$

a) seguridad al volcamiento:			
Momento de volcamiento:	64.35	tn-m	
Momento estabilizador:	414.38	tn-m	
Factor de seguridad:	6.44		
b) Seguridad al deslizamiento:			
Fuerza de deslizamiento:	21.59	tn	
Fuerza de rozamiento:	55.53	tn	
Factor de seguridad:	2.57		
Posición de la resultante: (X)	3.78	m	
Excentricidad de la resultante: e	-0.28	m	
Esfuerzo del suelo 1	10.03	tn/m ²	< 40 tn/m ²
Esfuerzo del suelo 2	16.42	tn/m ²	

1.11.12.2. Segunda etapa de carga

Muro de contención típico más la sollicitación de sismo

Método de Mononobe Okabe

Se modifica el coeficiente de presión activa del suelo en función del coeficiente de aceleración definido para la zona sísmica en que este

implantado el proyecto.

En nuestro caso el puente se ubica en la zona IV en donde $A = 0,40g$

La fuerza sísmica se considera actuando a $0,60H$ desde el nivel de la zapata

Pantalla vertical para resistir el

relleno $\beta = 90$ $\delta = 17.5$.

Relleno sin pendiente horizontal contra el muro $\alpha = 0$

ARS = 0.40 Coeficiente de aceleración sísmica
 $Y =$ peso específico del suelo = 1.80 $\phi = 35$ grados
 $H =$ altura de la presión activa = 8.94
 $K_{as} =$ coeficiente de empuje activo considerando la acción del sismo
 $C_{sh} = 0,50$ ARS $C_{Sh} = 0.20$ coeficiente sísmico horizontal
 $C_{sv} = 0,20$ KH $C_{Sv} = 0.04$ coeficiente sísmico vertical

Las fórmulas para el cálculo de la presión por sismo:

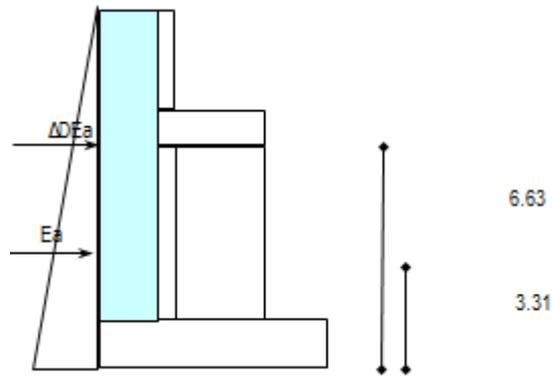
$$\theta' = \text{tg}^{-1} \left[\frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}} \right]$$

$$K_{as} = \frac{\text{sen}^2(\phi + \beta - \theta')}{\cos \theta' \text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta - \theta' - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \theta' - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \theta' - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Aplicando la fórmula:

$$\theta' = 11.77$$

$$K_{as} = 0.39$$



Fuerza sísmica del peso propio del estribo

$$F_{spp} = C_{sh} * W_{pp}$$

W _{pp} =	36.24	T	Peso propio estribo
F _{spp} =	7.25	T	fuerza sísmica peso propio
brazo de palanca=	2.79	m	
M _{spp} =	20.22	Tm	momento sísmico por peso propio

Incremento dinámico de empuje activo

$$\Delta DEa = \left(\frac{1}{2} \gamma * H^2 \right) * (K_{as} - K_a) * (1 - C_{sv})$$

Brazo de palanca

$$z = \left(\frac{2}{3} H \right)$$

ΔDEa=	9.91	T
Z =	6.63	m

Momento por incremento dinámico

$$M_{sis} = \Delta DEa * z$$

M _{sis} =	65.69	T.m
--------------------	-------	-----

Empuje total

E _t =	E _a + ΔDEa + F _{spp}
E _t =	38.75 T

Momento de volcamiento

$$M_{\text{volcamiento}} = M_v + M_{\text{sis}} + M_{\text{sp}} = 150.25 \text{ Tm}$$

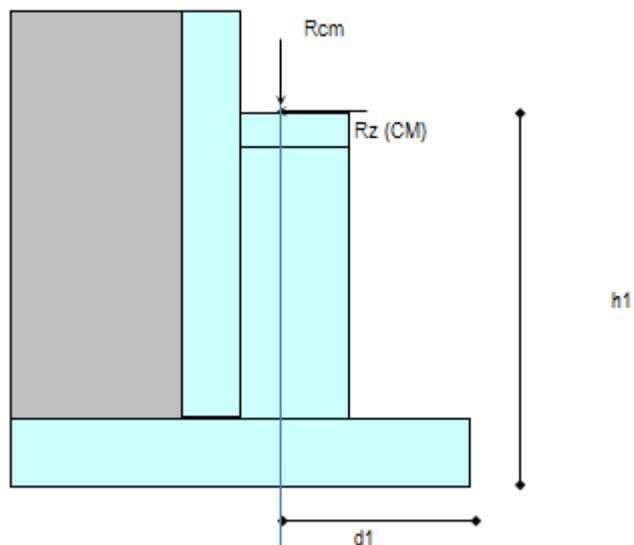
a) seguridad al volcamiento:			
Momento de volcamiento:	150.25	tn-m	
Momento estabilizador:	414.38	tn-m	
Factor de seguridad:	2.76		OK
b) Seguridad al deslizamiento:			
Fuerza de deslizamiento: E_t	38.75	tn	
Fuerza de rozamiento:	55.53	tn	
Factor de seguridad:	1.43		OK
c) Esfuerzo del suelo en el nivel de cimentación:			
Posición de la resultante:	2.85	m	
Excentricidad de la resultante:	0.65	m	
Esfuerzo del suelo 1	20.55	tn/m ²	<40 tn/m ²
Esfuerzo del suelo 2	10.90	tn/m ²	

1.11.12.3. Tercera etapa de carga

Considerando el peso de la superestructura.

Consideramos apoyos de neopreno:

$$\mu = 0.05 \quad \text{Cof neo-hor}$$



Datos geométricos	
h1	7.77
d1	3.10

Datos de la superestructura:	
Rcm	21.49
Rz(cm)	1.07

$$Rz = \mu Rcm$$

Incremento de la carga vertical:

$$Rt = 114.05 \quad Rcm + Pe$$

Pe= peso propio

Incremento del Momento estabilizador

$$\Delta Me = 58.27 \quad \text{tn-m}$$

$$Me = 472.65 \quad \text{tn-m} \quad \Delta Me + Me$$

Cálculo excentricidad:

$$x = 3.58 \quad \text{m}$$

$$e = -0.08 \quad \text{m}$$

$$x = \frac{Mrem}{Pe}$$

$$Mrem = Me - Mv$$

Determinación de los esfuerzos en el suelo:

$$f1 = 16.56$$

$$f2 = -0.94$$

$$q_{1,2} = \frac{Pe}{BL} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

f1 =	15.17	tn/m2	< 40 tn/m2
f2 =	17.41	tn/m2	

1.11.12.4. Cuarta etapa de carga

Considerando la acción de la carga viva sobre el puente:

Consideramos apoyos de neopreno: $\mu = 0.05$ $R_z = \mu R_{cv}$

Datos de geometría	
h1	7.77
d1	3.10
h2	11.77

Datos de la superestructura		
Rcv =	15.65	tn
Rz (CV)	0.78	tn
Fr =	0.66	tn

Incremento de la Carga verticalL

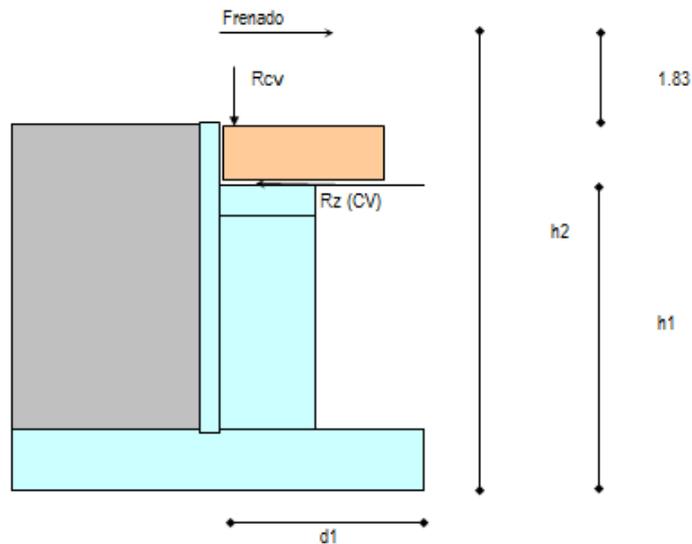
Rt 129.70 tn

Incremento del Momento estabilizador

$\Delta.Me = 58.27$ tn-m

Momento estabilizador total:

Me = 530.92 tn-m



Cálculo de posición de la Resultante:

$$x = 3.60 \text{ m}$$

Cálculo de la excentricidad:

$$e = 0.10 \text{ m}$$

Cálculo de los esfuerzos en el suelo

$$f1 = 18.53$$

$$f2 = -1.55$$

$$f1 = 16.98 \text{ tn/m}^2$$

$$f2 = 20.07 \text{ tn/m}^2$$

< 40 tn/m² OK

1.11.12.5. Quinta etapa de carga

Considerando la acción de la carga viva en el relleno (puente en servicio)

Presión uniforme por la sobrecarga:

$$f = 0.29 \text{ tn/m}$$

Presión total:

$$f_t = 2.61 \text{ tn}$$

Calculo de h₃:

$$h_3 = 4.47$$

Incremento del momento de volcamiento:

$$\Delta M_v = 11.65 \text{ tn-m}$$

Momento de volcamiento total:

$$M_v = 76.00 \text{ tn-m}$$

Momento estabilizador en la tercera etapa:

$$M_e = 477.65 \text{ tn-m}$$

Reacción total en la tercera etapa:

$$R_t = 114.05 \text{ tn}$$

Posición de la resultante:

$$x = 3.48 \text{ m}$$

$$e = 0.02 \text{ m}$$

Calculo de los esfuerzos en el suelo:

$$f'1 = 16.29$$

$$f'2 = 0.31$$

$$f1 = 16.60 \text{ tn/m}^2$$

$$f2 = 15.98 \text{ tn/m}^2$$

< 40 tn/m²

1.11.13. Geometría del estribo sur

Ae = 22.40 m	Ancho del estribo:	Nv = 9	Número de vigas
Nr = 3004.94 m	Cota rasante:	Sv = 2.500 m	Separación vigas
Nc = 2995.00 m	Cota cimentación	Pr = 7.270 t	Carga de rueda.
Hs = 2.170 m	Altura de superestructura	f _c = 280 kg/cm ²	Hormigón
Pt = 1.00%	Pend. Transversal: un lado	F _y = 4.200 kg/cm ²	Acero de refuerzo
Nn = 3000.56	Nivel natural		

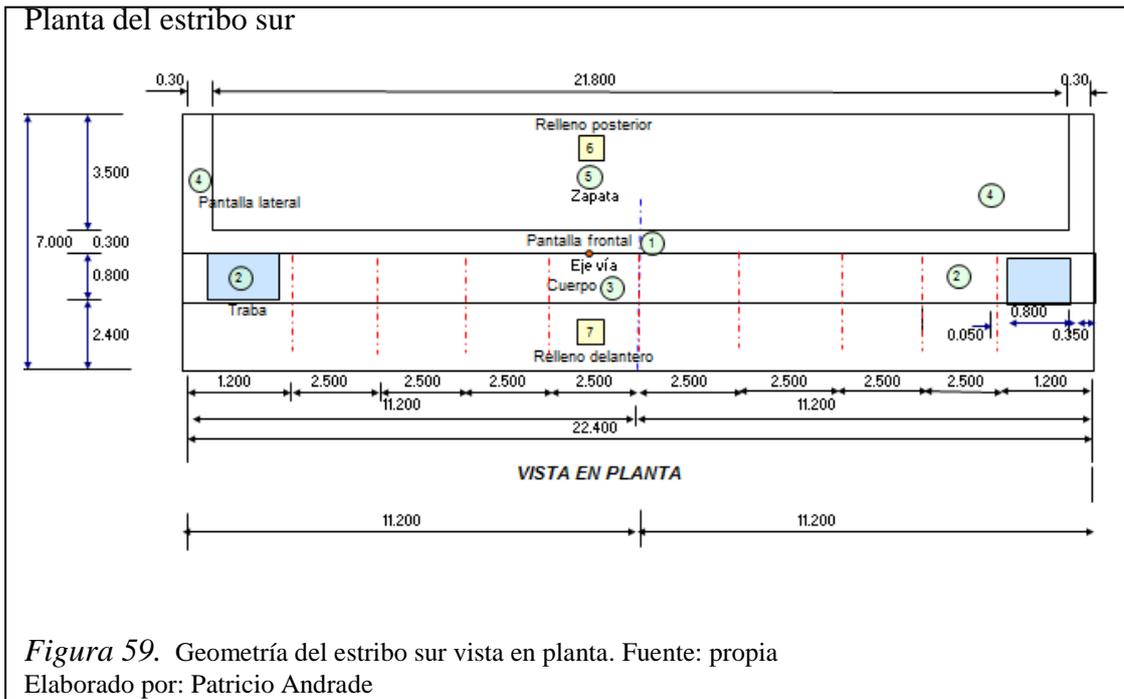


Figura 59. Geometría del estribo sur vista en planta. Fuente: propia
Elaborado por: Patricio Andrade

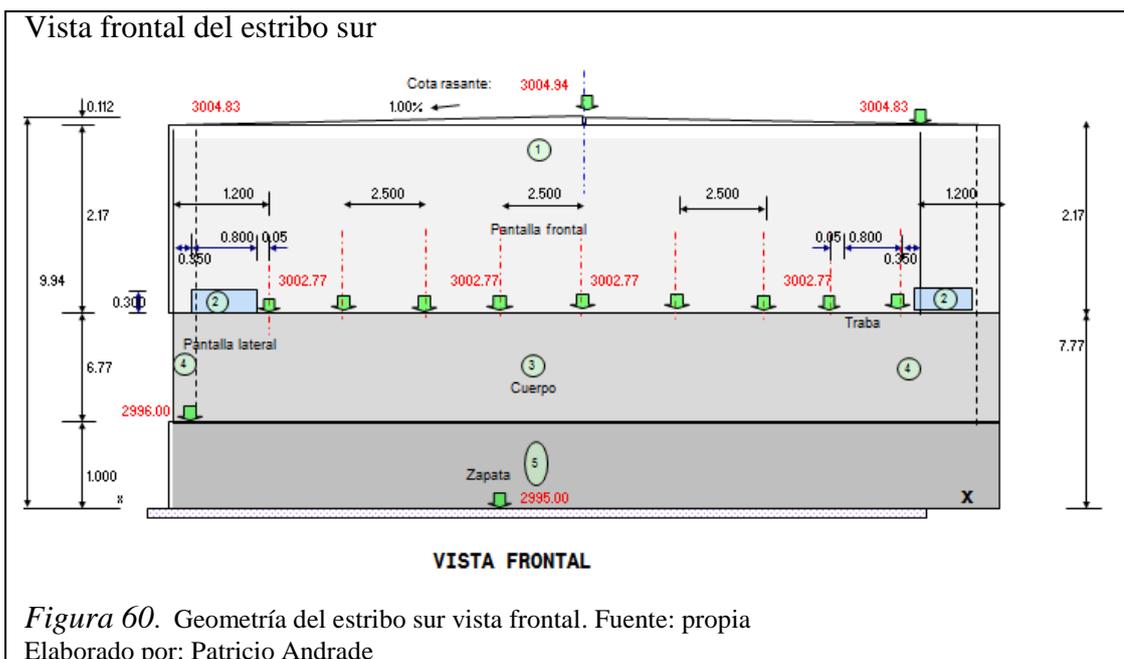
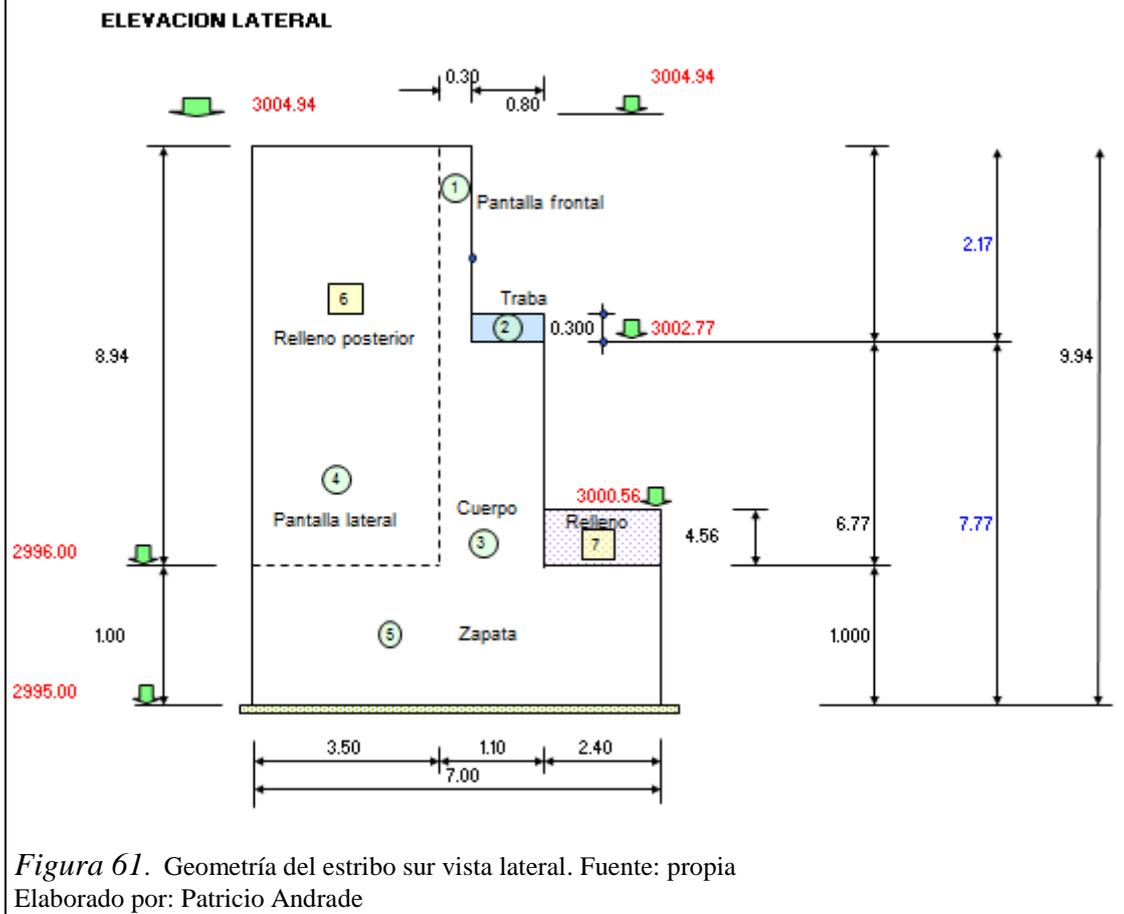


Figura 60. Geometría del estribo sur vista frontal. Fuente: propia
Elaborado por: Patricio Andrade

Vista lateral del estribo sur



1.11.14. Cargas

Superestructura

Carga muerta

R_{cm} = **53.49 t/viga** Reacción de carga muerta .

Carga viva

L_t = 50.00 m Longitud total del tramo
L_c = 50.00 m Luz de cálculo

Camión HS-20-44

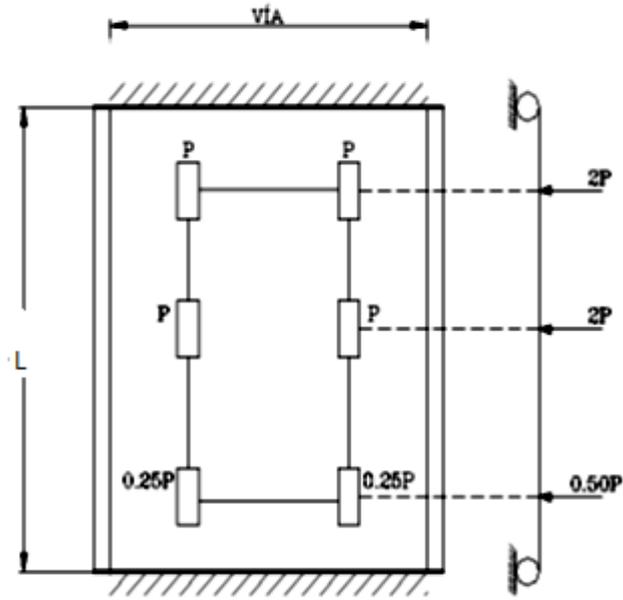


Figura 62. Carga de Camión HS-20-44. Fuente: Torres E.
Elaborado por: Patricio Andrade

Carga equivalente:

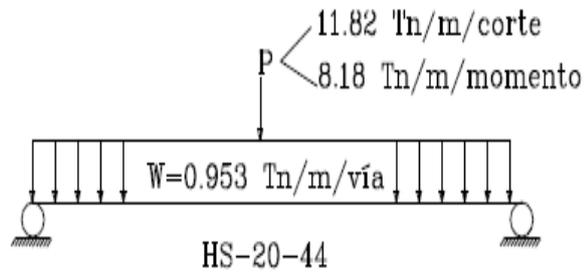


Figura 63. Carga Equivalente de Camión HS-20-44. Fuente: Torres E.
Elaborado por: Patricio Andrade

Pr = 7.270 t Carga de rueda
Nvías = 4 Número de vías

wcv = 1.19 t/m Carga viva uniforme
Pc = 14.75 t Carga viva puntual

Rcv+i = 38.94 t/viga

1.11.15. Diseño de Zapata

solo existe carga muerta que se trasmite al suelo

GRUPO I = 1.30(1*MD+1.67M(L+I)+1.30ME)

Ld = 2.40 m Longitud del dedo
hz = 1.00 m Altura de zapata
hr = 4.56 m Altura relleno sobre dedo
az = 1.00 m Ancho de zapata
Pd = 5.76 t Peso del dedo
Prd = 19.70 t Peso relleno sobre dedo

Pd+Prd = 25.46 t
 $\sigma_{max} = 20.07 \text{ t/m}^2$ $M_{mc} = \frac{l a^2}{6} * (2q_l + q_d) - \text{peso propio dedo} *$
 $\sigma_{aa} = 19.01 \text{ t/m}^2$
Maa = 34.10 tm brazo de palanca
grupo I = 1.30
Mu aa = 34.10 tm $\rho = w \frac{f_c}{f_y}$

Armadura:
fc = 280.00 kg/cm²
Fy = 4.200.00 kg/cm² $k = \frac{Mu}{\phi * f_c * b * d^2}$
b = 100.00 cm
hz = 100.00 cm = 1.00
r = 10.00 cm
d = 90.00 cm = 0.90 m $w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2,36k}}{1,18}$

Mu tm	Ascal cm ²	Asmin cm ²
34.10	10.13	30.00

Usamos: 1 ϕ 28 mm @ 0.20m Inferior

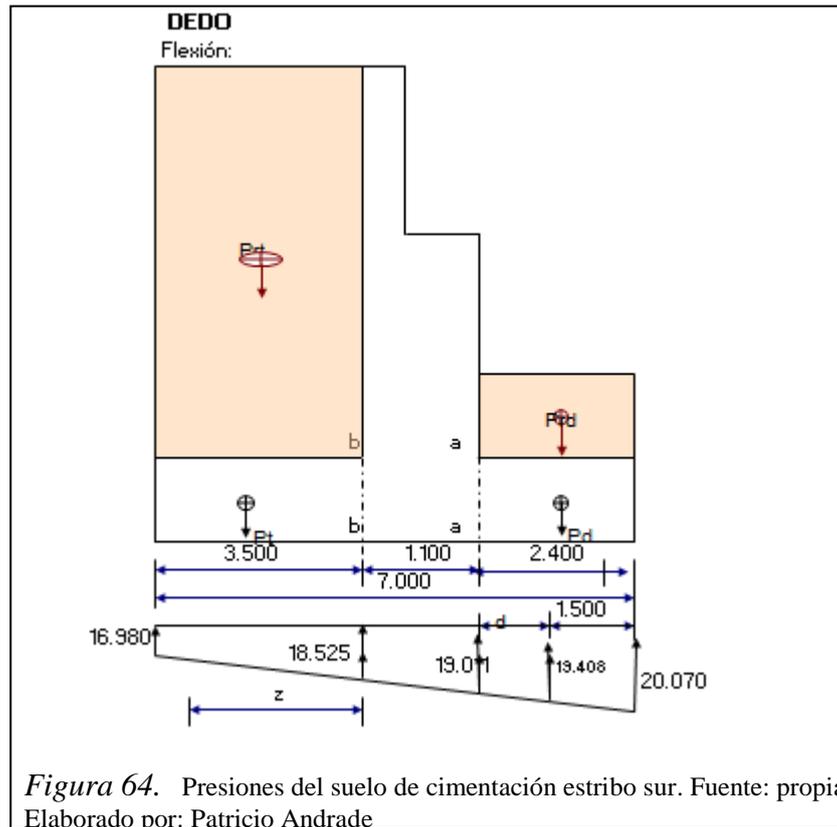


Figura 64. Presiones del suelo de cimentación estribo sur. Fuente: propia
Elaborado por: Patricio Andrade

Corte: Chequeamos en la sección a una distancia "d" de la cara

$$\begin{aligned}
 P_{dc} &= 3.600 \text{ t} && \text{Peso dedo para corte} \\
 P_{rdc} &= 12.312 \text{ t} && \text{Peso relleno en dedo, para} \\
 & \quad \frac{20.07 + 19.408}{2} && \text{corte} \\
 V_d &= \frac{20.07 + 19.408}{2} \times 1.50 = 15.91 && = 13.70 \text{ t} \\
 & \quad \times 1.00 && \\
 V_{ud} &= 13.70 \times 1.30 = 17.81 \text{ t} \\
 v_u &= \frac{V_u}{\phi b d} && \phi = 0.85 \\
 v_u &= 2.33 \text{ kg/cm}^2 \\
 v_c &= 0.53 \sqrt{f_c} = 8.87 \text{ kg/cm}^2 > v_u
 \end{aligned}$$

Talón

Flexión:

$$\begin{aligned}
 z &= 1.83 \text{ m} \\
 R_t &= 16.91 \text{ t} \\
 L_t &= 3.50 \text{ m} && \text{Longitud talón} \\
 h_r &= 8.94 \text{ m} && \text{Altura relleno} \\
 & && \text{Distancia desde} \\
 dt &= 1.75 \text{ m} && \text{pantalla} \\
 P_t &= 8.40 \text{ t} && \text{Peso talón} \\
 & && \text{Peso relleno sobre} \\
 P_{rt} &= 56.32 \text{ t} && \text{talón.} \\
 P_t + P_{rt} &= 64.72 \text{ t} \\
 & && \text{Hacia} \\
 \mathbf{M_{bb}} &= \mathbf{-102.97 \text{ tm}} && \text{abajo} \\
 \mathbf{M_{ubb}} &= \mathbf{133.86 \text{ tm}} \\
 f_c &= 280.00 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$F_y = 4.200.00 \text{ kg/cm}^2$
 $b = 100.00 \text{ cm}$
 $h_z = 100.00 \text{ cm}$
 $r = 10.00 \text{ cm}$
 $d = 90.00 \text{ cm} = 0.9 \text{ m}$

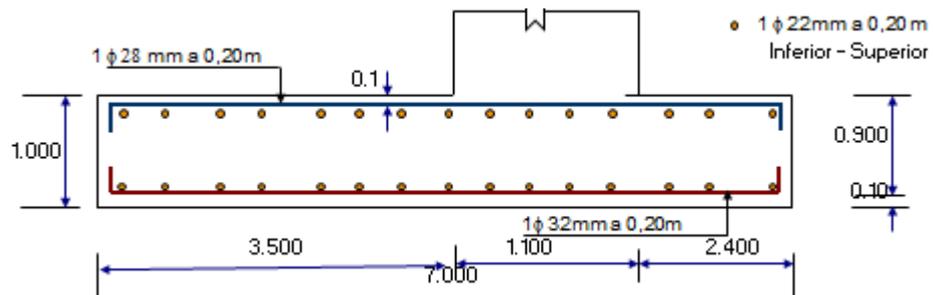
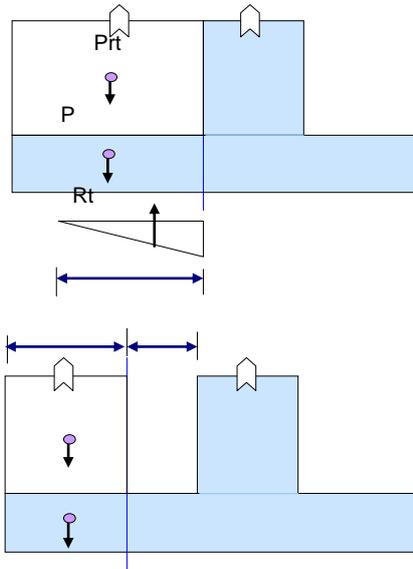
Mu tm	Ascal cm ²	Ascal cm ²
133.86	18.00	41.00

Usamos: **1Φ 32 mm a 0,20 m**

Corte:

Chequeamos a una distancia "d", solo con el peso del talón y relleno

$L_t = 3.50 \text{ m}$ Longitud talón
 $d = 0.90 \text{ m}$ Altura efectiva
 $L_{tc} = 2.60 \text{ m}$ Longitud talón para corte
 $h_r = 8.94 \text{ m}$ Altura del relleno
 $P_{rtc} = 41.84 \text{ t}$ Peso relleno talón para corte
 $P_{tc} = 6.24 \text{ t}$ Peso del talón para corte
 $V_d = 48.08 \text{ t}$ Cortante en d.
 $V_{ud} = 62.50 \text{ t}$ Cortante último
 $v_u = 8.17 \text{ kg/cm}^2$
 $v_c = 0,53\sqrt{f_c} = 8.87 \text{ kg/cm}^2 > v_u$



1.11.16. Diseño de viga de asiento

af = 22.40 m Ancho frontal

RCM= 53.49 t

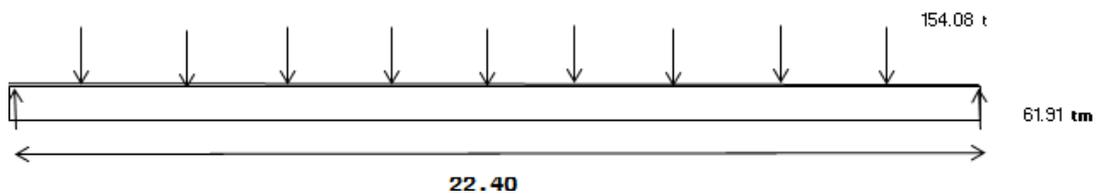
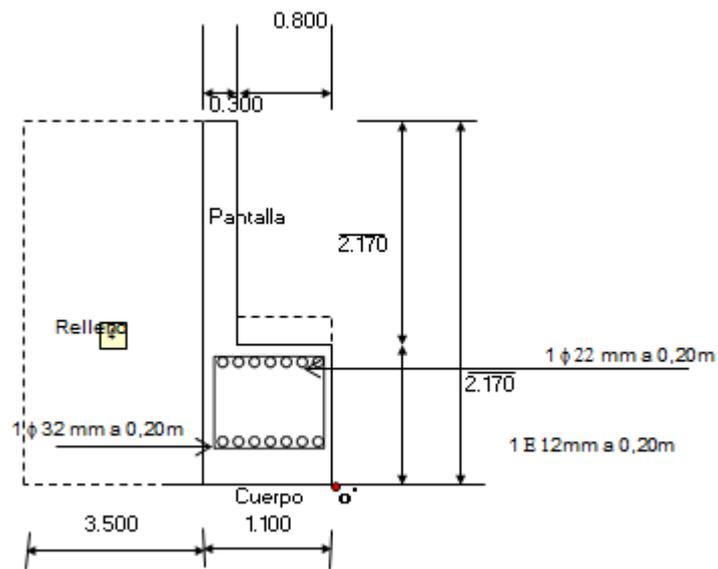
RCV= 38.94 t

GRUPO I= 154.08 t/viga

Pu= 154.08 carga ultima

qu= Pu*N°vigas / Lestribo

qu= 61.91 t/m carga por metro lineal



Vu= 79.82 t

Mu = 44.54 tm

ρb= 0.02852

ρ=0.75ρb 0.02139

$$\rho b = \left(\frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \right) \cdot \left(\frac{6100}{6100 + f_y} \right)$$

calculo de la altura efectiva

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\phi * f_c * b * (w - 0,59w^2)}}$$

$\Phi =$	0.90
$f_c =$	280.00
$b =$	110.00
$w =$	0.32085
$d =$	24.85
$d_{adopt} =$	47.00 cm
$h =$	50.00 cm

factor de reducción de
resistencia
esfuerzo máximo a compresión
ancho de
diseño
índice de
refuerzo
altura efectiva
altura efectiva
altura de viga

$$k = \frac{Mu}{\phi * f_c * b * d^2}$$

$Mu =$	44.54
$\Phi =$	0.90
$f_c =$	280.00
$b =$	110.00
$d =$	47.00
$k =$	0.0727

coeficiente para cálculo de
refuerzo

$$W = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2,36k}}{1,18}$$

$w_1 =$	1.619
$w_2 =$	0.076

$\rho_{min} =$	14/ f_y	0.0033
----------------	-----------	--------

$$\rho = w \frac{f_c}{f_y}$$

$\rho =$	0.005
$A_s = \rho * b * d$	
$A_s =$	26.25 cm ²

1Φ32@20cm

acero mínimo

$A_{smin} = \rho * b * d$	
$A_{smin} =$	17.23 cm ²

1Φ22@20cm

Diseño de corte

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

V _u	79.82	t
Φ	0.85	
f _c	280.00	kg/cm ²
b	110.00	cm
d	47.00	cm
v _u	18.16	kg/cm ²
V _c	8.87	kg/cm ²

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f_c}$$

V_u > V_n requiere estribos

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

A _v	2 fi de 12	2.26	cm	área de acero para estribo
f _y	4200			
d	47.00			
V _s	V _u - v _c			
V _s	9.30			
S	48.00	cm	2 E de 12 @ 0.20	

1.11.17. Diseño de pantalla

E	21.59	empuje
ES	17.16	empuje dinámico
MCM	64.34	t
MS	102.27	t

M _u	256.48	tm
r	8.00	cm

$$k = \frac{M_u}{\phi * f_c * b * d^2}$$

Φ	0.90	
f _c	280.00	cm
b	100.00	cm
d	102.00	cm
k	0.098	coeficiente para cálculo de refuerzo

$$W = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2,36k}}{1,18}$$

w1= 1.591
w2= 0.104

$\rho_{min} = 14 / f_y$ 0.0033

$$\rho = w \frac{f_c}{f_y}$$

$\rho =$ 0.007

$A_s = \rho * b * d$

$A_s =$ 70.88 cm²

1Φ32@20cm en toda la longitud mas
1Φ32@20cm h/2

$A_{smin} = \rho * b * d$

$A_{smin} =$ 34.00 cm²

acero por temperatura

$\rho =$ 0.0018

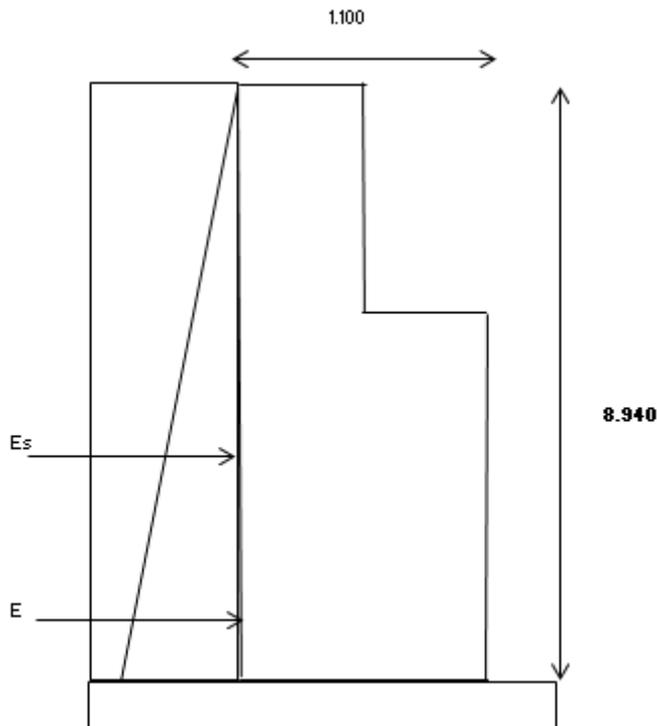
$A_{st} =$ 18.36 cm²

armadura externa = 2/3 $A_{st} =$ 12.24 cm²

1Φ18@20cm

armadura interna = 1/3 $A_{st} =$ 6.12 cm²

1Φ14@20cm



Diseño de corte

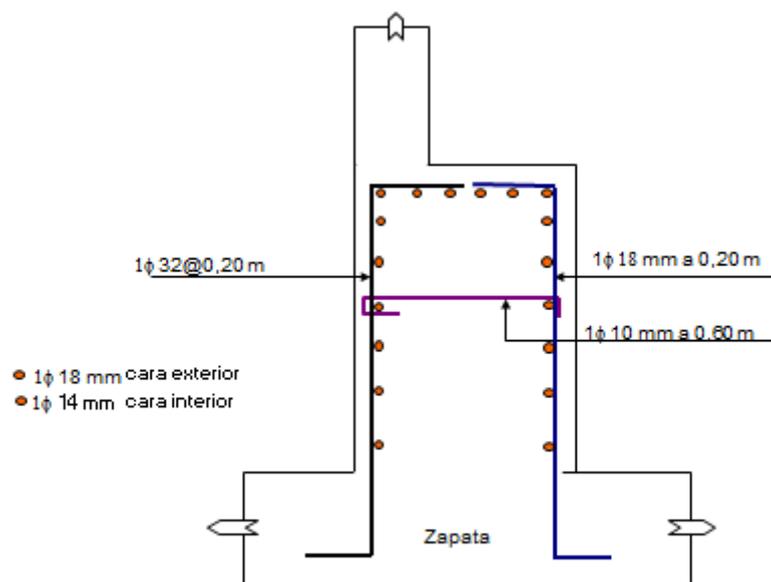
$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$V_u = \phi V_n$$

V_u	38.75 t
Φ	0.85
f_c	280.00 kg/cm ²
b	100.00 cm
d	102.00 cm
v_u	4.47 kg/cm ²
V_c	8.87 kg/cm ²

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f_c}$$

$V_u < V_n$ no requiere estribos



1.11.17.1. Pantalla Superior

γ_s	=	1.800 t/m ³	Peso específico del suelo
K_a	=	0.270	Coefficiente presión activa
h_p	=	2.170 m	Altura pantalla promedio

F_r	=	0.660 t	fuerza de frenado
E	=	1.144 t	

M_{cm}	=	0.828 tm
M_{cv}	=	2.6 tm

M_u	=	6.80 tm
-------	---	---------

Armadura:

f_c	=	280 kg/cm ²
F_y	=	4.200 kg/cm ²

b	=	100.00 cm
h	=	30.00 cm

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2,36k}}{1,18}$$

r = 7.50 cm
d = 22.50 cm
Mu = 6.80 tm

$$k = \frac{Mu}{\varphi * f_c * b * d^2}$$

Φ = 0.90

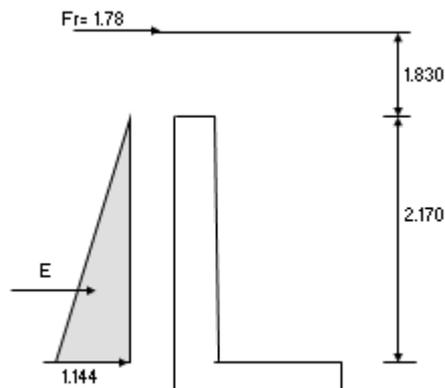
K = 0.0533
W1 = 1.640
W2 = 0.055
ρ = 0.0037

$$\rho = w \frac{f_c}{f_y}$$

As = 8.27 cm²

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

Mu Tm.	Asmin cm ²	Ascal cm ²
6.80	7.50	8.27



ρ = 0.0018
Ast = 4.05 cm²

armadura externa = 2/3 Ast = 2.70 cm² **1Φ12@20cm**

armadura interna = 1/3 Ast = 1.35 cm² **1Φ8@20cm**

Diseño de corte

$$v_u = \frac{Vu}{\varphi * b * d} \quad Vu = \varphi V_n$$

Vu = 1.80 t
Φ = 0.85
fc = 280.00 kg/cm²
b = 100.00 cm

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f_c}$$

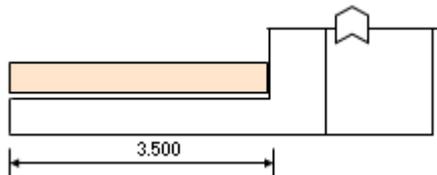
d= 27.00 cm
 Vc= 8.87 kg/cm²
 vu= 0.79 kg/cm²
 vu < vc
 esfuerzo unitario resistente del hormigón simple
 esfuerzo unitario de corte último
no requiere estribos

1.11.18. Diseño de muro de ala

Los estribos tienen los muros de ala para confinamiento del relleno de acceso empotrado en el talón de la zapata.

E= 21.59 m empuje relleno
 ES= 17.16 m
 MCM= 64.34 t/m²
 MS= 102.27 tm
 L= 2.90 m Longitud voladizo

Mu= 241.69 tm



Armadura

f'c = 280 kg/cm²
 Fy = 4.200 kg/cm²
 b = 100.00 cm
 h = 100.00 cm
 r = 5.00 cm
 d = 95.00 cm
 Mu = 241.69 tm

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2,36k}}{1,18}$$

$$k = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2}$$

$$\rho = w \frac{f'c}{f_y}$$

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

Φ= 0.90
 K= 0.1063
 W1= 1.581
 W2= 0.114
 ρ= 0.0076
 As= 72.15 cm²

Mu Tm.	Asmin cm ²	Ascal cm ²
241.69	31.67	72.15

1Φ32@20cm cara contacto con el suelo mas

1 Φ 32 cada 20 cm hasta H/2

$\rho = 0.0018$
 $A_{st} = 17.10 \text{ cm}^2$

armadura externa = $\frac{2}{3} A_{st} = 11.40 \text{ cm}^2$ **1Φ18@20cm**
 armadura interna = $\frac{1}{3} A_{st} = 5.70 \text{ cm}^2$ **1Φ14@20cm**

Diseño de corte

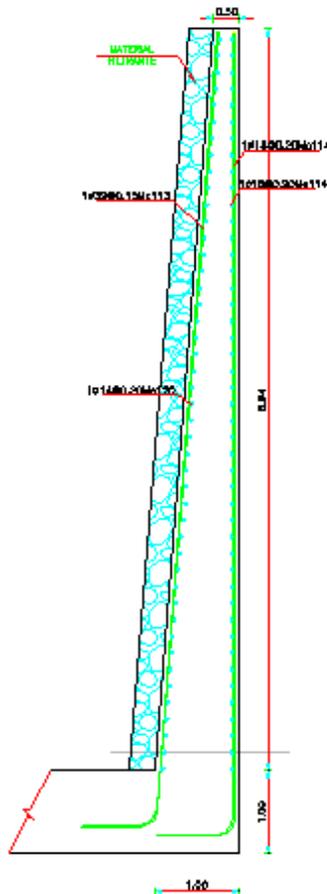
$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d} \qquad V_u = \phi V_n$$

$V_u = 38.75 \text{ t}$
 $\phi = 0.85$
 $f_c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$
 $b = 100.00 \text{ cm}$
 $d = 95.00 \text{ cm}$
 $V_c = 8.87 \text{ kg/cm}^2$
 $v_u = 4.80 \text{ kg/cm}^2$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c}$$

esfuerzo unitario resistente del hormigón simple
 esfuerzo unitario de corte último
no requiere estribos

$v_u < v_c$



1.12. Presupuesto de la obra

En la evaluación económica del presupuesto es necesario considerar los siguientes criterios:

Costo de una obra: valor de inversión realizada para obtener el total del valor en la terminación de la obra.

Unidad de obra: unidad de medición indicada en las especificaciones para cuantificar la cantidad de trabajo para fines de medición y pago.

Partida: cada una de las actividades a realizarse en una obra.

Planos: determina la cantidad de elemento a ejecutar por partida.

Especificaciones: determinan la calidad, y las características técnicas de las partidas.

➤ Costos directos

Son todos aquellos producidos por los gastos en mano de obra, materiales, equipo y transporte efectuados exclusivamente para la ejecución de la obra.

➤ Costos indirectos

Los costos indirectos son relacionados con los gastos administrativos, fiscalización, utilidades e imprevistos de una obra, no contribuyen directamente con la ejecución de la obra. Los costos indirectos comprenden: Gastos generales, Utilidades.

Todo lo anterior está plasmado en el anexo de Análisis de Precios Unitarios.

De esta forma tenemos el siguiente cuadro de costos de construcción del proyecto.

Tabla 8.

Descripción de Rubros

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
	OBRAS PRELIMINARES				
1	Limpieza de terreno	m ²	2962.00	2.08	6,160.96
2	Replanteo y Nivelación	m ²	1500.00	0.72	1,080.00
3	Verificación de capacidad portante en cada estribo	uni.	2.00	5,761.90	11,523.80
	INFRAESTRUCTURA ESTRIBO NORTE				
4	Excavación y relleno para puentes	m ³	1,146.60	12.80	14,676.48
5	Hormigón cemento portland fc=180Kg/cm2 replantillos	m ³	13.44	127.26	1,710.37
6	Hormigón estructural fc=280Kg/cm2	m ³	222.00	166.12	36,878.64
7	Acero de Refuerzo fy 4200 kg/cm2	Kg	23,090.04	1.92	44,332.88
8	Material filtrante	m ³	51.00	25.02	1,276.02
9	Tubería PVC = 110mm	ml	56.00	6.74	377.44
	INFRAESTRUCTURA ESTRIBO SUR				
10	Excavación y relleno para puentes	m ³	1,684.80	12.80	21,565.44
11	Horizon cemento portland fc=180Kg/cm2 replantillos	m ³	15.68	127.26	1,995.44
12	Hormigón estructural fc=280Kg/cm2	m ³	340.00	166.12	56,480.80
13	Acero de Refuerzo fy 4200 kg/cm2	Kg	30,629.16	1.92	58,807.99
14	Material filtrante	m ³	66.00	25.02	1,651.32
15	Tubería PVC = 110mm	ml	105.00	6.74	707.70
	SUPERESTRUCTURA				
16	Hormigón aceras fc=210Kg/cm2	m ³	20.80	154.32	3,209.86
17	Hormigón estructural fc=280Kg/cm3	m ³	224.00	166.12	37,210.88
18	Acero de Refuerzo fy 4200 kg/cm2	Kg	22,684.76	1.92	43,554.74
19	Capa de rodadura hormigón asfáltico mezcla en planta e=10cm	m ²	955.00	15.68	14,974.40
20	Suministro de acero estructural A36	Kg	10,580.16	2.73	28,883.84
21	Suministro de acero estructural A588	Kg	246,902.18	3.23	797,494.04
22	Fabricación de acero estructural	Kg	257,482.34	0.65	167,363.52
23	Montaje de acero estructural	Kg	257,482.34	1.22	314,128.45
24	Juntas de dilatación Neoflex N60	m	44.80	73.90	3,310.72
25	Apoyos de Neopreno reforzado e=12 cm, Dureza shore 50	m ²	2.35	2,178.60	5,124.07
26	Pernos A325 L 10cm, incluye tuerca	uni.	2,520.00	12.72	32,054.40
27	Pernos A325 L 6cm, incluye tuerca	uni.	2,736.00	9.60	26,265.60
28	Pernos expansivos 1/2" x 3 3/4"	uni.	50.00	2.07	103.50
29	Tubería de drenaje 50mm	m	44.20	5.26	232.49
	AMBIENTALES				
30	Agua para control de Polvo	m ³	100.00	3.54	354.00
31	Charlas de concientización	uni.	2.00	307.01	614.02
32	Rótulos Ambientales	uni.	2.00	190.62	381.24
33	Rótulo Información general	uni.	1.00	190.62	190.62
				TOTAL=	1,734,675.66

Nota. Precios unitarios con el 21% de indirectos

Elaborado por: Patricio Andrade y Leonardo Mora

Son:

Un millón setecientos treinta y cuatro mil seiscientos setenta y cinco 66/100.

1.13. Especificaciones Técnicas

Normas

Las disposiciones reglamentarias en los trabajos de la estructura se controlarán mediante:

1. AASHTO 2002
2. Código de la ACI 318
3. Ensayo de Materiales ASTM.
4. Especificaciones para soldadura AWS D.1.1
5. Especificaciones MTOP-001-F-2002

1.13.1. Generalidades

Todos los equipos, insumos y materiales incorporados a la obra deberán ser nuevos. En los casos que existan normas y especificaciones de instituciones locales, deberán satisfacerse las exigencias mínimas de esas normas o reglamentaciones. De no existir, todos los materiales deberán satisfacer normas y reglamentaciones internacionales reconocidas en el país que se adapten a las condiciones locales o que se usen de referencia: ISO, ASTM, ASSHTO, AWWA, AWS, ACI.

El contratista deberá realizar a su costo todos los ensayos y pruebas descritas en estas especificaciones en alguno de los laboratorios aceptados por el MTOP, previa aprobación de la Fiscalización. Deberá informar por escrito al Fiscalizador antes de efectuarse la toma de muestras y de ejecutarse los ensayos, luego de lo cual debe enviarle los resultados para su aprobación o control adicional.

1.13.2. Seguridad en la obra

Será responsabilidad del contratista el preservar la estabilidad de las propiedades públicas y particulares adyacentes a los límites de la obra a construirse y protegerlas de daños de naturaleza inherente al proceso constructivo.

El Contratista deberá suministrar, erigir y mantener en los sitios del emplazamiento de cada obra en ejecución, en las entradas o donde sean requeridas por el Fiscalizador y la Policía Nacional de Tránsito, todas las señales, barreras o marcas necesarias para la seguridad de los usuarios de las vías públicas. El dimensionamiento y contenido de tales señales, deberán ser aprobados por el Fiscalizador.

Durante todo el tiempo de ejecución de la obra, el contratista deberá ofrecer condiciones razonables de seguridad y comodidad para su personal, el de la Fiscalización y la Contratante, así como para los usuarios y moradores. Deberá mantenerse acceso adecuado a las propiedades adyacentes a la obra, así como a las vías que intersecta el proyecto.

Hasta la recepción definitiva de la obra, el contratista deberá tomar las precauciones necesarias para garantizar la seguridad de la obra a fin de facilitar los trabajos de la fiscalización, así como permitir la circulación de todas las personas que tienen derecho a estar presentes en la obra o pasar por la misma, especialmente por parte del contratista y del Fiscalizador.

1.13.3. Hormigón armado

Agregado fino. Los agregados finos para el hormigón serán formados por arena azul de mina o arena, de ripio, constituido por granos de partículas resistentes y duras, exento de impurezas, esquistos, pizarras, materia orgánica y otras substancias extrañas. Deberán cumplir con las reglamentaciones sobre durabilidad, resistencia, granulometría y colorimetría, según disposiciones INEN. Todo material fino que no satisfaga los requerimientos mínimos será rechazado por el fiscalizador.

Agregado Grueso. Los agregados gruesos para el hormigón serán formados por roca triturada andesítica, constituida por partículas duras, resistentes y libres de cualquier elemento orgánico o laminar, así como de material cubierto de arcilla.

El agregado grueso deber cumplir con las exigencias de durabilidad, resistencia, granulometría, desgaste y desintegración según las normas ASTM. La dimensión máxima de agregado será de 4 cm para elementos estructurales en cimentación y de 2.0 cm para elementos en la superestructura, columnas, vigas, muros y losas. Puede requerirse un tamaño máximo menor para la fundición de columnas como se especifica en el rubro respectivo. Todo material inconveniente será removido y rechazado por el fiscalizador.

Agua. El agua para su uso en el hormigón será limpia, proveniente del servicio público de la ciudad, libre de impurezas, aceites, sales y materia orgánica.

Aditivos. Las sustancias aditivas como acelerantes, plastificantes, retardantes, impermeabilizantes deberán someterse al control y aprobación de la fiscalización, quien decidirá su muestreo y análisis para proceder a su utilización. Cualquier aditivo no apto será rechazado.

Acero de refuerzo. El acero de refuerzo para elementos de hormigón será de dureza natural, con límite de fluencia mínimo de 4.200 kg/cm². Será corrugado, laminado en caliente, con deformación mínima a la rotura del 18%. El doblado de las varillas se lo realizará en frío. No se aceptarán varillas con residuos de cemento, grasa u óxido.

Clases de Hormigón. La clase de hormigón a utilizarse en la obra será aquella señalada en los planos.

- Hormigón clase "A", para uso en la estructura de hormigón armado de la superestructura y subestructura como: losas, vigas, viguetas, columnas, zapatas, muros. Tendrá una resistencia cilíndrica a la compresión a los 28 días, en probetas estándar de 6" de diámetro y 12" de altura, igual a 280 kg/cm².
- Hormigón clase "B", para uso en secciones no estructurales como: replantillos, contrapisos, etc de resistencia cilíndrica a la compresión a los 28 días en probetas de 6" de diámetro y 12" de altura, igual a 180 kg/cm².

- Hormigón Ciclópeo. Conformado en capas no mayores de 20 cm de la siguiente manera: una capa de canto rodado de máximo 20 cm de diámetro, inmediatamente una capa de 20 cm de hormigón clase "B" y así sucesivamente.

El constructor tendrá toda la responsabilidad por la calidad del hormigón: resistencia, consistencia, relación agua/cemento y trabajabilidad del hormigón, sea premezclado como preparado en obra. Las proporciones de los agregados serán establecidas por medio de un diseño que se comprobará experimentalmente y que deberá ser aprobado por la fiscalización antes de la iniciación de los trabajos con hormigón. Estos diseños de la mezcla serán garantizados por un laboratorio de probada solvencia técnica, y su dosificación deberá ser verificada periódicamente.

Todos los hormigones deberán diseñarse para obtener una mezcla que sea adecuada en consistencia y trabajabilidad, que penetre fácilmente en las esquinas y ángulos del encofrado, lo mismo que alrededor del refuerzo metálico, sin vibración excesiva y sin permitir la segregación de los materiales, o que el agua de la mezcla aflore a la superficie. Las dosificaciones de la mezcla de hormigón se realizarán al peso.

Ensayo de Consistencia

Los ensayos de consistencia se realizarán en cada parada de acuerdo a la norma ASTM. La muestra a ensayarse se preparará dentro de un cono hecho de metal galvanizado con base inferior de diámetro 8", base superior de diámetro 4" y altura 12". Las dos bases deberán ser abiertas, paralelas entre sí y dispuestas en ángulo recto con respecto al eje vertical del cono. El molde estará provisto de dos asas en sus lados.

Para el ensayo de consistencia, las muestras se tomarán directamente de la hormigonera o mezcladora de tal manera que sean representativas de una parada. El molde deberá ser humedecido y colocado en una superficie plana, no absorbente. Con la muestra del hormigón se llenará el molde en tres capas distribuidas aproximadamente en tercios del volumen total de la muestra. Cada capa se compactará

con 25 golpes mediante una barra de diámetro 5/8 de pulgada de 24" de largo que termina en una punta esférica.

Después de depositada la capa superior, la superficie superior debe ser alisada de tal manera que el molde quede completamente lleno. Inmediatamente el molde metálico será retirado de la masa de hormigón levantándole cuidadosamente en dirección vertical.

Este ensayo deberá hacerse principalmente en las primeras paradas, hasta que se estabilicen las condiciones de la mezcla del hormigón de acuerdo al diseño y se repetirá si hubiese cambios de humedad ambiental o de características de los agregados o de la relación agua /cemento.

Ensayos de Resistencia a la Compresión

La resistencia a la compresión del hormigón se medirá con el ensayo de cilindros de hormigón de 6" (15.24 cm) de diámetro y 12" (30.48 cm) de altura. La carga en los cilindros será aplicada de acuerdo a la norma ASTM pertinente. La toma de muestras y el molde de los cilindros también deberán estar de acuerdo a las normas ASTM.

Las muestras se tomarán al azar de tal manera que sean representativas. Como mínimo deberán tomarse 1 cilindro por cada 12 m³ de hormigón, o por cada 45 m² de área de fundición. De todas maneras se tomarán por lo menos 6 cilindros por día y por frente de hormigonado. Cuando se toma el cilindro de hormigón con agregado grueso de tamaño máximo de 1 1/2", se eliminarán de la porción de hormigón seleccionado, todos los granos mayores a 1".

Se considera como resultado de un ensayo de compresión el promedio de 3 cilindros de la misma muestra ensayada a los 28 días.

El hormigón podrá ser aceptado desde el punto de vista de cumplimiento de la resistencia a la compresión especificada, cuando el promedio de los resultados de tres ensayos consecutivos iguale o exceda la resistencia de diseño, y cuando además ningún resultado de los ensayos realizados sea menor que la resistencia especificada en más de 35 kg/cm².

La fiscalización podrá exigir a su discreción el ensayo de cilindros de hormigón curados en las mismas condiciones que las estructuras correspondientes, a fin de determinar la fecha de desencofrado y la calidad del curado. Los cilindros para este objeto serán moldeados al mismo tiempo y de las mismas muestras de las que se tomaron los cilindros testigos que son curados en el laboratorio y sirven para calificar la aceptabilidad de resistencia del hormigón.

Se considerará que los procedimientos y la calidad del curado son defectuosos y deben ser mejorados, cuando la resistencia a la compresión de los cilindros curados en el laboratorio por inmersión en una solución de agua saturada de cal, o en condiciones de total humedad durante todo el tiempo de almacenamiento hasta la fecha de prueba, tienen resistencias considerablemente mayores a las obtenidas con los cilindros curados en el campo.

Si los ensayos de cilindros curados en laboratorio dan resistencias menores en 20 kg/cm² a las resistencias especificadas en los diseños estructurales se deberá comprobar que la capacidad de carga de las estructuras no haya sido puesta en peligro. Si la fiscalización considera que la capacidad de carga de la estructura ha disminuido considerablemente debido a la baja resistencia del hormigón, se podrá exigir ensayos de núcleos cortados del hormigón dudoso, de acuerdo a la norma ASTM. Un mínimo de 3 núcleos se deberá obtener y ensayar por cada ensayo de cilindro que arroje menos de 20 kg/cm² bajo la resistencia especificada.

Si el hormigón está saturado en condiciones de servicio, los núcleos serán ensayados luego de inmersión en agua por lo menos durante 48 horas.

Se considera que el hormigón en el área examinada ha cumplido con las especificaciones cuando los núcleos obtenidos tienen una resistencia por lo menos igual al 90 % de la resistencia especificada y ningún núcleo tiene una resistencia menor del 80% de la resistencia utilizada en los diseños.

Si el ensayo de los núcleos no da las resistencias indicadas, la fiscalización podrá ordenar una prueba de carga y de no cumplir la estructura probada con los requerimientos de recuperación elástica de las deformaciones establecidos en los códigos para esta prueba, la fiscalización podrá ordenar de acuerdo a su criterio el

derrocamiento de los elementos estructurales que no satisfacen con lo establecido en las especificaciones.

Transporte De Hormigón. El hormigón será transportado desde la mezcladora hasta el lugar final de depósito dentro de un período máximo de 1,5 horas, contadas a partir del ingreso del agua al tambor de la mezcladora; en el transcurso de este tiempo la mezcla se mantendrá en continua agitación para impedir la separación o segregación de los materiales que conforman la mezcla. No se transportará o vaciará hormigón en lugares expuestos a la lluvia. No se permitirá la utilización de compactadores en la mezcla de hormigón sin previa aprobación de la fiscalización.

El equipo para conducir el hormigón será por bombeo, cintas de transporte mecánico o por canales inclinados. De todas maneras el sistema de transporte deber garantizar el flujo continuo del hormigón en el extremo de descarga, sin producir ninguna separación o segregación de los materiales.

Vaciado Del Hormigón. El hormigón deberá vaciarse con asentamientos no mayores a los especificados y en una área lo más próxima posible a su posición final. Para evitar segregación de los materiales debido al manipuleo de la mezcla, no se permitirá vaciar el hormigón dejándolo caer de alturas mayores de 1.80 m (el hormigonado de columnas deberá garantizar esta especificación mediante la provisión de ventanas de vaciado en el desarrollo del encofrado), ni tampoco el acarreo del material a lo largo del encofrado mediante la utilización de vibradores. El hormigón en todo momento deberá ser plástico, trabajable de consistencia uniforme que fluya con facilidad en los encofrados y entre las varillas de refuerzo. En ningún caso el intervalo de 2 entregas o vaciados deberá ser mayor a 30 minutos, para que no se produzca un fraguado parcial del hormigón ya colocado. No se depositará en la obra ningún hormigón que haya fraguado parcialmente o que este contaminado por materiales extraños. Tolvas o canaletas flexibles de caída o canaletas metálicas pueden ser usadas cuando sea factible, para transportar el hormigón.

El hormigonado será continuo en toda la sección de la estructura o entre las juntas definidas con anterioridad y aprobadas por la fiscalización.

El hormigón será colocado en capas horizontales. El espesor de cada capa no excederá los 20 cm de espesor cuando se utilice hormigón no vibrado, ni 40 cm de espesor con hormigón vibrado.

En todos los miembros verticales, como columnas y muros, que tengan losas o vigas superiores, el vaciado del hormigón se lo realizará hasta un nivel inferior al de los miembros estructurales horizontales para permitir el asentamiento inicial del hormigón fresco en las piezas verticales antes de proceder a fundir los elementos horizontales. El tiempo entre los vaciados dependerá de la temperatura y del fraguado del hormigón de tal forma que se permita mantener las condiciones de plasticidad en el hormigón de los miembros verticales, cuando la fundición es continua.

Consolidación. Todo el hormigón será cuidadosamente consolidado y compactado por métodos aprobados por la Fiscalización. El vibrador será aplicado a intervalos horizontales que no excedan de 75 cm y por períodos de 5 a 15 segundos, inmediatamente después de que el hormigón ha sido vaciado. El apisonado, varillado, paleteado será ejecutado a lo largo de todas las caras para mantener el agregado grueso alejado del encofrado y obtener superficies lisas.

Curado Del Hormigón. Para el curado correcto del hormigón es necesario que no se permita la evaporación del agua de la mezcla, hasta que el hormigón haya adquirido su resistencia. El curado del hormigón se lo realizará por humedecimiento con agua o por curado con membrana como se detalla a continuación.

Curado por humedecimiento con agua

El agua para curado del hormigón debe ser limpia, libre de aceites, álcalis, ácidos, sales, azúcar, materia orgánica y cumplir las especificaciones del agua para la mezcla de hormigón. Las aguas potables sí son consideradas satisfactorias.

Las superficies horizontales no encofradas de paredes, losas, muros y columnas serán humedecidas cubriéndose con material saturado en agua como puede ser tejido de yute, cáñamo, arena o papel, tan pronto como el hormigón se haya endurecido lo suficiente como para no ser dañada por efecto del agua. Estas superficies deberán ser mantenidas

en forma continua completamente húmedas, mediante un riego convenientemente espaciado de agua.

El hormigón curado por humedecimiento con agua deberá ser mantenido en esa condición por un período de 14 días o hasta que sea el fiscalizador lo crea necesario.

El hormigón se mantendrá humedecido con cualquiera de los métodos siguientes: cobertura con tejido de yute, cáñamo, algodón o papel saturado, sistema de rociadores, tubería perforada o mangueras perforadas, o en general cualquier otro método aprobado por la fiscalización que pueda mantener toda la superficie continuamente húmeda.

1.13.4. Encofrados

Los encofrados en los trabajos de hormigón serán construidos en forma tal que determinen en el acabado las siguientes condiciones: exactitud en la geometría, líneas perfectamente definidas, ubicación concordante con la establecida en los respectivos planos y superficies lisas. Deberán tener la rigidez y resistencia para soportar las cargas de construcción sin deformarse y deberán trabarse o adosarse perfectamente para evitar filtraciones de la mezcla o irregularidades en el terminado de las superficies. Al construirse el encofrado se deberán considerar los ductos, orificios, ranuras y pasos para otros tipos de trabajos relacionados con la obra (eléctricos, desalajo de aguas, cruces, etc.). Se deberán inspeccionar, nivelar y limpiar los encofrados antes del vaciado del hormigón.

Todos los anclajes, soportes, marcos, cajas y conductos eléctricos deberán ser instalados de modo tal que no debiliten a los elementos estructurales. En caso de que los encofrados se deformen u ondulen, el constructor deberá desarmarlos y reinstalarlos garantizando su adecuado funcionamiento.

Los encofrados que se usen en más de una oportunidad deberán ser sometidos a calificación del fiscalizador. El fiscalizador podrá exigir al constructor la modificación de los sistemas de encofrados y apuntalamientos utilizados, cuando estos no reúnan las condiciones técnicas y de seguridad adecuadas.

1.13.5. Colocación del acero de refuerzo

El acero de refuerzo se construirá de conformidad con los requerimientos de los documentos contractuales y las indicaciones del Fiscalizador y de acuerdo a las especificaciones MTOP- 1-F-2002 sección 504.

El refuerzo del hormigón armado estará constituido por barras de acero con resaltes, laminadas en caliente o torcidas en frío, las cuales deben satisfacer los requisitos establecidos en las Normas INEN que se señalan a continuación:

INEN 102: *varillas con resaltes de acero al carbono laminado en caliente para hormigón armado.*

INEN 104: *barras con resaltes de acero al carbono torcidas en frío para hormigón armado.*

Las varillas de refuerzo, las mallas de acero y los demás elementos estructurales metálicos, serán preservadas todo el tiempo de procesos de oxidación y al momento de ser colocadas en obra deberán estar libres de escamas sueltas, herrumbre, pintura, aceite u otra sustancia inaceptable que puedan reducir o destruir las características necesarias por diseño, en especial en lo que tiene relación con la adherencia que debe desarrollar en contacto con el hormigón. El acero de refuerzo se colocará en las posiciones indicadas en los planos estructurales y en las dimensiones establecidas en los mismos. Los amarres de armaduras se realizarán con alambre galvanizado No. 18 de doble lazo garantizando la firmeza en la colocación de las barras principales como en la armadura de estribos. El espaciamiento de la armadura de refuerzo se hará utilizando pequeños bloques de mortero, espaciadores metálicos o sistemas de suspensión que sean aprobados previamente por el fiscalizador. No se aceptará el uso de madera, plástico y otros materiales similares para ser utilizados con este fin.

Toda la armadura será aprobada una vez que este colocada en los encofrados, por el fiscalizador antes del vaciado del hormigón.

Se debe evitar uniones o empates de la armadura en los puntos de esfuerzos de tracción máxima, respetando estrictamente los planos estructurales que cubren este requisito. Todas las barras de refuerzo se doblarán lentamente y en frío para darles la forma

indicada en los planos, sea cual fuere su diámetro. No se permitirá el uso de barras dobladas en caliente, salvo que lo haya autorizado por escrito el Fiscalizador.

Número, disposición, diámetro y grado del refuerzo se indicarán en los planos de la estructura, y no podrá variarse, salvo que haya aceptación escrita del diseñador y la respectiva autorización del Fiscalizador.

Los planos indicarán los detalles constructivos tales como traslapes, empalmes, soldaduras, etc.

1.13.6. Acero estructural (negro, galvanizado e inoxidable)

El material a utilizarse en estructuras metálicas, será acero estructural a 588 y A36, pre-pintados.

Para que este material pueda ser utilizado en la obra deberá pasar los siguientes controles:

Se deberán realizar pruebas previas de los perfiles estructurales a utilizar, en un laboratorio calificado y/o provisto por proveedor calificado aceptado por la fiscalización, para la verificación de que el material cumpla con la resistencia de diseño y características generales y dimensionales:

Para perfiles estructurales: Norma INEN 1623, calidad de acero ASTM A 36

Para planchas laminadas en caliente: Norma INEN 115, calidad de acero ASTM A 588

Para planchas galvanizadas: Norma INEN 115, calidad de acero ASTM A516, GR. 70

La construcción de la estructura metálica deberá cumplir los lineamientos de la norma AWS D1.1 (American Welding Society D1.1), código que cubre los requisitos de soldadura para cualquier tipo de estructura hecha a partir de acero al carbono de uso común y los aceros de baja aleación.

ASTM A588: Este acero para intemperie fue aprobado en 1968, también conocido como “patinable” está disponible en varios grados con pequeñas variaciones en su

química. El límite de fluencia mínimo especificado y resistencia a la tracción en todos los grupos de ASTM de perfiles estructurales y de planchas en espesores de 4 pulgadas y menos de 50 y 70 ksi (3,515 y 4,920 kg/cm²) respectivamente.

Los pernos A325 son de acero con mediano contenido de carbono, tratados al calor, su esfuerzo a la fluencia varía aproximadamente entre 5700 a 6470 kgf/cm², dependiendo del diámetro. Estos pernos tienen cabeza hexagonal y se usan con tuercas hexagonales no terminadas

Los pernos de alta resistencia tienen diámetros entre ½" a 1½". Los diámetros más usados en construcción de edificios son ¾" y 7/8", mientras los tamaños más comunes en diseño de puentes son 7/8" y 1".

1.13.7. Soldadura

La suelda a utilizar será del tipo de arco (suelda eléctrica). Dependiendo de las facilidades del proyecto y de la disponibilidad del constructor, los procedimientos que podrán ser utilizados son los siguientes:

SMAW (Soldadura por arco con electrodo revestido): recomendado para la soldadura de los perfiles metálicos que conforman la estructura principal como vigas, viguetas y canales de instalaciones perimetrales. Los electrodos serán especificados por el constructor de acuerdo a sus propios procedimientos de soldadura calificados. Se recomienda efectuar la calificación con electrodos E6011 para pases de raíz y espesores de cordón menores a 4mm, y E6013 donde se requiera un terminado prolijo. En el caso de chapas o cordones superiores a 4mm de espesor se recomienda la utilización de electrodos E7018.

GMAW (Soldadura por Arco metálico con protección gaseosa MIG MAG): recomendado por su flexibilidad para la soldadura de materiales normales de construcción, tales como aceros no aleados y aceros de baja aleación, aceros inoxidable, aluminio y cobre en espesores mayores a 0.5mm. Para el caso de la soldadura existente entre los pasamanos de acero inoxidable y el canal de instalaciones eléctricas de acero al carbono, se recomienda efectuar la calificación del procedimiento

con la utilización de proceso GMAW Corto Circuito, con alambre ER312 y argón 100% como gas de protección.

GTAW (Soldadura por arco de Tungsteno con protección gaseosa TIG): recomendado para uniones que requieren alta calidad de soldadura. Para el caso de la soldadura existente entre los pasamanos de acero inoxidable y el canal de instalaciones eléctricas de acero al carbono, otra alternativa sería efectuar la calificación del procedimiento con la utilización de proceso GTAW, con alambre ER312 y argón 100% como gas de protección.

1.13.8. Excavación para puentes

La profundidad de las excavaciones indicadas en los planos para cimentación de estribos, pilas y otras obras de subestructura, se considerará aproximada; el Fiscalizador probará la cota de cimentación y el material del lecho, y podrá ordenar por escrito que se efectúen los cambios que el considere necesarios para obtener una cimentación satisfactoria.

El material, al nivel aprobado para la base de una cimentación directa, se limpiará y labrará hasta obtener una superficie firme, y que sea horizontal o escalonada, de acuerdo a las instrucciones del Fiscalizador. Cualesquiera grietas en un lecho de cimentación rocoso se limpiarán y se llenarán con lechada de cemento, conforme ordene el Fiscalizador y a costo del Contratista. En caso de efectuarse sin autorización del Fiscalizador la sobre-excavación en roca hasta un nivel mayor de 10 cm. por debajo de la cota aprobada, el contratista deberá reemplazar a su costo el material sobre-excavado, con hormigón de la clase especificada por el Fiscalizador.

Cuando una zapata deba fundirse sobre material que no sea de roca, deberán tomarse las precauciones adecuadas para evitar la alteración del material al nivel del lecho de cimentación. Cualquier material de lecho que haya sido alterado será reconformado y compactado, o removido y reemplazado con material seleccionado bien compactado, o de acuerdo a las instrucciones del Fiscalizador ya costo del Contratista.

La excavación para una cimentación sobre pilotes deberá terminarse hasta el nivel previsto, antes de hincar los pilotes. Después del hincado, todo material del lecho de

cimentación que esté suelto o de otro modo inadecuado será removido, hasta lograr una superficie firme y lisa para recibir el cabezal, reemplazando el material inadecuado con relleno seleccionado, bien compactado, si así ordena el Fiscalizador.

1.13.9. Apoyos elastómericos

Este trabajo consiste en el suministro e Instalación de almohadillas elastoméricas de apoyo para Vigas de Puentes, de acuerdo con los detalles indicados en los planos o autorizados por el Fiscalizador.

Materiales

Apoyos de Material Elastomérico

Los Apoyos de Material Elastomérico incluyen almohadillas simples y apoyos reforzados con acero o tela. Todos los materiales utilizados deberán ser nuevos. Los apoyos deberán ser suministrados con las dimensiones, propiedades de material, grado de elastómero y tipo de laminado requerido por los planos. El método y la carga de diseño también deberán estar indicados en los planos y las pruebas se realizaran de conformidad a ello.

Elastómero

El elastómero bruto podrá ser neopreno virgen (Polyisoprene), los compuestos de elastómero se clasifican como grado 0,1,2,3,4 o 5, dependiendo de las bajas temperaturas. Un mayor grado de elastómero puede ser sustituido por uno inferior, los compuestos deberán cumplir los requisitos mínimos de las tablas ya mencionadas, salvo que el Fiscalizador lo autorice, de otra manera los requisitos de prueba pueden interpolarse para durezas intermedias.

Si el material se especifica de acuerdo con el módulo de corte, el módulo de corte medido deberá estar dentro del 15% del valor especificado. Además se deberá suministrar un valor de dureza consistente con el fin de determinar los límites para las pruebas respectivas que se especifica en la MTOP

Si se especifica la dureza, el módulo de corte medido debe caer dentro del rango de la tabla T3, cuando las muestras de prueba se toman del producto terminado, las propiedades físicas pueden variar en un 10% de las especificadas en las tablas T1 y T2. Todas las pruebas de

material se deben realizar a $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$, a menos que se establezca algo diferente. Las pruebas de módulo de corte se deberán llevar a cabo utilizando el aparato por procedimiento descritos en el anexo A de la norma ASTM D-4014 [19].

Laminados de Acero

Los laminados de acero utilizados para refuerzo se deben hacer de acero dulce laminado que cumpla con la norma ASTM A-36, A-570 o equivalentes. Los laminados deberán tener un espesor mínimo nominal de calibre 16. No se permiten agujeros en las platinas para fines de fabricación, a menos que se hayan tenido en cuenta en el diseño, como se muestre en los planos.

Marca y Certificación

El fabricante deberá certificar que cada apoyo satisface los requisitos de los planos y las especificaciones y suministrar una copia certificada de los resultados de la prueba del material. Cada apoyo reforzado deberá ser marcado con tinta indeleble o pintura, la marca deberá incluir la orientación, número de orden, número de lote, número de identificación del apoyo, lo mismo que el tipo y grado del elastómero. La marca se deberá colocar en el lado que quede visible luego del montaje, a menos que se especifique algo diferente en los documentos contractuales.

Equipo

El constructor deberá disponer de los equipos y herramientas necesarios para transportar los apoyos y sellos al sitio de las obras y para instalarlos de manera apropiada.

Ejecución de los trabajos

Apoyos

Planos de Trabajo

Cuando los planos no muestran detalles completos de los apoyos y sus anclajes, el constructor deberá preparar y someter para aprobación, planos de trabajo que muestren todos los detalles de los apoyos y los materiales que se propone utilizar; dichos planos deberán contar con la

aprobación del Fiscalizador antes de empezar la fabricación de los apoyos. Tal aprobación no exonera al Constructor de cualquier responsabilidad contractual por la exitosa terminación del trabajo.

Empaque, manejo y almacenamiento

Con anterioridad al despacho de la fábrica, los apoyos se deben empaquetar en forma adecuada, para garantizar que estén protegidos contra daños de manejo, del medio ambiente y cualquier otro factor de riesgo durante el envío y almacenamiento. Cada apoyo completo deberá tener sus componentes identificadas claramente, estar atornilladas firmemente, atadas o aseguradas de otra forma para evitar cualquier movimiento relativo, y marcadas en la parte superior respecto a la posición y orientación en cada estructura del proyecto, de conformidad con los planos. Todos los apoyos y sus partes componentes se deben almacenar en el sitio de la obra, en un área protegida contra daños físicos y ambientales. Una vez instalados, los apoyos deberán estar limpios y libres de sustancias extrañas.

Instalación

Los apoyos se deberán colocar sobre superficies que estén planas con precisión al milímetro y, salvo que los apoyos se coloquen en pares opuestos, horizontales. Cualquier falta de paralelismo entre la parte superior del apoyo y la parte inferior de la viga deberá ser corregida mediante lechada de cemento o siguiendo las instrucciones del Fiscalizador.

No se deberán soldar las placas exteriores de los apoyos, a menos que entre la soldadura y el elastómero existan treinta y ocho milímetros (38mm.) de acero, como mínimo. En ningún caso el elastómero o la unión deberán estar sometidos a temperaturas mayores de doscientos cuatro grados Celsius (204 °C).

CONDICIONES PARA EL RECIBO DE LOS TRABAJOS

Controles

Durante la ejecución de los trabajos, el Fiscalizador adelantará los siguientes controles principales:

- Verificar el estado y funcionamiento del equipo empleado por el Constructor.
- Exigir al Constructor certificaciones de fábrica que respalden la calidad de los materiales utilizados.
- Comprobar que la calidad de los materiales satisface las exigencias de esta especificación.

- Exigir que los trabajos se adelanten de acuerdo con el sistema aceptado.
- Comprobar la calidad del trabajo ejecutado y medir, para efectos de pago, aquel que haya sido realizado de acuerdo con sus instrucciones y esta especificación.

Calidad del producto terminado

El Fiscalizador sólo aceptará los materiales que cumplan con las exigencias de calidad de este Artículo y las especificaciones que lo complementan y que, además, hayan sido instalados correctamente, de acuerdo con los planos, esta especificación y sus instrucciones.

Todo defecto de calidad o de instalación que exceda las tolerancias de este Artículo, deberá ser corregido por el Constructor, a su costa, de acuerdo con procedimientos aceptados por el Fiscalizador y a plena satisfacción de éste.

Medida

La unidad de medida será la unidad (u) de apoyo elastomérico de cada tipo y dimensiones, elaborado de acuerdo con los planos y esta especificación e instalado de manera satisfactoria para el Fiscalizador.

CONCLUSIONES

- Las especificaciones AASHTO ESTANDAR 2002 son más conservadoras que las AASHTO LFRD, a pesar de que la filosofía de diseño guarda cierta similitud en algunos aspectos, los factores de carga y resistencia de este último código afectan sustancialmente a las secciones diseñadas, AASHTO ESTANDAR 2002 no sanciona al material de diseño es decir a las resistencias, al iniciar los estudios para la presente publicación se decidió el diseño con este código por mayor seguridad y sin embargo las secciones están dentro de normal para este tipo de luces de puentes.
- Los estudios hidrológicos-hidráulicos nos permiten asegurar que no habrá problemas para la seguridad del puente, hay suficiente galibo con respecto a los niveles de crecidas máximas y las socavaciones como se puede observar en los perfiles no serán importantes y el cauce se mantendrá alejado de las zapatas del puente
- El presente puente complementa de manera adecuada la vía a la que va a servir y se lo impulsó como capítulo de la tesis Estudios Definitivos para la Av. Padre Carollo, de manera que se han aprovechado los recursos eficientemente tanto en estudios topográficos, estudios geotécnicos y aporte intelectual.
- La sección compuesta es muy eficiente para el diseño, con ella se evita gasto innecesario de acero estructural, y además el informe técnico abarca todos los parámetros que se requieren cumplir para satisfacer el correcto desarrollo del momento plástico que se exigen en los actuales códigos.

RECOMENDACIONES

- Es necesario un estricto control y aseguramiento de la calidad de los materiales y de los procedimientos constructivos, en cada etapa de la edificación de la sección compuesta, y es de especial atención el torqueo de pernos al valor del momento que se especifique por el fabricante, esta actividad debe hacerse en el montaje de la estructura y cada dos años hay que verificar que se mantenga el apriete inmune, es buena práctica contratar profesionales exclusivamente para estas actividades de control de calidad civil.
- Se recomienda y es práctica usual realizar la comprobación de las capacidades admisibles del suelo de fundación, debido a que las perforaciones que fueron financiadas por la Administración Zonal Quitumbe se realizaron de manera temprana y a pesar de estar cerca de los estribos puede haber alguna incertidumbre en estos parámetros de diseño.
- Los trabajos de hormigonado de los muros de ala y estribos en lo posible deben ser ejecutados en períodos de estiaje (junio-julio-agosto), para de esta manera evitar posibles retrasos y complicaciones durante su ejecución.
- Es necesario un estricto control de calidad en la construcción del hormigón y el acero estructural, el torqueo de las uniones empernadas debe ser constantemente vigilado.

LISTA DE REFERENCIAS

M.O.P, E. T. (2002). Especificaciones Técnicas M.O.P. Quito: Publicaciones.

Quito, C. d. (2014). Boletín Técnico. Revista de la Cámara de la Construcción de Quito, 20.

Chow, V. T. (2000). Hidrología Aplicada. Bogotá: Nomos S.A.

DAS, B. M. (2001). Principios de Ingeniería de Cimentaciones. México: Thomson Editores.

Norma Ecuatoriana de la Construcción nec-11(2011) Capítulo 2 Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente.

Torres E. (2013) Diseño de puentes Interpretación del Código AASHTO. Quito Abya-Yala

Guevara Anzules, Manuel. (2008) taller #1 Muros de Contención Recuperado el 02 de Enero del 2015 de <http://www.monografias.com/trabajos-pdf2/calculoestructural-muros-cimentaciones-columnas-vigas/calculo-estructuralmuros-imentaciones-columnas-vigas.pdf>.

Universidad Politécnica Salesiana. (2013). Estudio de Geotécnico Av. Padre Carollo. Quito: Publicaciones.

AASHTO. (2002) Standard Specifications for Highway Bridges. Décimo séptima Edición.

American Welding Society, (2002) Bridge Welding Code AWS D1.5.

Duan, Lin, (2002) Steel concrete composite I-girder bridges.