



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA
CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO
DE INGENIERO CIVIL

TEMA: DISEÑO DEFINITIVO DE UN PUENTE VEHICULAR, USANDO
FIBRAS DE ACERO PARA REFORZAMIENTO DEL TABLERO, EN LA
CALLE GABRIEL ÁLVAREZ, SOBRE EL RÍO PUJILÍ.

AUTOR: PEÑAHERRERA BASSANTES, LORENA JACKELINE

DIRECTOR: ING. PEÑAHERRERA GALLEGOS, ESTUARDO JAVIER

SANGOLQUÍ

2018



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación: “DISEÑO DEFINITIVO DE UN PUENTE VEHICULAR, USANDO FIBRAS DE ACERO PARA REFORZAMIENTO DEL TABLERO, EN LA CALLE GABRIEL ÁLVAREZ, SOBRE EL RÍO PUJILÍ” fue realizado por la señorita Peñaherrera Bassantes, Lorena Jackeline el mismo que fue revisado en su totalidad, analizado por la herramienta de verificación de similitud de contenido; por lo tanto cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 11 de junio de 2018

Firma:

.....
Ing. Estuardo Javier Peñaherrera Gallegos

C.C. 1708034747



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Yo, *Peñaherrera Bassantes, Lorena Jackeline*, declaro que el contenido, ideas y criterios del trabajo de titulación: *“Diseño definitivo de un puente vehicular, usando fibras de acero para reforzamiento del tablero, en la calle Gabriel Álvarez, sobre el río Pujilf”* es de mi autoría y responsabilidad cumpliendo con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Consecuentemente el contenido de la investigación mencionada es veraz.

Sangolquí, 11 de junio de 2018

Firma:

Lorena Jackeline Peñaherrera Bassantes

C.C. 0550007264



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

*Yo Peñaherrera Bassantes, Lorena Jackeline autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de Titulación: **Diseño definitivo de un puente vehicular, usando fibras de acero para reforzamiento del tablero, en la calle Gabriel Álvarez, sobre el río Pujill** en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi responsabilidad.*

Sangolquí, 11 de junio de 2018

Firma:

Lorena Jackeline Peñaherrera Bassantes

C.C. 0550007264

DEDICATORIA

Este proyecto lo dedico a Dios pues es mi fuente de inspiración en el arduo camino de la educación.

A mis padres Fanny y Oscar por ser el pilar principal en toda mi vida, por brindarme el apoyo a pesar de la distancia para que yo continúe y aproveche la oportunidad de formarme en tan prestigiosa institución.

A mi hermano Andrés por compartir conmigo hermosos momentos de alegría y fraternidad y apoyarme en todo momento.

Lorena Jackeline Peñaherrera Bassantes.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por darme la fortaleza para continuar con mis estudios,

A mis padres Fanny y Oscar por toda la atención prestada, por constituirse en el pilar fundamental de inspiración en mi carrera de estudios y ayudarme a prosperar día a día como ser humano.

A mi hermano Andrés por apoyarme en mis decisiones y siempre estar pendiente de mi bienestar.

A la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE que me permitió formarme profesionalmente en una buena carrera;

A mi tutor Ing. Estuardo Peñaherrera por todos los conocimientos y tiempo compartidos, su paciencia para atender a todas las inquietudes que se presentaron en el camino.

Al Sr. Alcalde del GADM del cantón Pujilí Dr. Fernando Matute Riera, al Sr. Concejal MSc. Jaime Toro Rubio y a todos los funcionarios de la Dirección de Planificación de la Municipalidad quienes me permitieron realizar este proyecto y me brindaron todo el apoyo para que lo culmine con éxito.

A Paúl Bassante por apoyarme incondicionalmente en todas mis decisiones.

A todos mis familiares y amigos que se preocuparon por mi formación y me apoyaron de una u otra manera para salir adelante.

Lorena Jackeline Peñaherrera Bassantes

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN.....	i
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD.....	ii
AUTORIZACIÓN.....	iii
DEDICATORIA.....	iv
AGRADECIMIENTOS.....	v
ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	vi
ÍNDICE DE TABLAS.....	xi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiii
RESUMEN.....	xvi
ABSTRACT.....	xvii
 CAPÍTULO 1	
GENERALIDADES.....	1
1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Planteamiento del problema.....	2
1.3 Área de influencia.....	2
1.4 Justificación.....	3
1.5 Objetivos.....	4
1.5.1 Objetivo general.....	4

1.5.2	Objetivos específicos	4
1.5.3	Hipótesis	4
1.5.4	Variables de la investigación	4
CAPÍTULO 2		
ESTUDIOS PRELIMINARES.....5		
2.1	Localización del proyecto.....	5
2.1.1	Ubicación Geográfica	5
2.2	Datos Generales del cantón Pujilí.....	5
2.2.1	División Territorial	5
2.2.2	Datos Meteorológicos	6
2.2.3	Hidrología	6
2.2.4	Tipos de suelo	7
2.2.5	Población	7
2.2.6	Cultura y Turismo.....	8
2.3	Situación actual del proyecto.....	8
2.4	Marco teórico: Estudios Preliminares.....	9
2.4.1	Topografía.....	9
2.4.2	Estudios de Suelos	10
2.4.3	Estudio Hidrológico.....	13

2.5	Estudios de Ingeniería Básica.....	17	
2.5.1	Topografía.....	17	
2.5.2	Estudios de Suelos	19	
2.5.3	Estudio Hidrológico.....	21	
2.5.4	Análisis de la socavación.....	24	
2.5.5	Geometría y materiales de diseño del puente vehicular	26	
CAPÍTULO 3			
SUPERESTRUCTURA			27
3.1	Marco teórico: Superestructura	27	
3.1.1	Protecciones.....	28	
3.1.2	Tablero.....	34	
3.1.3	Reforzamiento del tablero con fibras de acero	38	
3.1.4	Vigas	54	
3.1.5	Diseño de Rigidizadores	72	
3.1.6	Conectores de corte.....	78	
3.1.7	Arriostramientos	79	
3.1.8	Uniones soldadas	81	
3.2	Diseño de protecciones.....	82	
3.3	Diseño de tablero	84	

3.4	Diseño de vigas de acero	85	
3.4.1	Diseño por metodología LRFD	85	
3.4.2	Diseño de rigidizadores	88	
3.4.3	Diseño de conectores de corte	89	
3.4.4	Diseño de arriostramientos	89	
3.4.5	Conexiones soldadas.....	90	
CAPÍTULO 4			
INFRAESTRUCTURA.....			91
4.1	Marco teórico: Infraestructura	91	
4.1.1	Criterios geométricos para diseño de infraestructuras de puentes	91	
4.1.2	Estribos	91	
4.1.3	Pilas.....	94	
4.1.4	Cimentaciones.....	95	
4.2	Consideraciones de carga	96	
4.2.1	Presiones de tierra.....	96	
4.2.2	Sobrecarga vehicular.....	98	
4.2.3	Nivel freático	98	
4.2.4	Fuerzas Sísmicas.....	99	
4.3	Estabilidad en estribos	100	

4.4	Reacción del suelo	101	
4.5	Estados de carga y combinaciones de carga para estribos de puentes.....	103	
4.6	Diseño de estribos y cimentación	104	
4.6.1	Margen Izquierda.....	105	
4.6.2	Margen derecha.....	106	
4.6.3	Chequeo de la socavación.....	108	
4.6.4	Apoyos elastoméricos	109	
4.6.5	Traba antisísmica	113	
CAPÍTULO 5			
PRESUPUESTO REFERENCIAL			114
5.1	Introducción.....	114	
5.2	Cálculo de volúmenes de obra.....	115	
5.3	Análisis de precios unitarios referenciales	116	
5.4	Presupuesto referencial.....	116	
CAPÍTULO 6			
CONCLUSIONES.....			118
RECOMENDACIONES			121
BIBLIOGRAFÍA.....			122

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 <i>Coordenadas de ubicación del sitio de emplazamiento del puente</i>	5
Tabla 2 <i>División territorial cantón Pujilí</i>	5
Tabla 3 <i>Detalle porcentual de la población de Pujilí</i>	8
Tabla 4. <i>Clasificación de cuencas según su área</i>	13
Tabla 5. <i>Coefficientes de escorrentía según el INAMHI</i>	16
Tabla 6 <i>Datos para el diseño de la cimentación del puente</i>	20
Tabla 7. <i>Parámetros geomorfológicos del estudio hidrológico puente calle Sucre</i>	22
Tabla 8. <i>Parámetros meteorológicos del estudio hidrológico puente calle Sucre</i>	23
Tabla 9. <i>Parámetros método racional del estudio hidrológico puente calle Sucre</i>	23
Tabla 10 <i>Factores de cálculo de socavación general para diversos autores</i>	25
Tabla 11. <i>Carga peatonal para cálculo de aceras</i>	33
Tabla 12 <i>Factor de reducción método ASD</i>	37
Tabla 13. <i>Consistencia del hormigón según el tiempo Vebe</i>	48
Tabla 14. <i>Especificaciones técnicas de diferentes tipos de fibras de acero en Ecuador</i>	51
Tabla 15 <i>Resultados ensayos de compresión probetas convencionales y con fibras de acero</i>	53
Tabla 16 <i>Beneficios en las propiedades del hormigón con fibras DRAMIX RC80/60BM</i>	54
Tabla 17. <i>Incremento por carga dinámica IM</i>	57
Tabla 18. <i>Combinaciones de carga HL-93 para el método LRFD</i>	60
Tabla 19. <i>Parámetros para carga de viento</i>	64
Tabla 20. <i>Presión básica PB, correspondiente a $V_B=160$[km/h]</i>	64
Tabla 21. <i>Coefficientes de distribución, método LRFD</i>	66

Tabla 22. <i>Factores de Diseño por Multipresencia de Vehículos Pesados TPDVP</i>	67
Tabla 23. <i>Factores y combinaciones de carga para metodología LRFD</i>	69
Tabla 24. <i>Factores de carga para cargas permanentes γ_p</i>	70
Tabla 25. <i>Condiciones de cálculo para el coeficiente C</i>	74
Tabla 26. <i>Cálculo de la resistencia nominal en rigidizadores de apoyo</i>	77
Tabla 27. <i>Valores de B para ciclos de carga, recomendaciones AASHTO</i>	79
Tabla 28. <i>Coeficiente de fricción para diferentes materiales</i>	100
Tabla 29. <i>Momentos y cortantes, método aproximado para vigas continuas</i>	107
Tabla 30. <i>Módulo de Poisson de apoyos de neopreno</i>	110
Tabla 31. <i>Cantidades de obra para puente vehicular en la calle Gabriel Álvarez - Pujilí</i>	115
Tabla 32. <i>Presupuesto referencial para el puente vehicular en la calle Gabriel Álvarez</i>	117

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Pujilí, población ocupada por rama de actividad.	7
Figura 2 Situación actual del lugar de implantación del proyecto	9
Figura 3. Levantamiento topográfico para el puente vehicular en la calle Gabriel Álvarez.....	17
Figura 4. Topografía del sitio de implantación del puente vehicular.....	18
Figura 5. Perfil transversal en el eje del proyecto	18
Figura 6. Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (NAME) del proyecto.....	24
Figura 7. Determinación del parámetro D ₅₀ en curva granulométrica	25
Figura 8. Típica acera sobreelevada.....	29
Figura 9. Criterio para establecer la separación de rieles.....	30
Figura 10. Longitud efectiva en vigas de acero	35
Figura 11. Formas: longitudinal y de sección transversal en fibras de acero	41
Figura 12. Extremos de las fibras de acero de mayor uso a nivel mundial	42
Figura 13. Curvas típicas de arrancamiento de fibras de acero.....	42
Figura 14. Comparación entre fibras de anclaje gancho y onduladas	43
Figura 15. Curvas carga - deflexión para L/D de 45 y 80.....	43
Figura 16. Gráfico comparativo de resistencia al impacto.....	44
Figura 17. a) Despostillamiento del concreto- b) Control del agrietamiento.....	45
Figura 18. Black River Falls, Estados Unidos, después de dos años de uso.....	46
Figura 19. Pruebas de ductilidad en hormigón reforzado con fibras de acero	46
Figura 20. Influencia del tamaño del agregado en la trabajabilidad de mezclas.....	49
Figura 21. Efecto de la esbeltez de la fibra en la consistencia de la mezcla	49

Figura 22. Mezclado de fibras de acero: a) en obra – b) en planta	50
Figura 23. Módulo de Rotura para hormigón de $f'c$ 280 [kg/cm ²]	54
Figura 24. Ancho del camión de diseño AASHTO.....	58
Figura 25. Carga HL-93 AASHTO, modificada por MTOP Ecuador	59
Figura 26. Tándem de diseño MTOP	60
Figura 27. Primera posición de análisis de momento para camión de diseño.....	61
Figura 28. Segunda posición de análisis de momento para camión de diseño.	61
Figura 29. Tercera posición de análisis de momentos camión de diseño.	62
Figura 30. Líneas de influencia para el momento del tren de cargas	62
Figura 31. Líneas de influencia para cortante por carga de camión.....	62
Figura 32. Líneas de influencia para cortante por tren de carga	62
Figura 33. Tipos de uniones con soldadura filete	82
Figura 34. Geometría de las protecciones tipo baranda	83
Figura 35. Detalle de dimensiones de ángulos de acero	90
Figura 36. Geometría y predimensionamiento de un estribo de mampostería.....	92
Figura 37. Geometría de estribos de hormigón armado. a) en cantiliver – b) de contrafuertes....	93
Figura 38. Ángulos para cálculo de k_a	96
Figura 39. Consideración del empuje pasivo	97
Figura 40. Estabilidad en muros y estribos de puente: a) Deslizamiento b) Volteo	101
Figura 41. Reacción del suelo: a) $e < B/6$, b) $e > B/6$	102
Figura 42. Geometría estribo en cantiliver margen izquierda.....	105
Figura 43. Geometría estribo de contrafuertes margen derecha	107
Figura 44. Chequeo de fenómeno de socavación en estribos.....	108

Figura 45. Cheque de socavación en estribo de la margen derecha del río	109
Figura 46. Geometría de un apoyo elastomérico armado	110
Figura 47. Parámetros de cálculo de la deformación en el asiento del apoyo	111
Figura 48. Esfuerzo de compresión en neopreno	112
Figura 49. Dimensiones del apoyo a colocar	113
Figura 50. Dimensionamiento y armado de traba antisísmica	113

RESUMEN

Pujilí pertenece a la provincia de Cotopaxi. Agricultura, ganadería y comercio son las principales actividades que mueven la economía de los Pujilenses; sin embargo, las Octavas de Corpus Christi, los monumentos, el cerro mirador Sinchauasín, el Santuario del Niño de Isinche y la Iglesia Matriz, permiten la confluencia de una gran cantidad de turistas a la ciudad. Es por esta razón que el GADM del Cantón se empeña en proveer de infraestructura vial adecuada a sus habitantes para facilitar el desarrollo de sus actividades. A inicios del año 2017 se realizó una reorganización vehicular que cambió el sentido de circulación de la calle Abdón Calderón, que constituía la salida del Santuario de Isinche y de comunidades de agricultores y ganaderos; esto generó inconvenientes pues la única vía de retorno, la calle Gabriel Álvarez, es discontinua en sus proximidades al río Pujilí. En este proyecto se plantea una alternativa de diseño estructural para un puente vehicular que solucione el problema descrito; se utilizó los estudios preliminares de hidrología y suelos que proporcionó la Municipalidad y se realizó el levantamiento topográfico; con estos datos de partida se decide diseñar un puente mixto de vigas de acero con tablero de hormigón de 40 [m] de luz apoyado en sus dos extremos en estribos de hormigón armado. Se describe cada parámetro de diseño y las consideraciones de carga pertinentes. Además, se presenta una alternativa de reforzamiento no estructural del tablero con fibras de acero.

PALABRAS CLAVE:

- **HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS**
- **FIBRAS DE ACERO**
- **PUENTE MIXTO**
- **REFORZAMIENTO NO ESTRUCTURAL**

ABSTRACT

Pujilí is located in the Cotopaxi Province. Agriculture, husbandry and trade are the principal activities that move the Pujilenses economy; nevertheless, the “Corpus Christi” Festival, statues, the hill scenic view called “Sinchauasín”, the Christ-Child Sanctuary of Isinche and the Main Church, allow the massive flows of tourists. For this reason, the GADM of this canton focuses to provide appropriate road infrastructure for an effective improvement in its habitants living conditions and activities. At the beginning of 2017, a vehicular reorganization was carried out that changed the way of Abdon Calderón Street, which constituted the exit from the Christ-Child Sanctuary of Isinche and communities of farmers and ranchers; this generated inconveniences because the only way of return, Gabriel Álvarez Street, is discontinuous in the surroundings of the Pujilí River. This project sets an alternative structural design for a vehicular bridge that solves the described problem; the preliminary studies of hydrology and soils provided by the Municipality were used to carry out the topographic survey; with this input data, it is decided to design a composite bridge made of steel beams with a concrete deck at 40 [m] of span supported on its two ends in reinforced concrete abutments. In addition, each design parameter and the relevant load considerations are described. Finally, an alternative of non-structural reinforcement of the bridge board with steel fibers is presented.

KEY WORDS:

- **FIBER REINFORCED CONCRETE**
- **STEEL FIBERS**
- **COMPOSITE BRIDGES**
- **NON-STRUCTURAL REINFORCEMENT**

1 GENERALIDADES

1.1 Antecedentes

Al hacer un análisis histórico se encuentra que muchas de las ciudades latinoamericanas se fundaron a las orillas de ríos que, en ciertas ocasiones, eran anchos y caudalosos. Por tal motivo fue vital construir puentes que conecten la ciudad con el sistema vial local y regional, para lograr de este modo un desarrollo de la economía. (Bühler, 2015).

El Gobierno ecuatoriano se empeña en proveer de infraestructura vial de calidad a todos los sectores del territorio, para fomentar la movilidad tanto de personas como de productos. Según el Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Pujilí (GADM Pujilí) (2012), es de suma importancia atender a las necesidades del cantón con una rigurosa planificación, misma que está a cargo de un grupo especializado de profesionales, quienes pertenecen a la Dirección de Planificación Estratégica del GAD Municipal; y dentro de sus competencias tienen el diagnóstico de las necesidades básicas y potencialidades de la población de Pujilí. Es así que año tras año se designa presupuesto para la construcción de infraestructura vial en distintos sectores que están bajo su jurisdicción.

Es de dicho análisis que se encuentra necesario el diseño y construcción de un puente vehicular en la calle Gabriel Álvarez sobre el río Pujilí. Para la presente investigación se tiene como referencia la información de estudios preliminares que se realizaron en zonas cercanas a la que se implantará el puente a diseñar; mismos que se obtuvieron en el Departamento de Planificación del GADM Pujilí.

1.2 Planteamiento del problema

El GADM del cantón Pujilí al ser una entidad de Derecho Público con propósito social, autonomía administrativa y financiera; prioriza toda aquella actividad que favorezca al bienestar de la comunidad de Pujilí, a través de obras que satisfagan las necesidades de la población a nivel urbano y rural. (GADM Pujilí, 2017).

El territorio de la parroquia Matriz de Pujilí comprende una gran diversidad de barrios y comunidades, mismos que solicitan atención con obras de infraestructura vial para movilizarse de forma rápida y segura. Por tal motivo, la Dirección de Planificación Estratégica, requiere el diseño estructural definitivo de un puente vehicular sobre la calle Gabriel Álvarez. (Villacrés, 2017).

Como habitante de la ciudad de Pujilí, se puede constatar del problema existente en este sector, pues la calle Gabriel Álvarez, con sentido de circulación Sur-Norte, es discontinua en su proximidad al Río Pujilí; por otro lado, las calles paralelas subsiguientes, Abdón Calderón y Pichincha, mismas que son continuas, tienen sentido de circulación opuesto, es decir, se puede ingresar a los barrios aledaños, pero el retorno se complica, particular que generará grandes conflictos.

1.3 Área de influencia

El proyecto se desarrollará en la parroquia La Matriz del cantón Pujilí, con intervención en la calle Gabriel Álvarez, discontinua en el cruce con el río Pujilí. El producto generado con esta investigación tendrá influencia directa en los barrios Buena Esperanza y Chimbacalle de la parroquia Matriz. Además, beneficiará a barrios aledaños: La Merced, Danzapamba, Jesús de Nazareth, La Y e Isinche; y las comunidades de San Nicolás, Jachaguango, Cochaloma, Juigua, San Antonio, San Gerardo, Yacubamba, La Cangahua, San José, San Isidro, Potrerillos y Pucará

pues el sistema vial que conduce a dichos sectores, parte desde este sitio y se ve obstaculizado, en el retorno, al no existir un cruce directo por la calle Gabriel Álvarez, que es de salida.

1.4 Justificación

El GADM Pujilí, por medio del Departamento de Planificación Estratégica, requiere realizar los diseños estructurales de un puente vehicular en la calle Gabriel Álvarez sobre el río Pujilí, debido a que tras una reorganización vehicular que se dio a inicios del año 2017, se cambió el sentido de circulación de la calle Abdón Calderón, que anteriormente, era la salida de los barrios y comunidades aledañas, razón por la cual actualmente se genera un problema cuando el flujo vehicular se encuentra con que la única vía de retorno es discontinua en sus proximidades al río Pujilí.

La realización del presente proyecto es pertinente con los requerimientos del GADM Pujilí, puesto que se tiene gran interés en la construcción del puente para solucionar los problemas vehiculares de la zona, especialmente al considerar que en épocas festivas hay una gran concurrencia de turistas al Santuario Niño de Isinche, y en las presentes condiciones no existe vía de salida en el sector.

Actualmente con la innovación de materiales de construcción que aumentan la eficiencia de los sistemas constructivos, se muestra importante proponer un diseño, para la zona de estudio, que aporte con reforzamiento de estructuras utilizando fibras de acero; para posteriormente verificar el desempeño de estos materiales nuevos.

1.5 Objetivos

1.5.1 Objetivo general

Realizar el diseño definitivo de un puente vehicular, usando fibras de acero como material de reforzamiento del tablero, en la calle Gabriel Álvarez, sobre el río Pujilí, para entregarlo al Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón.

1.5.2 Objetivos específicos

Efectuar el levantamiento topográfico de la zona en que se implantará el puente vehicular.

Utilizar los datos del estudio hidrológico y de suelos proporcionados por el Gobierno Autónomo Descentralizado de Pujilí para el diseño del puente, luego de verificar su vigencia.

Determinar el diseño estructural más viable de la superestructura e infraestructura.

Elaborar el análisis aproximado de precios referencial a la fecha de presentación del proyecto.

1.5.3 Hipótesis

El diseño estructural del puente vehicular en la calle Gabriel Álvarez sobre el río Pujilí, tendrá un comportamiento óptimo luego del uso de fibras de acero en el tablero.

1.5.4 Variables de la investigación

1.5.4.1 Variable independiente

Uso de fibras de acero.

1.5.4.2 Variable dependiente

Comportamiento estructural óptimo

2 ESTUDIOS PRELIMINARES

2.1 Localización del proyecto

2.1.1 Ubicación Geográfica

El proyecto se ubica en la calle Gabriel Álvarez, en su proximidad al río Pujilí, en los límites de los barrios Buena Esperanza y Chimbacalle de la parroquia La Matriz del cantón Pujilí, en la provincia de Cotopaxi. En la Tabla 1 se muestra las coordenadas del sitio de emplazamiento del puente.

Tabla 1

Coordenadas de ubicación del sitio de emplazamiento del puente

Punto	Norte	Este
Inicio (margen izquierda del lecho del río)	9893815	756113
Final (margen derecha del lecho del río)	9893889	756122

2.2 Datos Generales del cantón Pujilí

2.2.1 División Territorial

En 1852, se emitió el Decreto de cantonización de Pujilí, momento desde el cual quedó bajo dicha denominación. Posee una superficie de 1289 kilómetros cuadrados y está dividido políticamente en siete parroquias. En la Tabla 2 se establece el detalle de cada parroquia con la superficie de su territorio. (Valdiviezo, 2012)

Tabla 2

División territorial cantón Pujilí

	Parroquia	Superficie [km ²]
Urbana	La Matriz - Pujilí	258
	La Victoria	21
Rurales	Guangaje	128
	Zumbahua	194
	Angamarca	272
	Pilaló	211
	Tingo - La Esperanza	208
	Total	1289

Fuente: (Valdiviezo, 2012).

La parroquia Matriz del cantón Pujilí se conforma por barrios y comunidades ubicados tanto en el centro como la periferia, mismos que se detallan a continuación: Cuatro Esquinas, El Tingo, Chambaná, Alpamálag (con distintas adjetivaciones de especificación), Jachaguango, Isinche (distintas adjetivaciones), Aguallaca, Collas, Conchacápag, Cochaloma, Cuturiví, Chugchilán, Danzapamba, El Relleno, El Cardón, La Merced, La Y, Jesús de Nazareth, Cachi, Guambaló, Guápulo, Juigua, San Antonio, San Gerardo, Patoa (distintas adjetivaciones), La Cangahua, San José, San Isidro, Potrerillos, Pucará, Yacubamba, Rumipamba, Shuyupamba, San Marcos, San Rafael, Sirimbe, Santa Rosa, San Juan, Nunuya, Rumipungo y El Cañar. (Vasco, 2015).

2.2.2 *Datos Meteorológicos*

Para la zona de estudio se obtienen parámetros meteorológicos a partir de las bases de datos del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI) en la estación meteorológica MB84, por ser la más próxima al sitio de emplazamiento del proyecto. (Vasco, 2015).

- Precipitación: Los meses de diciembre a abril son los más lluviosos en la zona, se tienen valores anuales de 482.5 [mm].
- Humedad Relativa: La humedad máxima es de 99%, mínima de 33% y la media anual de 75%.
- Velocidad del viento: Las velocidades más grandes se dan en la dirección sur este (SE), y la velocidad máximo promedio registrada es de 5.9 [m/s].

2.2.3 *Hidrología*

El principal drenaje de la ciudad es el río Pujilí, mismo que recoge las aguas de pequeñas quebradas de la zona; su recorrido es en sentido oeste- este hasta su confluencia con el río Isinche, que más tarde llegará al Cutuchi y se dirigirá a la región Amazónica. (Valdiviezo, 2012).

2.2.4 Tipos de suelo

A lo largo del territorio se presentan mayormente dos tipos de suelos:

“Cangahuas de tipo durosoll, que son suelos arenosos de color negro o pardo oscuro, con un horizonte argílico de 5 – 10 [cm] de espesor y que se encuentra a 10 – 30 – 70 [cm], de profundidad”. (Vasco, 2015, pág. 19).

“Suelos negros limosos poco ácidos (menos del 30% de arcilla), de tipo argiustoll, que se hallan en ondulaciones suaves de hasta un metro de espesor, la textura limo arenoso o areno limoso (más del 70% de material piroclástico) con más del 50% de saturación de cationes”. (Vasco, 2015, pág. 19).

2.2.5 Población

La población de Pujilí según el censo del año 2010 es de 69,1 mil habitantes, cifra que representa el 16,9% de la población de la provincia de Cotopaxi. En la Tabla 3 se muestra el detalle de la población medida en porcentajes que la conforman. En la Figura 1 se aprecia un diagrama de las actividades económicas a las que se dedica mayormente la población.



Figura 1: Pujilí, población ocupada por rama de actividad.

Fuente: (Sistema Nacional de Información, 2014)

Tabla 3*Detalle porcentual de la población de Pujilí*

Población de Pujilí	
Urbana	14.6%
Rural	85.4%
Mujeres	52.6%
Hombres	47.4%
Población Económicamente Activa	52.8%

Fuente: (Sistema Nacional de Información, 2014)

2.2.6 *Cultura y Turismo*

Las Octavas de Corpus Christi con su ícono principal, el Danzante de Pujilí, se declaró Patrimonio Cultural Intangible de la Nación, es una fiesta religiosa que fusiona tradiciones paganas con altos valores culturales, ancestrales y folclóricos. (Ministerio de Turismo, 2014)

Este cantón cuenta con algunos lugares turísticos, razón por la cual existe confluencia de turistas en ciertas épocas del año; por lo que se requiere buenos accesos viales en la ciudad. Los principales lugares turísticos según el GADM Pujilí (2013) son: los principales monumentos, que representan a los personajes de fiestas y habitantes; el cerro y mirador Sinchauasín, el Santuario del Niño de Isinche, la Hostería Capulí, el Palacio Municipal, la Iglesia Matriz, el Centro Artesanal el Rosal, entre otros.

2.3 *Situación actual del proyecto*

En el sitio previsto para la implantación del proyecto, actualmente existe un puente peatonal, con un diseño de acero en forma de arco. Al transitar por la estructura se puede apreciar que está sujeta a grandes vibraciones, razón por la cual crea cierta inseguridad en los usuarios. Además, por los problemas de congestión vehicular que se generan en la zona tras la nueva distribución del sentido de circulación de las calles, se muestra necesario el derrocamiento de éste para la creación de un puente vehicular.



Figura 2 Situación actual del lugar de implantación del proyecto

2.4 Marco teórico: Estudios Preliminares

Para empezar el diseño de un proyecto de obra civil, es preciso realizar los estudios básicos preliminares que proporcionan conocimiento de la zona y permiten dar soluciones estructurales satisfactorias para un diseño.

2.4.1 Topografía

El estudio topográfico constituye la base de un proyecto de ingeniería civil; depende el tipo de trabajo que se vaya a desarrollar para estimar su nivel de detalle y exactitud. En él se estipulan los datos de las características del terreno tanto en un nivel plano (planimetría), como en elevación (altimetría). (ALLPE, 2015).

Para conocer la posición de los puntos en el área de interés, es necesario determinar su ubicación mediante tres coordenadas que son: latitud, longitud y elevación o cota. Para su realización se necesitan varios instrumentos de precisión. El levantamiento topográfico es el punto de partida para realizar toda una serie de etapas básicas dentro de la identificación y señalamiento del terreno en el que se implantará la obra civil. (Franquet & Querol, 2010).

Para el diseño estructural de un puente vehicular es necesario que el levantamiento topográfico proporcione la ubicación y altimetría a detalle del sitio con curvas de nivel de diferencias de un metro para el caso de terrenos irregulares con depresiones pronunciadas, y mayor

definición de éstas si el terreno es llano. Los planos en los que se detalle la información deberán presentarse en una escala entre 1:500 y 1:2000, con una faja aproximada entre 20 y 100 metros en sentido longitudinal y transversal, factores que pueden variar de acuerdo a los requerimientos del diseñador; deberá indicarse además la vegetación del sitio. Cuando existen cursos de agua se debe levantar a detalle el fondo, con ubicación de límites del cauce y de la zona de inunde. En el caso de existir construcciones es necesaria también la información catastral de los sectores más próximos a la zona de depresión.

Se requiere también la ubicación de puntos de referencia, de inflexión y de inicio y fin de tramos curvos, con hitos in situ que sean fáciles de distinguir. En cuanto a la precisión de los datos y el equipo que se use, debe ser consistente con el sector de implantación y las dimensiones del puente. Por otra parte, si se dispusiera de estudios de topografía existentes, deben ser revisados para verificar la compatibilidad de los datos. (Ulloa, 2014)

2.4.2 *Estudios de Suelos*

Es un proceso que abarca trabajos de campo y laboratorio, cuyo objetivo es establecer las características y parámetros geotécnicos del suelo en el que se incorporará una estructura; contempla la estratigrafía, propiedades físicas y mecánicas, establece la ubicación y tipo de cimentación que se usará en una obra civil. Además, para el caso de un puente, se caracteriza el suelo que existirá en la ubicación de estribos y pilas, para determinar la influencia del fenómeno de socavación en la infraestructura. (Ulloa, 2014)

La correcta caracterización del subsuelo permite un diseño seguro y económico de la cimentación de las estructuras. El estudio geotécnico contempla sondeos y perforaciones en los probables ejes de la infraestructura, que tras pruebas de laboratorio se transformarán en perfiles

geológicos con identificación de capas, tipos de suelos, tamaño de partículas, consistencia, profundidad de la roca madre y sus características mecánicas. (Villamizar, 2010)

La Norma Ecuatoriana de la Construcción del 2015 (NEC-15), contiene un capítulo referente a Geotecnia y Cimentaciones en donde se establece como alcance el reconocimiento y caracterización del subsuelo para todas las infraestructuras que tengan contacto con el mismo; se definen unidades de construcción con el número mínimo de sondeos, distribución y profundidad de las perforaciones. Se establece como válidas las exploraciones directas: calicatas o trincheras, veletas, cono estático CPT, cono dinámico DCP, dilatómetro y ensayo de penetración estándar SPT; e indirectas: sondeos eléctricos verticales, sísmica de refracción, análisis espectral de ondas superficiales y ReMi. Para el caso de puentes se puede asignar como una unidad de construcción media debido a que las cargas máximas de servicio en los apoyos están en el rango de 801-4000 [kN]; para este tipo de unidades se estipula sondeos de profundidad mínima 15 metros o rechazo previo en los métodos de exploración (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

2.4.2.1 Estratigrafía y descripción del suelo

Se considera suelo a la capa biológicamente activa de la corteza terrestre que se forma tras la desintegración o cambios físicos de la roca que también se afectan por la actividad de los seres vivos. (Cevallos, 2014)

Estratigrafía es la rama de la Geología que estudia la roca y toma en cuenta la ubicación temporal de los materiales que la constituyen. La columna estratigráfica indica la forma vertical sucesiva en la que se sedimentaron las rocas existentes en el medio. El perfil estratigráfico, en un estudio de suelos, se obtiene a partir de las perforaciones que se realizan y del material que se encuentra en capas en dichas perforaciones; la profundidad de evaluación del perfil depende de la demanda del proyecto en específico. (Pasotti, 2015)

En base a los estratos de suelo que se obtienen de los sondeos se realiza los ensayos de laboratorio necesarios para su caracterización e identificación según las propiedades más importantes que influyen en las soluciones estructurales de diseño de la cimentación de una unidad constructiva.

2.4.2.2 Parámetros mecánicos y geotécnicos del suelo.

El suelo desde el punto de vista de la ingeniería civil es el sustrato donde se va a realizar las obras de construcción. Los parámetros del suelo se pueden caracterizar en tres grupos (Lace, 2015):

- Parámetros de identificación: los más importantes son las granulometrías, que distribuyen el suelo de acuerdo al tamaño que presentan las partículas que los conforman; y los límites de consistencia, que son las variaciones en consistencia que presentan los elementos en relación al contenido de agua. Con ellos se da lugar a la clasificación del suelo: cohesivo, granular, granular con finos de alta o baja plasticidad.
- Parámetros de estado: se refiere a las propiedades de humedad, absorción y densidad que tiene el suelo.
- Parámetros geotécnicos: dependen de la variación que presenten los dos parámetros anteriormente descritos. Los principales son: cohesión, ángulo de fricción interna, índice de compresión, módulo de elasticidad, coeficiente de balasto.

2.4.2.3 Parámetros del suelo para diseño sismo resistente

El parámetro más importante para diseño sismo resistente en la infraestructura de puentes es la aceleración máxima del suelo que influye en la maximización de empujes para el análisis de pilas y estribos.

2.4.2.4 Capacidad de carga del suelo.

Es la resistencia que ofrece el suelo a deformarse y está en función de la cohesión y fuerza de fricción entre sus partículas. Por su definición es la fuerza de tensión máxima que al sobrepasarla produce la falla por corte del suelo. El estudio de suelos se encarga de encontrar la carga máxima que puede ponerse en el cimiento sin que se pierda la estabilidad del conjunto. (Durán, 2016)

2.4.3 Estudio Hidrológico

Es un análisis que establece las características hidrológicas de una cuenca, zona que se delimita cartográficamente por una línea imaginaria llamada divisoria y representa el área drenada por un curso de agua o un conjunto de cursos de agua que se dirigen hacia una sola salida. Estas zonas tienen ciertos parámetros que deben estudiarse a fin de conocer el comportamiento hidráulico que deberá soportar la estructura a implantar en un punto perteneciente a dicho territorio. (Castillo & Ramírez, 2017)

El INAMHI establece una clasificación de las cuencas hidrológicas de acuerdo a la superficie que alcanza la zona que se delimita por la divisoria (Ver Tabla 4).

Tabla 4.
Clasificación de cuencas según su área

Elemento	Superficie [km²]
Unidad Hidrológica	< 5
Sector Hidrológico	5 – 20
Microcuenca	20 – 300
Subcuenca	300 – 600
Cuenca	> 600

Fuente: (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología, 2016)

El estudio hidrológico comprende además el análisis de datos meteorológicos existentes en las bases de datos de entidades encargadas de la administración de los recursos hídricos, para la evaluación de los regímenes de precipitaciones pluviales y determinación del máximo caudal y los

niveles de aguas extraordinarias (NAME), a los cuales puede estar expuesta la estructura del puente a diseñar. (Ulloa, 2014)

A continuación, se define los parámetros geomorfológicos y meteorológicos de una cuenca, mismos que se utilizan en el estudio hidrológico.

- Área de aportación: Se considera como la superficie en proyección horizontal de la zona en la que todas las aguas escurren hacia un mismo cauce natural, es importante cuantificarla puesto que tiene mucha incidencia en el cálculo de los parámetros morfométricos de la cuenca. (Sociedad Geográfica de Lima, 2011)
- Perímetro de la cuenca: es la longitud que alcanza la línea divisoria de la cuenca. (Sánchez, 2013)
- Longitud del cauce principal: es la longitud del río principal donde drenan todos los afluentes. (Sociedad Geográfica de Lima, 2011)
- Factor de forma: Denominado por algunos autores como k_f , es un factor adimensional que representa la relación entre el área de aportación y la longitud del cauce al cuadrado, y determina la forma de la cuenca, así, si es mayor a 1 se denomina achatada y si es menor, alargada. (Vasco, 2015)
- Pendiente del cauce: Es la relación entre la diferencia de nivel del punto de partida y el de análisis, y la longitud del cauce. (Instituto de Mecánica de Fluidos e Ingeniería Ambiental, 2010)
- Índice de compacidad: Se denomina también coeficiente de compacidad o Graveliús y representa la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo de área equivalente. (Sánchez, 2013)

- Índice de alargamiento: Es la relación entre la longitud del cauce y el ancho, máximos, se calcula como la relación entre el área de aportación y la longitud del cauce principal. (Vasco, 2015)
- Tiempo de concentración: Se conoce como el tiempo que tarda una partícula de agua en recorrer toda la extensión de la cuenca. (Castillo & Ramírez, 2017)
- Precipitación media anual: la precipitación es un ciclo del agua que ocurre cuando gotas de lluvia o granizo caen a la superficie, la precipitación media anual se calcula como un promedio de los datos registrados de precipitación en [mm] de los doce meses del año. (Observatorio ambiental de Bogotá, 2017)
- Temperatura media anual: Corresponde al promedio de temperaturas medias registradas en los meses del año. (Instituto Geográfico Nacional España, 2016)
- Humedad relativa: Es la cantidad de vapor contenido en el aire, factor determinante en la cantidad de evaporación. (Vasco, 2015)
- Punto de rocío: Se considera como la temperatura a la que el aire se debe enfriar para que no haya saturación. (Vasco, 2015)
- Tensión de vapor: Es la presión que generaría el vapor de agua si ocupa el lugar del aire. (Instituto de Mecánica de Fluidos e Ingeniería Ambiental, 2010).
- Evaporación: Se produce durante la lluvia, cuando se genera vapor de agua que por su baja densidad sube a la atmósfera. (Castillo & Ramírez, 2017)

Para la estimación del caudal máximo existen algunos métodos de cálculo, el método racional es el que mayormente se utiliza en obras de drenaje. El principio es que, si la lluvia cae en una superficie impermeable, la escorrentía se mantiene y el tiempo de concentración, es el tiempo

necesario para llegar al equilibrio; la esorrentía máxima será igual a la intensidad de lluvia. La fórmula para el cálculo se describe a continuación. (Vasco, 2015)

$$Q = k * C * I * A$$

Donde Q, es el caudal pico en [m³/s]; C, coeficiente de esorrentía (adimensional); A, área de la cuenca en [km²]; I, intensidad de lluvia en [mm/h]; y k, igual a 0,278 como factor de compatibilidad de unidades. En la Tabla 5 se muestran los coeficientes de esorrentía y forma de cálculo dictados por el INAMHI.

Tabla 5.

Coefficientes de esorrentía según el INAMHI

Coefficiente de Esorrentía	
Zona Urbana	
Descripción del área	C
Zona plana con aproximadamente 30% del área impermeable	0,4
Pendiente moderada, residencial, con 50% del área impermeable	0,65
Pendiente moderada con 70% del área impermeable	0,8
Zona Rural (C=1-ΣC')	
Topografía	
Plano, pendiente de 0,2 a 0,6 m/km	0,3
Moderada, pendiente de 3 m/km	0,2
Colinas, pendiente de 30 a 50 m/km	0,1
Suelo	
Arcilla compacta impermeable	0,1
Combinación Limo-arcillosa	0,2
Suelo limo-arenoso no muy compacto	0,4
Cubierta Vegetal	
Terrenos cultivados	0,1
Terreno no cultivados o bosques	0,2

Fuente: (Vasco, 2015)

Para las intensidades de lluvia, en este método, la duración para cuencas pequeñas se toma igual al tiempo de concentración. La ecuación básica para el cálculo de intensidades en función de la intensidad diaria es:

$$I_{TR} = \frac{K * Id_{TR}}{t^n}$$

Donde I_{TR} representa la intensidad de precipitación para cualquier período de retorno en [mm/h]; Id_{TR} , intensidad diaria para un período de retorno en [mm/h]; t, tiempo de duración de la

lluvia; y K , constante de ajuste aplicando mínimos cuadrados. El INAMHI considera que la caracterización pluviométrica es un factor importante en el diseño de obras civiles, por lo que actualizó los estudios de intensidad dividiendo el país en 35 zonas a partir del cual se puede identificar la isoyeta y las ecuaciones de cálculo de intensidades. (Vasco, 2015)

2.5 Estudios de Ingeniería Básica

En este apartado se detalla los procedimientos y parámetros específicos de los estudios preliminares para el puente en estudio.

2.5.1 Topografía

El levantamiento topográfico del sitio de implantación del puente vehicular se realizó con una estación total (ver Fig. 3); por las condiciones del sector se considera suficiente una faja de 20 [m] pues al ser una zona consolidada de la ciudad el eje del puente ya está definido y no hay posibilidad de desplazamientos. Las curvas de nivel se presentan con diferencias de 50 [cm] para mayor detalle en el diseño. (ver Fig. 4). Para definir la geometría del puente vehicular es necesario establecer el perfil transversal en el eje (ver Fig. 5)



Figura 3. Levantamiento topográfico para el puente vehicular en la calle Gabriel Álvarez

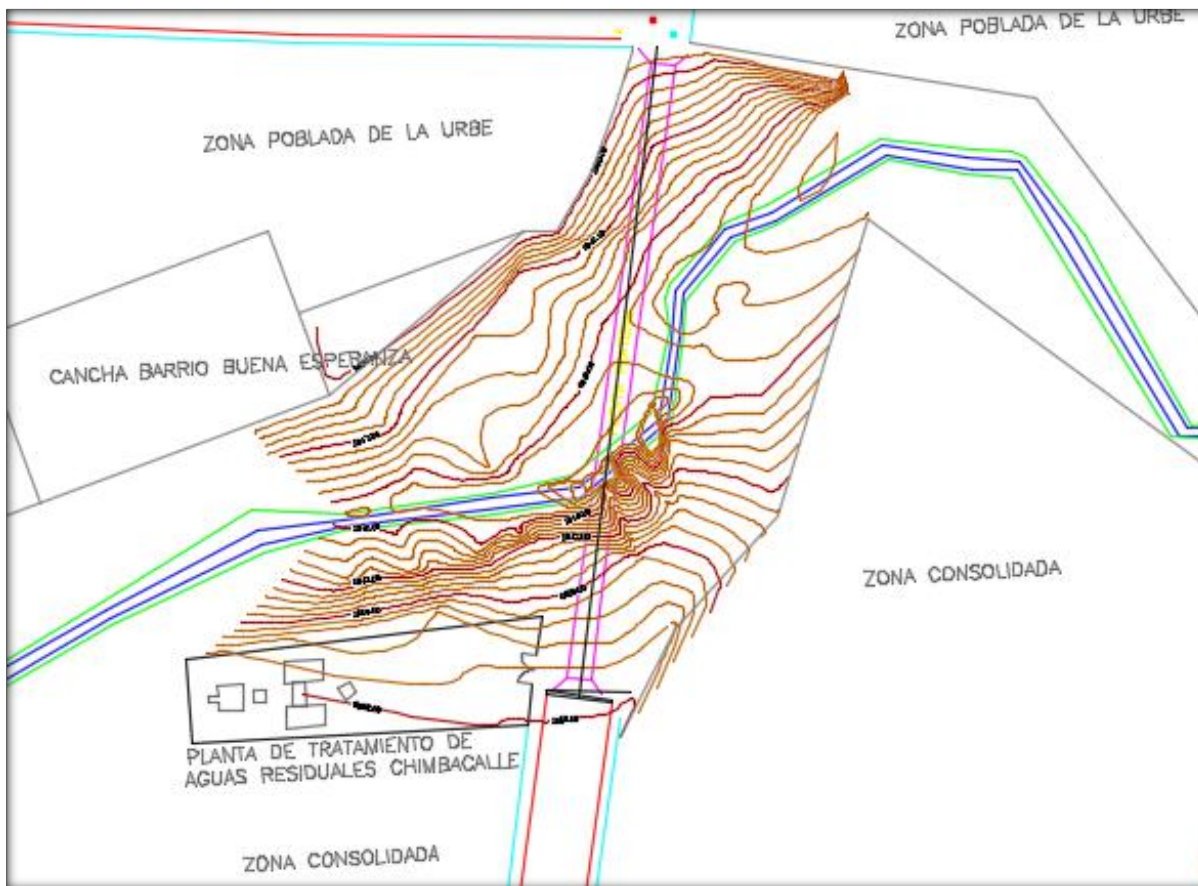


Figura 4. Topografía del sitio de implantación del puente vehicular

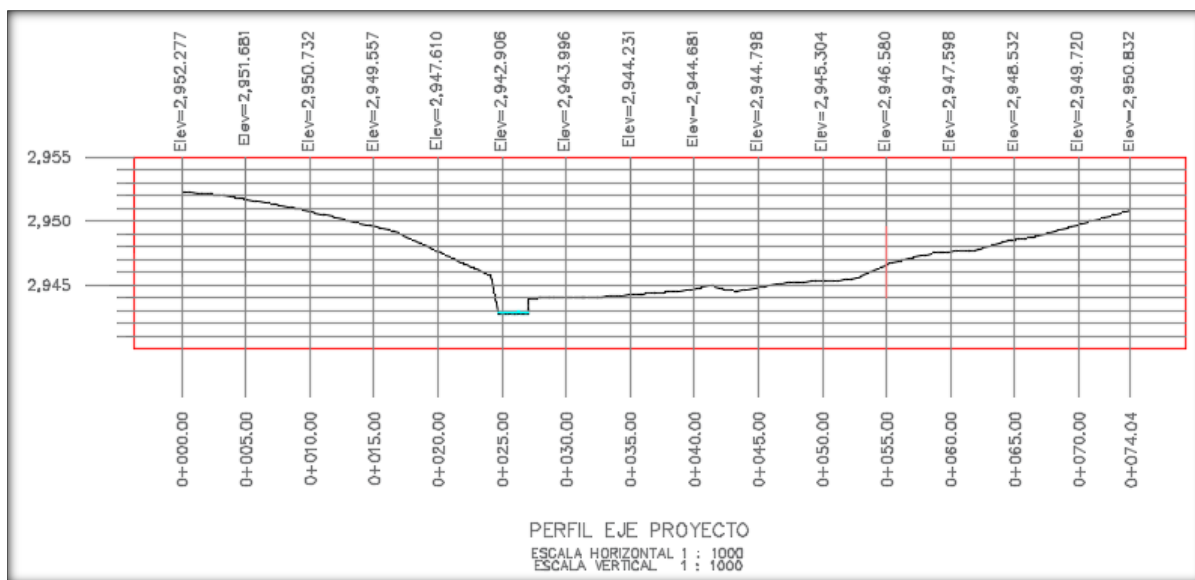


Figura 5. Perfil transversal en el eje del proyecto

2.5.2 Estudios de Suelos

Para la realización de esta investigación se estableció un Convenio Marco de Cooperación Interinstitucional entre el GAD Municipal del cantón Pujilí y la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, en el que se incluye como obligación de la Municipalidad entregar el estudio de suelos para el presente proyecto, en el que se utilizará estrictamente dicha información para el diseño. Por tal motivo el día 05 de marzo del 2018 (Ver anexo A), la Dirección de Planificación hace la entrega formal del estudio de suelos de un sector aledaño al de implantación del proyecto; pues por la proximidad sirve de referencia para el trabajo de titulación y dicho estudio se encuentra vigente pues se efectuó en el año 2015.

Este estudio se realizó mediante Ensayo de Penetración Estándar (SPT), con perforaciones a cada margen del lecho del río y toma de muestras alteradas de los estratos a cada metro de profundidad. Para la margen derecha hubo rechazo en la perforación a 4,50 [m], y en la izquierda se excavó hasta a 6,50 [m]. Para la clasificación del suelo, por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), en las muestras extraídas se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio: granulometrías por tamizado, contenido de humedad e índices de plasticidad. (Martínez, 2015)

2.5.2.1 Margen Derecha

En los primeros 2,50 [m] de profundidad se encontró relleno con material granular de tipo Turba Pt; de -2,50 [m] a 4,50 [m], se mantiene el suelo granular, pero no representa un material de relleno sino de suelo natural. No se encuentra nivel freático.

Para la cimentación se excavará hasta el nivel -4,50 [m], aquí se nivelará la rasante hasta el nivel -4,00 [m] con suelo sub - base clase II bien compactada y podrá recibir el estribo. (Martínez, 2015)

2.5.2.2 Margen Izquierda

En los primeros 0,50 [m] existe una capa vegetal, continúa un relleno con gran cantidad de escombros hasta los 2,5 [m]; y a partir de esa profundidad se encuentra arena limosa de color café claro de baja compresibilidad. No existe nivel freático.

El suelo presenta baja capacidad portante por lo que se excavará hasta el nivel -7,00 [m], y se mejorará con sub - base clase III compactada en capas de 20 [cm] con vibro apisonador hasta el nivel -4,00 [m], se debe comprobar la densidad mínima de 1,95 [kg/cm³]. (Martínez, 2015)

2.5.2.3 Datos del estudio de suelos para la cimentación.

En la Tabla 6 se muestran los valores de las propiedades del suelo que arroja el estudio de suelos para el diseño de los estribos del puente.

Tabla 6

Datos para el diseño de la cimentación del puente

Propiedad del suelo	Valor para el diseño	Unidad
Capacidad de carga	30	T/m ²
Densidad del suelo	1,65	g/cm ³
Ángulo de fricción interna ϕ	28	°
Módulo de deformación $E_{o(N>50)}$	192	Kg/cm ²
Coefficiente de Balasto	3,60	Kg/cm ³
Asentamiento total máximo esperado	25	mm
Asentamiento diferencial esperado	15	mm

Fuente: (Martínez, 2015)

2.5.2.4 Recomendaciones para construcción de obras complementarias

Para los cortes de excavación para estribos se recomienda una pendiente V:H 4:1 o en formas de terraza que tengan una pendiente similar. Los estribos deben ser de hormigón armado con rigidez suficiente para soportar las cargas y los asentamientos esperados; se puede recurrir a la geometría con contrafuertes y hormigón de resistencia a la compresión f^c de 280 [kg/cm²] o mayor para resistir los empujes laterales. Por la presencia de materiales sueltos se recomienda que el

tablero tenga la suficiente libertad de vibrar al ingreso de los vehículos en los dos sentidos. (Martínez, 2015)

2.5.3 Estudio Hidrológico

Para esta investigación se toma como válidos los parámetros obtenidos en el estudio de hidrología para el diseño definitivo del puente en la calle Sucre sobre el río Pujilí que se realizó en el año 2015 y tiene vigencia en la actualidad, por otro lado la distancia del punto de análisis de la calle Sucre a la calle Gabriel Álvarez es pequeña y la afectación en la superficie y demás parámetros de la cuenca del río Pujilí tienen poca incidencia, además cabe mencionar que en el tramo entre los dos puntos no existen nuevos flujos de agua que se añadan al drenaje del cauce, con lo cual se valida completamente la vigencia de la información.

Para el estudio se emplean cartas topográficas de Pilaló y Latacunga en escala 1:50.000, datos meteorológicos registrados por el INAMHI en los anuarios desde el año 2000 hasta el 2011 de la estación MB84PUJILÍ por ser la más cercana a la zona de estudio y la curva de intensidades de lluvia de la zona 14. La metodología para el trabajo comprende: características geomorfológicas, entre las que están el área de drenaje, la longitud de los cauces, las pendientes y tiempos de concentración; características climáticas, como lluvia anual, mensual y máxima en 24 horas, intensidad, temperatura, humedad, evaporación, nubosidad, dirección y velocidad del viento; y características hidrológicas así, la esorrentía anual, escurrimiento, crecidas, caudal y nivel máximo (Vasco, 2015).

2.5.3.1 Geomorfología

Se considera una microcuenca, de acuerdo a la clasificación de la Tabla 4, pues su área de aportación es de aproximadamente 27,66 [km²], el curso de las aguas nace en el cerro Upaurco, a

través de la quebrada que lleva el mismo nombre, y más tarde se une con la quebrada Paiza Rumi, río El Tingo y río Rumipamba, hasta finalmente conformar el río Pujilí. (Vasco, 2015).

En la Tabla 7 se expone los datos de los parámetros de diseño que se obtuvieron en el estudio hidrológico en mención.

Tabla 7.

Parámetros geomorfológicos del estudio hidrológico puente calle Sucre

Parámetro	Valor	Unidad
Área de aportación	27,66	Km ²
Perímetro de aportación	25,4	Km
Longitud del cauce principal	8,83	Km
Pendiente del cauce	9,63	%
Factor de forma	0,35	Adimensional
Índice de compacidad	1,35	Adimensional
Índice de alargamiento	2,82	Adimensional
Tiempo de concentración	2311,55	Minutos

Fuente: (Vasco, 2015)

2.5.3.2 Meteorología

Los parámetros se obtienen a partir de los anuarios de datos meteorológicos de las estaciones que están bajo dominio del INAMHI. En un radio de 2 [km] con respecto al punto de análisis del puente, se encuentra la estación MB84PUJILÍ, con ella se precisa la información de indicadores climáticos de la zona. (Vasco, 2015)

En la Tabla 8 se muestran los elementos climáticos que se tomaron en cuenta para el estudio hidrológico del puente en la calle Sucre sobre el río Pujilí con las unidades en las cuales se expresan cada uno de ellos.

En la Tabla 9 se indican los resultados del cálculo del caudal máximo en el estudio hidrológico del puente en la calle Sucre sobre El río Pujilí, tras aplicar el método racional.

Tabla 8.*Parámetros meteorológicos del estudio hidrológico puente calle Sucre*

Parámetro	Unidad
Precipitación anual	mm
Precipitación mensual	mm
Temperatura media anual	°C
Temperatura media mensual	°C
Humedad relativa anual	%
Humedad relativa mensual	%
Punto de rocío	°C
Tensión de vapor	hPa
Evaporación	mm

Tabla 9.*Parámetros método racional del estudio hidrológico puente calle Sucre*

Parámetro	Valor	Unidad
Coefficiente de escurrimiento	0,4	Adimensional
Intensidad máxima de lluvia	3,90	mm/h
Caudal máximo	18,15	m ³ /s

Fuente: (Vasco, 2015)

Al analizar los datos arrojados por el estudio hidrológico se observa que el factor de forma la cataloga como cuenca alargada, lo cual facilita la reducción y amortiguamiento de crecientes pues se aumenta su tiempo de formación. El caudal de crecida se calculó para un período de retorno de 25 años. Además, a partir de los datos de la sección en el punto de análisis de la calle Sucre se puede calcular los de la calle Gabriel Álvarez; así, para este estudio, se obtiene una velocidad media de 1,14 [m/s]; y el área transversal correspondiente a 15,92 [m²]. Con estos datos se obtiene la cota de crecida (NAME) para un período de retorno de 25 años, igual a 2944,87 [msnm], es decir 1,96 [m] sobre la cota del espejo de agua. (Ver Fig. 6)

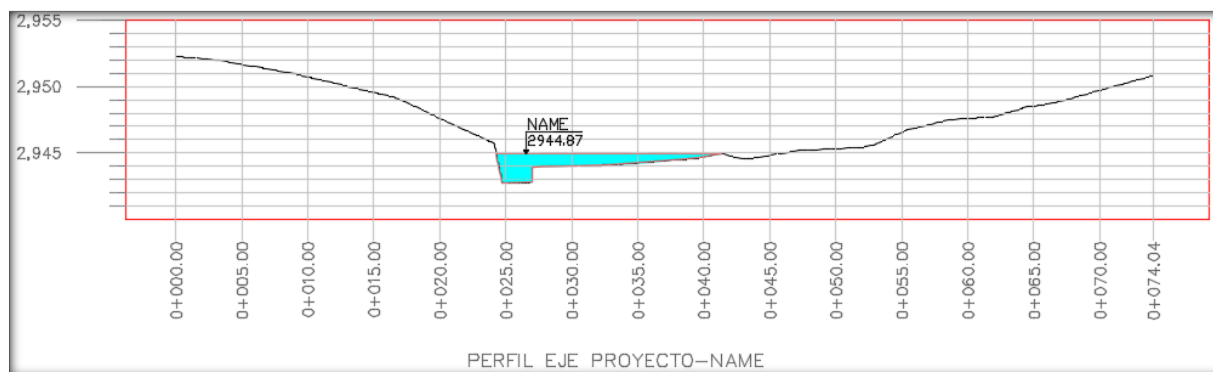


Figura 6. Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (NAME) del proyecto

2.5.4 Análisis de la socavación

La socavación ocurre por la acción de fenómenos pluviales o crecidas que generan mayor turbulencia al cauce y se produce el cambio de la geomorfología del mismo, con arrastre de material que modifica la altura del suelo en la zona. En el diseño de puentes existe el análisis de la socavación general para el caso de estribos que no estarán en contacto con el agua que transporta el río; y la específica para estribos que están en contacto y pilas. (Toapaxi, Galiano, Castro, Hidalgo, & Valencia, 2015)

2.5.4.1 Socavación General

Para este caso en específico únicamente es necesario el análisis de socavación general, pues los estribos estarán ubicados a una distancia pertinente para que no exista contacto con el lecho del río. Existen varios autores que propusieron fórmulas de cálculo de la altura de socavación a largo plazo a la que estará sujeto un determinado cauce. La forma general de la ecuación de cálculo es:

$$hms = c1 \left(\frac{q^{c2}}{d_{50}^{c3}} \right)$$

Donde hms, es la altura media de socavación [m]; q, el caudal unitario de diseño [m³/s/m], se calcula como la relación entre el caudal máximo probable del estudio hidrológico y el ancho del espejo de agua (2,58 [m]); d₅₀, diámetro medio o diámetro de las partículas al que el 50% es

material fino [mm] (Ver Fig. 7), se calcula en base a la curva granulométrica del estudio de suelos; los coeficientes c_1 , c_2 y c_3 varían de acuerdo al autor que propuso la fórmula de cálculo (Ver Tabla 10). (Toapaxi, Galiano, Castro, Hidalgo, & Valencia, 2015)

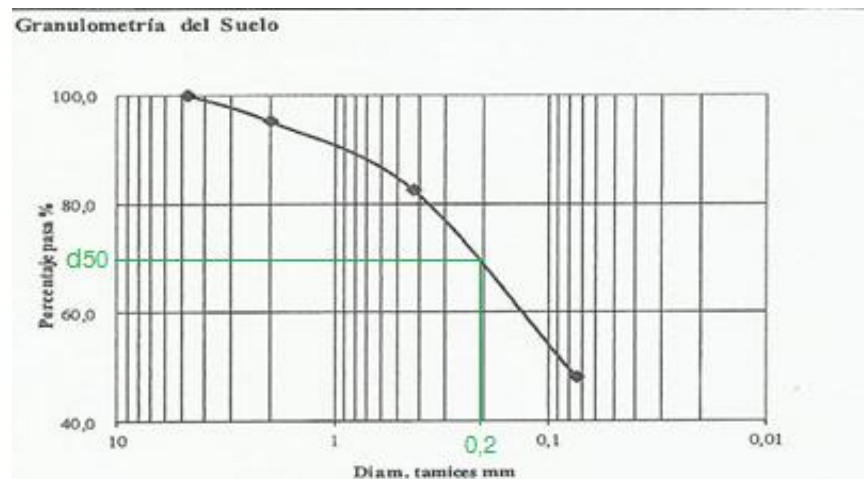


Figura 7. Determinación del parámetro D_{50} en curva granulométrica
Fuente: (Martínez, 2015)

Tabla 10

Factores de cálculo de socavación general para diversos autores

Autor	c_1	c_2	c_3	q (m ³ /s/m)	d_{50} (mm)	h_{ms} (m)
Lacey	0,389	0,333	0,167	7,03	0,20	0,98
Lischtvan-Lebediev	0,330	0,710	0,199	7,03	0,20	1,82
Laursen	0,205	0,860	0,284	7,03	0,20	1,73
Blench	0,380	0,667	0,167	7,03	0,20	1,83
Maza A.-García F.	0,209	0,870	0,305	7,03	0,20	1,86
Maza A.-Echeverría A.	0,365	0,784	0,157	7,03	0,20	2,17
Kelerhals	0,470	0,800	0,120	7,03	0,20	2,72
Altura media de socavación (m)						1,88

Fuente: (Toapaxi, Galiano, Castro, Hidalgo, & Valencia, 2015)

Para determinar la altura media de socavación se calculó el promedio de los valores arrojados por los diversos autores, se eliminó los dos valores más dispersos de la serie. Con la altura de 1,88 [m] se verifica que no se afecte en los estribos a diseñar.

2.5.5 Geometría y materiales de diseño del puente vehicular

El eje del proyecto está definido pues a los dos extremos existen zonas consolidadas. La topografía del lugar indica que la discontinuidad de la calle Gabriel Álvarez en sus proximidades al río Pujilí representa una distancia de 74 [m]; sin embargo, al analizar el ancho y disposición del cauce, además del caudal máximo y NAME, se concluye que no amerita construir un puente de esa luz pues se elevaría los costos para su implementación; por lo que tras estudiar el trayecto que toma el río conjuntamente con el fenómeno de socavación se decide ubicar los estribos del puente separados entre sí por una luz de 40 [m], en las abscisas 0+015,00 [m] y 0+055,00 [m] del eje.

El puente conectará a dos tramos con diferentes anchos de vía; por un lado, en el barrio Buena Esperanza, zona urbana con construcciones más antiguas en relación al otro extremo, el ancho de calzada es de 6,0 [m], con aceras a cada lado de 1,0 [m]; por otro lado, en el barrio Chimbacalle la calzada tiene 8,0 [m] y las aceras son de aproximadamente 1,5 [m]. Se decide mantener la geometría del lado más antiguo en edificarse ya que se encuentra más próximo a la urbe.

Se considera apropiado usar vigas de acero estructural pues es un material que por sus propiedades mecánicas puede vencer luces grandes sin aumentar exageradamente las dimensiones. Se usará acero A588 para las vigas, platabandas y rigidizadores, por su particularidad de alta resistencia a la corrosión; sin embargo, para conectores de corte y arriostramientos en donde es factible usar perfiles de dimensiones comerciales se utilizará acero A36 que es más común en el mercado local para el proyecto. Los demás elementos estructurales principales se diseñan con hormigón armado de $f'c$ 280 [kg/cm²]. Las obras complementarias y de accesos con un hormigón de menor resistencia.

3 SUPERESTRUCTURA

3.1 Marco teórico: Superestructura

La American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), en 1931 fue el primer organismo que creó una norma reconocida en los Estados Unidos para el diseño y construcción de puentes; con el transcurso del tiempo se modifican algunos de los estándares dictados, en las ediciones posteriores. (Cruz, 2016)

Se aceptan dos metodologías para el diseño de puentes: el diseño por esfuerzos admisibles (ASD) que tiene un tratamiento similar para todas las cargas refiriéndose a la variabilidad estática; y el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) que considera que unas cargas son más variables que otras y toma en cuenta la resistencia promedio. (Ulloa, 2014)

En el Ecuador el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO) estableció en el año 2012 la Norma Ecuatoriana Vial (NEVI-12), en el volumen N° 2 - Libro B, se especifica en una sección las bases del diseño para puentes y estructuras viales; donde se menciona que “los puentes en Ecuador se diseñarán de acuerdo a las disposiciones contenidas en AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, Edición 2010 y enmiendas posteriores ... Sin perjuicio de las disposiciones anteriores y mientras no entren completamente en vigencia las normas AASHTO LRFD se utilizará la Norma AASHTO STANDARD HB-17 en toda su extensión”. (Ministerio de Transporte y Obras Públicas , 2012, pág. 482).

Sin embargo, también se menciona que para el diseño de elementos estructurales convencionales se podrá usar formas de cálculo racionales basados en teorías estructurales que se desarrollaron anteriormente en los reglamentos del Ministerio y se comprobó su funcionalidad.

Además, se estipula que para combinaciones de carga y fuerzas actuantes se permite el diseño por esfuerzos admisible o por última resistencia. (Ministerio de Transporte y Obras Públicas , 2012)

Para la superestructura de un puente, se toma en cuenta que el área transversal contiene la calzada, aceras y protecciones. El número de vías de tránsito se fija a partir de la relación entre el ancho de calzada (w), sobre 3,6. Para caminos con anchos entre 6,0 [m] y 7,2 [m], se considerarán de dos vías de la mitad del ancho. (AASHTO, 2010)

3.1.1 Protecciones

Las protecciones de contención vehicular son estructuras cuya función principal es redireccionar y retener a los vehículos que pierden el control de circulación en las vías; con su construcción se minimizan los daños que pueden existir para los ocupantes del vehículo u otros usuarios. Por lo expuesto anteriormente, este tipo de estructuras deben ser rígidas; ante un impacto se deformarán, pero no deben dañarse ni perder su capacidad. Se consideran un elemento más de la estructura del puente por lo que deben ser correctamente diseñadas. (Quirós & Castillo, 2012).

Según la especificación AASHTO LRFD (2010), este sistema estructural debe brindar protección a los ocupantes del vehículo que colisiona, a los demás vehículos cercanos al punto de colisión, a personas de la calzada y áreas debajo de la estructura; además deben estar diseñadas para poder ser reforzadas, ser económicas y tener buena apariencia, permitir también la visibilidad a todos los lados del puente. Normalmente una protección debe tener una riel continua hacia el lado del tráfico y los postes no deben estar alineados a esta riel, sino guardar una cierta diferencia (s). Se debe seleccionar una baranda que satisfaga las recomendaciones de diseño y su construcción resulte posible y práctica.

3.1.1.1 Tipos de protecciones

La Norma AASHTO LRFD (2010), clasifica a los sistemas de protecciones de acuerdo al nivel de ensayo al que fueron sujetas, los tipos se detallan a continuación:

- TL-1: Se acepta para zonas de trabajo con velocidades de circulación vehicular baja.
- TL-2: Aceptable para zonas de trabajo, calles locales y colectoras con poca circulación de vehículos pesados y velocidades reducidas.
- TL-3: Similar a TL-2 pero con velocidades mayores.
- TL-4: Aplicable a carreteras de alta velocidad, con circulación de camiones y vehículos pesados.
- TL-5: Similar a TL-4, pero con mayor circulación de vehículos pesados.
- TL-6: Aceptable para vías que anticipan circulación de camión tipo tanque y cisterna.

Para barandas tipo TL-3, parapetos y combinaciones de los dos anteriores, la altura mínima será de 685 [mm] y se miden por encima de la superficie de la acera que se considera parte de la protección, además, su altura debe contemplar la longitud inclinada, más el radio y la sobreelevación de la misma (Ver figura 8), de tal manera que la altura máxima de la acera será 250 [mm]. (AASHTO, 2010).

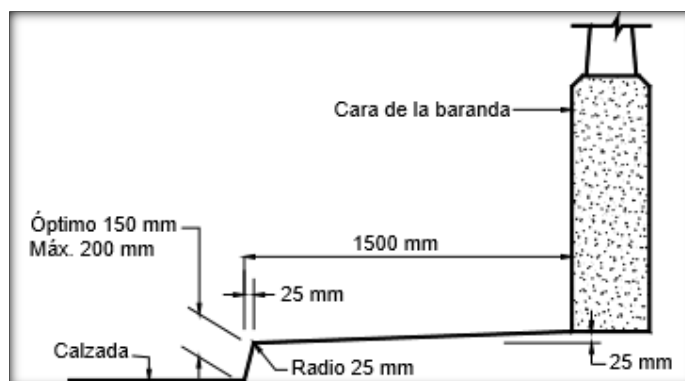


Figura 8. Típica acera sobreelevada.

Fuente: (AASHTO, 2010)

3.1.1.2 Separación de los elementos de una baranda

Para elementos verticales la separación libre entre ellos no debe permitir el paso de una esfera de 150 [mm] de diámetro. Para barandas de tráfico vehicular tenemos C_b , la máxima abertura libre por debajo de la riel inferior; s , retiro de los postes y c , la máxima abertura entre postes. En la figura 9 se muestra un diagrama para la determinación de los valores de s y c . El valor que podrá adoptar C_b , se ajustará a la disposición de que el ancho total de todas las rieles con cara hacia el tránsito deberá ser mayor igual que el 25% de la altura de las protecciones. (AASHTO, 2010).

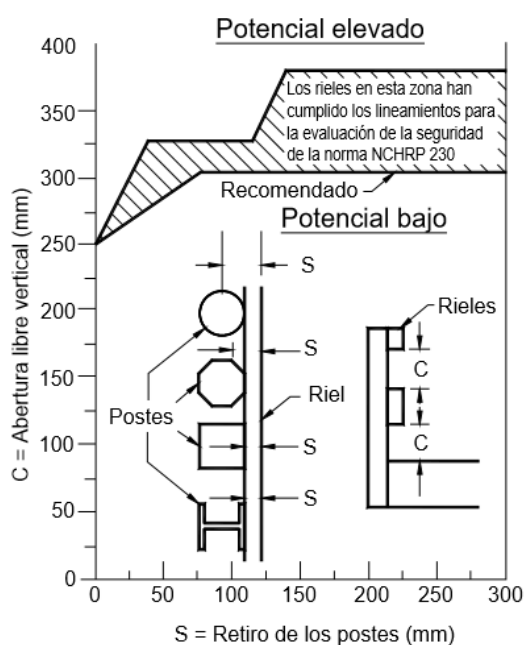


Figura 9. Criterio para establecer la separación de rieles.

Fuente: (Prieto & Tipán, 2010)

En base al diagrama se puede establecer un valor de diseño de s de acuerdo a la geometría de los postes, y el valor de c , se tomará entre el área sombreada; misma que garantiza que estuvo sujeta a ensayos de choque, para ser catalogada como convencional.

3.1.1.3 Consideraciones de carga y diseño

Se debe tomar en cuenta las sobrecargas peatonales y por impacto de vehículos y se evalúa de manera simultánea en toda la estructura perteneciente a protecciones, incluida la acera. Para barandas de tipo postes con vigas se debe analizar los parámetros de diseño para el caso extremo de impacto del vehículo a las superficies de contacto. Por otro lado, se debe aplicar una carga peatonal longitudinal y vertical simultáneamente a la estructura de la acera. (AASHTO, 1996)

Se aplica una fuerza transversal al área de impacto denominada P, cuyo valor es de 4,55 [T]; la misma que debe ser distribuida para cada riel de baranda continua en su eje. En el caso de que la altura total de la protección sobrepase los 0,83 [m], se debe aplicar un factor de amplificación de la fuerza, denominado c, cuyo valor está en función de la altura total y se tomará siempre mayor a la unidad. (AASHTO, 1996)

$$C = 1 + \frac{18,17h - 15,08}{8,23}$$

Entonces la fuerza aplicada P' a cada baranda será igual al producto de c por P dividido entre el número de viguetas que conforma la protección, mismas que deberán diseñarse a flexión para un momento debido a una carga concentrada en el centro de la luz.

$$M_{baranda} = \pm \frac{P' \times L}{6}$$

Donde L representa la separación entre postes o columnetas. Para la combinación de cargas se toma en cuenta el diseño por esfuerzos admisibles.

$$Mu_{baranda} = 1,3 [M_{cm} + FM * M_{cv}]$$

Donde M_{cm}, corresponde al momento por carga muerta, FM es el factor de mayoración igual a 5/3; y M_{cv}, corresponde al momento por carga viva dado por el impacto vehicular que es el caso más extremo. (AASHTO, 1996)

Para elementos de hormigón armado, el diseño por resistencia última permite conocer la cuantía de acero (ρ) necesaria para que el elemento a diseñar soporte las solicitaciones a las que se verá expuesto. La cuantía representa el porcentaje de área de acero referente al área transversal del concreto; su valor mínimo a flexión, para garantizar que no exista falla por fisuración, se calcula como el menor valor entre: 14 sobre el límite de fluencia del acero (f_y) en $[\text{kg}/\text{cm}^2]$; y el valor de cuantía calculado con un incremento del 33%. (ACI 318 S-14, 2014)

El límite de cuantía máximo según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015, pág. 45), en su capítulo referente a estructuras de hormigón armado (numeral 4.2.4), no debe exceder el 50% de la cuantía balanceada (cuantía en la que la deformación unitaria del acero es igual a la del hormigón).

$$\rho = 0,85 \frac{f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{\phi 0,85 * f'c * b * d^2}} \right]$$

$$\rho_{bal} = 0,85 * \beta_1 \frac{f'c}{f_y} * \frac{0,003}{\frac{f_y}{E_s} + 0,003}$$

Donde β_1 es un coeficiente que adopta el valor de 0,85 para resistencias $f'c$ entre 190 y 500 $[\text{kg}/\text{cm}^2]$; ϕ , es el factor de reducción que para flexión es igual a 0,9; $f'c$, es la resistencia a la compresión del hormigón; y E_s , es el módulo de elasticidad del acero. (ACI 318 S-14, 2014)

Para el diseño a corte de protecciones se considera que el cortante que actúa en la estructura está en función del momento de capacidad, y es igual a:

$$V = \frac{2 M_{capacidad}}{L libre}$$

$$M_{capacidad} = 1,25 * f_y * A_s * x \left(d - \frac{1,25 * A_s * x * f_y}{2 * 0,85 * f'c * x * b} \right)$$

$$Vu_{baranda} = 1,3 [V_{cm} + FM * V_{cv}]$$

Para el momento a capacidad se emplea la fórmula que se deduce de la teoría de la flexión, donde A_s es el área de acero a flexión adoptada; d , la distancia desde la fibra más alejada a compresión del elemento al centroide de la armadura de refuerzo a tracción; y b , es el ancho de la sección en análisis. En el chequeo a cortante se establece un esfuerzo permisible v_p igual a $0,53\sqrt{f'c}$ [kg/cm^2], que debe compararse con el esfuerzo de cálculo $v_c = \frac{Vu}{\phi b d}$, donde ϕ , para el caso de corte adopta un valor de 0,75. Se considera el área de acero transversal como $A_v = \frac{V_s * b * s}{f_y}$, V_s es la diferencia entre el esfuerzo permisible y de cálculo; y s , es la separación adoptada que tendrán los estribos en la vigueta. (ACI 318 S-14, 2014).

Las columnetas se diseñan bajo el modelo de elemento empotrado en la base y afectado por las fuerzas P' en cada eje de las viguetas, del lado de tránsito; y una fuerza equivalente a un octavo de $c * P$ del lado opuesto. El diseño se realiza aplicando la ley de momentos para el modelo; y el mismo criterio de mayoración que en el caso de viguetas. (AASHTO, 1996)

La acera se considera un elemento más de las protecciones ya que de acuerdo a sus dimensiones pueden ayudar a minimizar los daños ante una colisión. Para esta estructura se consideran simultáneamente una fuerza transversal de 744 [kg/m], aplicada al borde superior lateral de la acera; y una carga distribuida por efectos de carga peatonal (Ver Tabla 11). (AASHTO, 2010)

Tabla 11.

Carga peatonal para cálculo de aceras

Longitud (m)	P (kg/m²)
≤ 7.6 m	415
$7,6 \leq L \leq 30.5$	293
≥ 30.5	P
$P = \left(147 + \frac{4480}{L}\right) \left(\frac{55 - 3,28W}{50}\right)$	

Fuente: (AASHTO, 1996)

3.1.2 Tablero

El tablero es una losa que en algunos casos puede trabajar conjuntamente con las vigas, de modo que forma una sección compuesta, para ello es fundamental la existencia de conectores de corte que aseguren la transmisión de los esfuerzos de flexión hacia estos dos elementos de la superestructura. Se debe calcular un ancho efectivo (B^*) de la losa que representa la sección equivalente de acero que realmente trabajará con la viga; el ancho B es la sección de concreto inicial que se reparte para cada viga y se toma como el menor valor entre un cuarto de la luz del puente (L), el espaciamiento entre vigas (S), y 12 veces la altura total de la losa (t); a este valor se debe dividir para la relación entre módulos de elasticidad de los dos materiales (n) y se obtiene el ancho efectivo que actuará como un cubre placa de acero en el diseño. (Cruz, 2016)

Según (Cajamarca & Quiroga, 2014), la mínima altura de un tablero de hormigón, excluyendo cualquier tipo de acabado deberá ser mayor o igual que 175 [mm]. Además, menciona que los recubrimientos según la AASHTO LRFD, son de 2,5 [cm] en fondo de losas fundidas in situ con barras de acero de hasta 36 [mm] de diámetro, y de 5 [cm] en estructuras expuestas a circunstancias exteriores.

Para el diseño de losas en puentes es importante conocer la definición de longitud efectiva, según la AASHTO (2010), para vigas de acero, esta longitud corresponde a la distancia entre la punta de las alas más el volado de las mismas. En la figura 10 se muestra un detalle sobre dicha medida.

La estructura del tablero de hormigón armado se puede diseñar según el método LRFD (Load Resistance Factor Design), mismo que especifica tres sub-métodos válidos: elástico aproximado (Art. 4.6.2.1), refinado (Art. 4.6.3.2) y empírico (Art. 9.7.2); el primero simula franjas

de diseño que van de un lado a otro del tablero y se modelan como apoyadas, es similar a la metodología ASD (Allowable Stress Design).

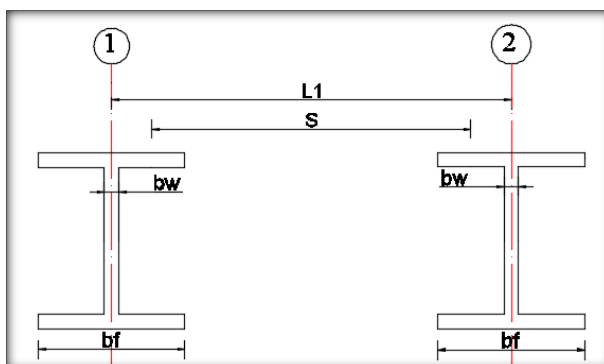


Figura 10. Longitud efectiva en vigas de acero

3.1.2.1 Parámetros geométricos de diseño

A la longitud del tramo ($L1$), no debe exceder la suma del claro libre más el espesor del tablero ($L1 \geq s' + t$); la altura total de la losa (t) debe ser mayor o igual que $((0,1 + s/30) * 1,1)$. (Prieto & Tipán, 2010)

3.1.2.2 Consideraciones de carga

- Carga Muerta

Se toma en cuenta el peso de las protecciones, incluida la acera, el peso propio de la losa, y peso por acabados. El cálculo de momento se realiza con métodos de análisis estático.

- Carga Viva

Para el análisis del volado de acuerdo a (AASHTO, 2010), la carga de rueda se ubicará a 0.30 [m] de la vereda (caso normal) o de la cara más sobresaliente de la protección lateral (caso accidental). Al ser una carga dinámica puntual, que se va desplazando en la longitud del puente se debe calcular un ancho E de influencia de dicha carga; para tableros con refuerzo en sentido perpendicular al tránsito se calcula como:

$$E = 0,8X + 1,132$$

El momento flector debido a la carga es:

$$M = PX/E$$

Donde, X, es la distancia entre el punto de aplicación de la carga y el punto de soporte, para el caso de análisis se toma desde la cara exterior del alma de la viga; P, representa la carga vehicular de la rueda, en Ecuador, el MTOP establece que la carga del camión HS20-44 se debe incrementar en un 37,5%, y el tren de carga en 25%; para ello la carga P es igual a 10[T]. (Ministerio de Transporte y Obras Públicas, 2012)

Para el cálculo de momentos interiores en tableros con refuerzo perpendicular al tráfico se establece que el momento positivo es igual al negativo; y se debe cumplir con dos condiciones: la longitud efectiva debe estar entre 0,61 [m] y 7,30 [m], y la dimensión mayor (luz del puente) sobre la dimensión menor (ancho total del puente) ser mayor a 1,5. (AASHTO, 2010)

$$M = \frac{S + 0,61}{9,65} * P [T - m]$$

Se aplica un factor de 0,8 si la losa es continua. La mayoración de momentos actuantes corresponde al método ASD.

$$Mu = 1,3 \left(MCM + \frac{5}{3} MCV * FI * FR \right)$$

Donde se toma en cuenta ciertos factores para carga viva, éstos son:

- Factor de impacto: mayoración de la carga por el impacto vehicular. Está en función de la longitud del elemento en análisis medida en metros [m].

$$FI = \frac{50}{125 + 3,28L} + 1 \leq 1,3$$

- Factor de reducción: se estima de acuerdo a la Tabla 12 y representa la probabilidad de que todos los carriles se encuentren cargados en un determinado período de tiempo.

Tabla 12*Factor de reducción método ASD*

Factor Reducción FR	
# vías	FR
1-2	1,00
3	0,90
4	0,75

FUENTE: (AASHTO, 1996)

- Factor de mayoración: adopta un valor de 5/3 para casos normales y 1 para accidentales.

Para el diseño por corte del tablero se toma como cortante por carga viva a la relación de la carga P y el ancho E ; y por carga muerta a la sumatoria de cargas verticales por pesos de los elementos: el punto de análisis se toma para un modelo de viga simplemente apoyada, es decir, a una distancia “ d ” de la cara del apoyo. El diseño estructural para armadura principal, transversal al sentido del flujo de tránsito, se sujeta a los parámetros de cuantía y áreas de acero expuestos en el apartado referente a protecciones; sin embargo, para el caso de armadura de distribución, perpendicular al sentido de armado principal, se toma como un porcentaje del área de acero por el momento a flexión positivo; dicho porcentaje se calcula como la relación entre 121 y la raíz cuadrada de la longitud efectiva S . Por otro lado, también es necesario colocar armadura de temperatura en las superficies expuestas del elemento, según la Norma, corresponde a 2,64 [cm²/m]. (AASHTO, 1996)

3.1.3 *Reforzamiento del tablero con fibras de acero*

El empleo de fibras en mezclas para fines constructivos data desde la antigüedad pues se usaban pelos de caballo y paja en algunos tipos de mortero. Actualmente, el hormigón es uno de los materiales de mayor uso en el ámbito de la construcción por su gran resistencia a la compresión (f_c), sin embargo, a tracción, es casi despreciable (10% - 15% del f_c); por esta razón, se empieza a estudiar ciertos componentes que al añadirlos a la mezcla le proporcionan nuevas características y mejoran su isotropía; así inicialmente aparecen las fibras de asbesto que se añaden al concreto, momento desde el cual se parte con el concepto de materiales combinados y hormigones reforzados con fibras (FRC por sus siglas en inglés). En 1911, Graham, usa por primera vez fibras de acero en concreto, pero es hasta 1920 que se realiza el primer estudio científico referente al tema, por Griffith. (Mármol, 2010)

Es a partir de 1960 que se aligera y masifica los estudios sobre las fibras de acero principalmente. Desde los primeros estudios hasta la actualidad se otorgaron numerosas patentes sobre concreto reforzado con fibras de diferentes materiales; sin embargo, la investigación de G. Constantinesko en 1954, tiene mención especial pues son las fibras de acero que se conocen en la actualidad. (Barros & Ramírez, 2012)

El primer pavimento de hormigón reforzado con fibras de acero se colocó en EEUU en agosto de 1971 en una estación de pesas para camiones de Ashland; luego dos sobre-capas en tableros de puentes de Pensilvania en 1972 y que siguen en funcionamiento hasta la actualidad; se desarrollaron además proyectos de prueba en el período de 1970 – 1980 que garantizaron su uso para pisos industriales, pavimentos, aeropuertos, estacionamientos y tableros de puentes. (Collazos, 2012)

Las fibras de reforzamiento se clasifican como: microfibras, aquellas compuestas de plástico, polipropileno, polietileno o nylon, sus efectos se producen en la mezcla hasta su estado plástico y sus dimensiones varían entre 12 y 75 [mm]; las macrofibras en cambio son de acero, vidrio, sintéticos o naturales y se usan como refuerzo del concreto ya endurecido, el diámetro en este tipo de fibras varía entre 0,25 y 1,5 [mm] y la longitud en el rango de 13 a 70 [mm]. (ICONTEC, 2008)

El reforzamiento se considera estructural cuando las fibras reemplazan a la armadura de refuerzo tradicional, sin embargo, en la mayoría de los estudios y aplicaciones su uso es no estructural pues se aprovecha el reforzamiento en dosificaciones bajas para control de fisuras, impacto y fatiga de los elementos y la única armadura que se logra eliminar es la de temperatura. (Rodríguez, 2016)

En estructuras que se encuentran expuestas a factores climáticos del exterior se provee de acero de refuerzo adicional, denominado armadura de temperatura, misma que se encarga de mitigar la fisuración del concreto tras el fenómeno de fraguado y posteriores solicitaciones por contracción; las fibras de acero se encargan de cubrir estos fenómenos por lo que reemplazan sin problema a la malla de temperatura que se coloca en tableros de puentes; con lo cual se reduce tiempos de construcción y beneficia la economía en un proyecto.

Al no estandarizarse como norma general el empleo de este tipo de materiales en el reforzamiento en concreto estructural, el ACI genera un reporte (ACI 544.1R-96, 2009) de Hormigón Reforzado con Fibras en donde recomienda una mínima dosificación del 0,1% por unidad de volumen de mezcla. Además, menciona que la adición de fibras de acero no continuas sino más bien dispersas por la mezcla reduce el asentamiento medido por la norma ASTM C 143, esto no quiere decir que se reduzca la trabajabilidad pues con un correcto vibrado se logra los

trabajos operativos perfectamente. En dicho reporte se aceptan fibras de acero con relación de aspecto entre 20 y 100, y el diámetro debe ser tal que puedan ser totalmente dispersas por la mezcla de hormigón.

El American Concrete Institute en su última versión de Requisitos para el Reglamento de Concreto Estructural (ACI 318 S-14, 2014), incluye ya una pequeña sección para el hormigón reforzado con fibras de acero, y lo define como un concreto que tiene fibras de acero corrugadas, discontinuas y dispersas aleatoriamente. El refuerzo de fibras de acero, en este código de diseño, abarca únicamente recomendaciones para que la cantidad y características de las fibras cubran todas las solicitaciones a esfuerzo cortante de los elementos, mas no para refuerzo que no reemplace la armadura, sino que ayude a la fisuración. Sin embargo, no especifica casos y formas de cálculo real de este componente, sino sugiere que para su empleo se debe contar con un estudio a fondo del tipo de fibras de acero a utilizarse y las propiedades que éstas generan en la mezcla de concreto.

3.1.3.1 Terminología en reforzamiento con fibras

En el Reporte del (ACI 544.1R-96, 2009) se menciona ciertos términos importantes en el tema de reforzamiento de hormigón con fibras; a continuación, se detallan algunos de ellos:

- Relación de aspecto: se conoce como la relación entre la longitud y el diámetro de la fibra.
- Balling: fenómeno en el que las fibras de acero se acumulan en un solo sitio de la mezcla y forman grumos, también se denominan erizos.
- Recuento de fibras: número de fibras en un volumen unitario de mezcla.
- Resistencia a la tensión del acero: capacidad que tiene el material del que se compone la fibra para soportar esfuerzos de tracción sin fallar.

3.1.3.2 Tipos de fibras de acuerdo a las normativas

El ACI hace una clasificación de las fibras de acuerdo al material con el que se producen, así: Tipo I, alambre retrificado en frío; Tipo II, hoja cortada; Tipo III, material extraído o fundido; y Tipo IV, otras fibras. La Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles las clasifica por su sección transversal en: cuadrada (perfiles de sección típica de espesor entre 0,15 a 0,64 [mm] y ancho de 0,25 a 2,03 [mm]), circular (alambre de 0,25 a 1 [mm] de diámetro) o media luna (engastes de longitud completa). En la Figura 11 se encuentran las clasificaciones de las fibras según su forma. (ACI 544.1R-96, 2009)

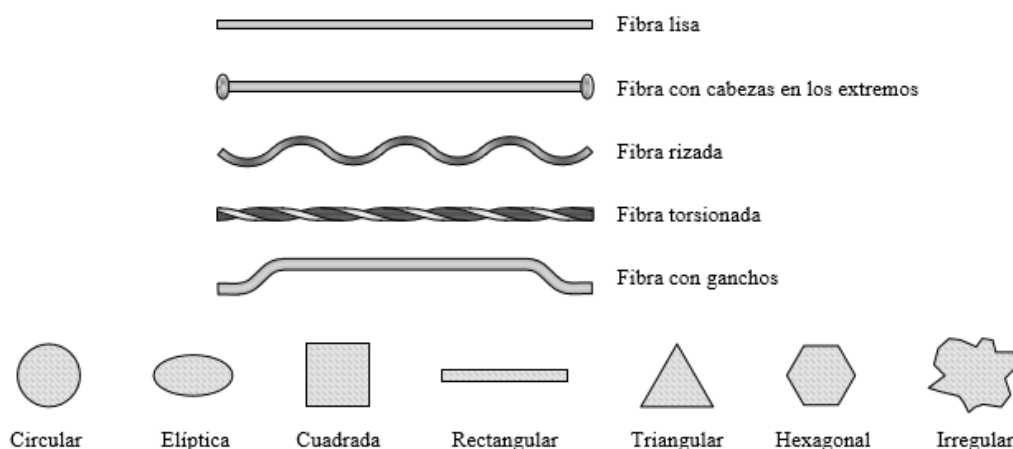


Figura 11. Formas: longitudinal y de sección transversal en fibras de acero
Fuente: (Isla, 2014)

3.1.3.3 Desempeño en las fibras de acero

Las fibras de acero son las más comunes en reforzamiento de hormigones pues es un material económico y eficaz, tiene un módulo de elasticidad 10 veces mayor que el del concreto y se adhiere fácilmente a la pasta, por otro lado, el acero no absorbe agua, con lo que se mantiene normal la relación agua – cemento y no se afecta la resistencia a la compresión del hormigón. Existen, además, las fibras de acero inoxidable pero su uso es específico en hormigones refractarios. (Amador, 2015)

El desempeño de la fibra está directamente relacionada a la relación de aspecto, anclaje y resistencia a la tensión del acero que la conforma.

- Anclaje

La mayor resistencia se les atribuye a los extremos de las fibras de acero que funcionan como ganchos y provocan una resistencia cinco veces mayor a la que producen las fibras lisas (Ver Fig. 12). La falla en hormigones reforzados con fibras ocurre cuando se pierde la adherencia de la fibra de acero con la matriz del concreto; para aumentar la capacidad se desarrollaron los modelos con ganchos en los extremos, para interpretar de mejor manera en la Figura 13 se muestra la gráfica de carga – desplazamiento en ensayos de arrancamiento para el estudio de Tuyan (2012) donde se aprecia claramente que la resistencia que opone la fibra con ganchos en sus extremos es superior a la que opone la lisa.

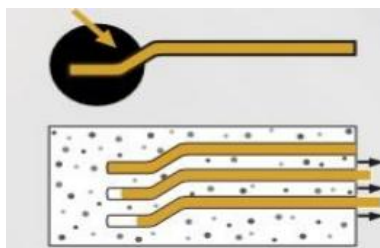


Figura 12. Extremos de las fibras de acero de mayor uso a nivel mundial
Fuente: (Vela, 2017)

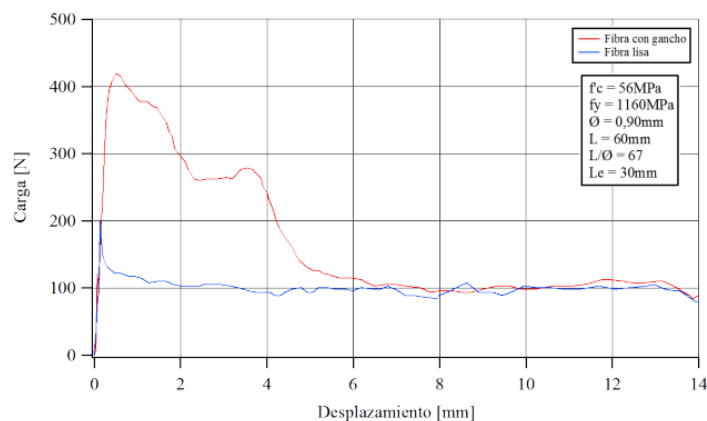


Figura 13. Curvas típicas de arrancamiento de fibras de acero.
Fuente: (Tuyan, 2012)

Si se compara entre tipos de anclaje de la forma gancho y ondulada (Ver Fig. 14) se observa que la primera mantendrá una resistencia alta conforme avanza la deformación, en cambio la segunda cae repentinamente.

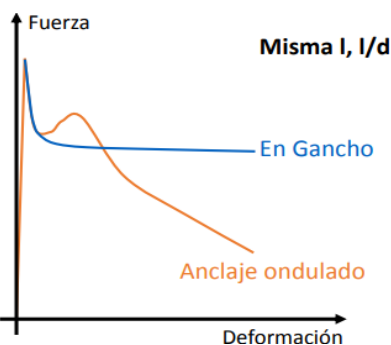


Figura 14. Comparación entre fibras de anclaje gancho y onduladas
Fuente: (Figuroa, 2017)

- Relación de aspecto o esbeltez

Mientras más esbeltas sean las fibras que se incorporan mejores resultados de adherencia con el hormigón dan, pues la falla se da por pérdida de adherencia y desplazamiento de las fibras en el espacio de una fisura, con mayores longitudes mayor desplazamiento tendrá antes de fallar, sin embargo, se debe restringir la relación de aspecto pues es inversamente proporcional a la trabajabilidad de la mezcla. En la Figura 15 se compara las curvas de desempeño a tracción para fibras de L/D de 45 y 80, donde la segunda presenta mayor desempeño. (Isla, 2014)

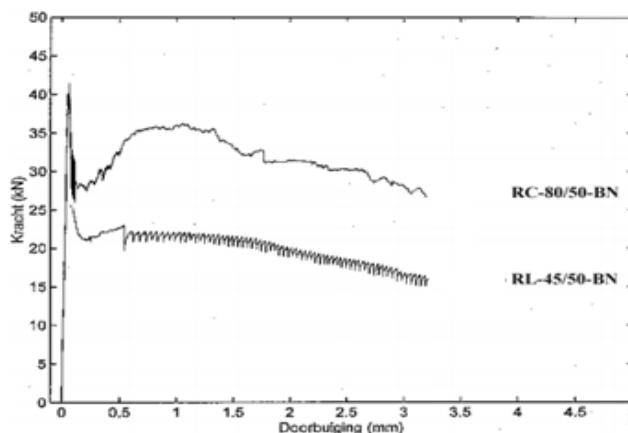


Figura 15. Curvas carga - deflexión para L/D de 45 y 80
Fuente: (Bekaert, 2014)

- Resistencia del acero a la tensión

Para cumplir el propósito de un material compuesto con el hormigón debe actuar como complemento en la debilidad de éste, que es la tracción. Los fabricantes deben certificar que las piezas que se producen cumplen con resistencias superiores a las del concreto.

3.1.3.4 Beneficios del uso de fibras de acero en mezclas de hormigón

Las propiedades más significativas en el hormigón con refuerzo de fibras de acero, respecto del convencional son: mayor homogeneidad e isotropía; la tenacidad mejorada a la flexotracción, que se entiende como la capacidad de absorber energía después de que ocurrió la primera fisuración; resistencia al impacto (Ver Fig. 16) y fatiga; además de proporcionar mayor durabilidad a la estructura. (ACI 544.1R-96, 2009)

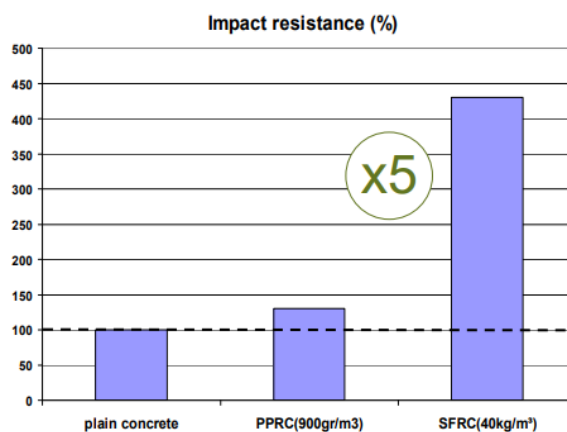


Figura 16. Gráfico comparativo de resistencia al impacto
Fuente: (Bekaert, 2014)

La resistencia al impacto hace posible su uso en naves industriales, estructuras hidráulicas, tableros de puentes, pavimentos, etc. Un estudio de (Song, Wu, Hwang, & Sheu, 2002) concluyó que en términos generales el hormigón con fibras es seis veces mejor para la resistencia al recibir cargas de impacto que el hormigón sin fibras.

Batson et al, citado en (Collazos, 2012) concluye que en hormigones reforzados con fibras de acero la resistencia a la fatiga está entre 65% y 90%, en cambio, en un hormigón convencional oscila entre 50% y 55%.

Según (Vela, 2017) el empleo de fibras de acero garantiza un reforzamiento multidireccional y reduce el despostillamiento que se da con la corrosión en el acero de refuerzo longitudinal (desprendimiento del recubrimiento) (Ver Fig. 17a). Al incorporarse fibras de diámetros pequeños, las soluciones discontinuas no propagan la corrosión; por otro lado, se controla la fisuración pues actúan cosiendo las grietas (Ver Fig. 17b); una menor distancia entre fibras, en relación a la distancia entre estribos, implica mayor efectividad para el mecanismo de coser que tienen los dos elementos. Además, se reduce los costos de una obra en su etapa de mantenimiento pues existirán menos reparaciones.

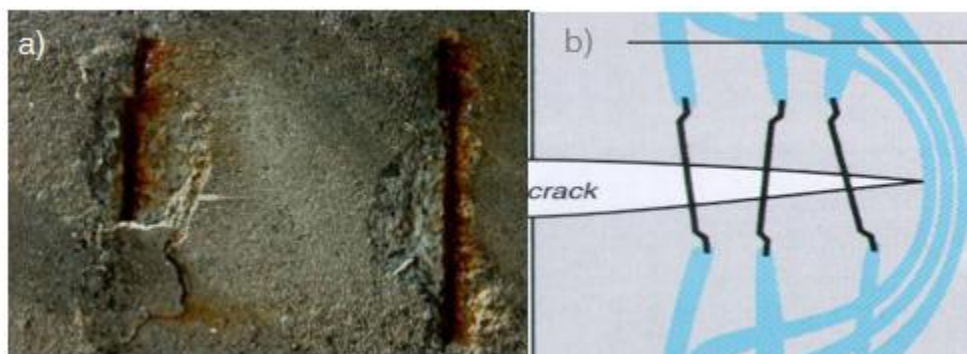


Figura 17. a) Despostillamiento del concreto- b) Control del agrietamiento

Fuente: (Vela, 2017)

En la Figura 18 se muestra una fotografía de la Black River Falls en Estados Unidos en donde se incorporó fibras de acero para reforzar el tablero y después de dos años en uso luce en perfectas condiciones de operabilidad; se debe tomar en cuenta además que las condiciones climáticas de dicho sector presentan variaciones más radicales que las de Ecuador.



Figura 18. Black River Falls, Estados Unidos, después de dos años de uso
Fuente: (Vela, 2017)

3.1.3.5 Propiedades mecánicas y físicas del hormigón reforzado con fibras de acero

- Ductilidad

Es la capacidad de los materiales de soportar deformaciones sin perder su resistencia. Según los estudios de (Vela, 2017) al ensayar vigas y placas de hormigón convencional y reforzado con fibras de acero se obtienen las curvas tensión – deformación frente a la flexión del hormigón (ver Fig. 19), en donde se observa la mejora sustancial de dicha propiedad pues las fibras actúan cosiendo las fisuras y redistribuyen los esfuerzos.

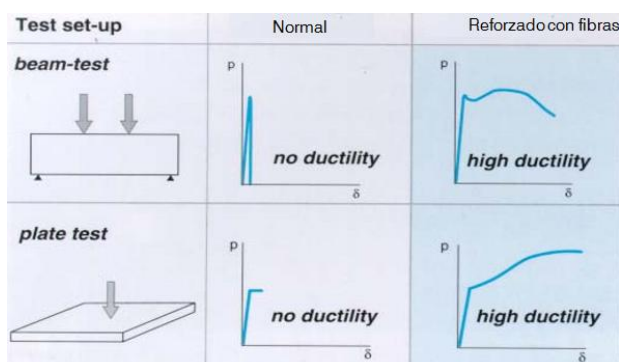


Figura 19. Pruebas de ductilidad en hormigón reforzado con fibras de acero
Fuente: (Vela, 2017)

En la curva del hormigón reforzado se mantiene cierta linealidad hasta llegar a un punto límite que se denomina tensión de primera fisura, luego la curva se mueve hasta un segundo pico llamado última tensión de rotura; en un hormigón convencional se llega al primer punto y de inmediato a la rotura, lo que se conoce como falla frágil.

Es importante recalcar que los hormigones se pueden diseñar para diversas resistencias, pero esta característica es inversamente proporcional a la ductilidad; para resistencias mayores, luego de la tensión pico, la resistencia baja en forma abrupta con lo que se da fracturas muy frágiles; con el uso de fibras discretas las fibras actúan como puentes de cara a cara de la fisura, aumenta la resistencia y ductilidad. (Pérez, 2005)

- Compresión

Según Rodríguez (2016): “El uso de las fibras altera ligeramente la resistencia a la compresión. Si la adición es de 1,5% del volumen total, se puede aumentar entre 0 y 15% esta resistencia”. (pág. 25)

- Tenacidad

Se define como la energía total capaz de absorber un material antes de la rotura en condiciones específicamente de impacto y está en función del grado de cohesión entre partículas; dicho de otra manera, es la resistencia que opone el concreto a ser roto o desgarrado. La presencia de fibras aumenta esta propiedad del hormigón. (Lucea, 2012)

- Cortante y torsión

En algunos estudios se demostró que el reforzamiento con fibras de acero puede sustituir los estribos de vigas, pero este criterio no está aceptado en la normativa actual del ACI y códigos de diseño similares. Se menciona la necesidad de estudios específicos para permitir un diseño de esas características. (ACI 544.1R-96, 2009)

- Asentamiento- trabajabilidad

El asentamiento normalmente se mide por el método del Cono de Abrams, pero en el caso de hormigones muy secos o reforzados con fibras, este ensayo carece de sensibilidad pues darán

asentamientos nulos. Para ello la Norma Técnica Ecuatoriana del Instituto Ecuatoriano de Normalización (NTE-INEN 3069, 2015) detalla la metodología para evaluar dichos asentamientos por el método Vebe:

El hormigón fresco se compacta dentro de un molde para medir asentamientos. El molde se levanta verticalmente sin hormigón, se coloca un disco transparente sobre la parte superior del hormigón y cuidadosamente se baja hasta que entra en contacto con el hormigón. El asentamiento del hormigón se registra. Se pone en marcha la mesa vibratoria y se toma el tiempo que tarda la cara inferior del disco transparente en cubrirse con hormigón (tiempo Vebe). (pág. 1)

En la Tabla 13 se caracteriza la consistencia del hormigón ensayado bajo el método Vebe aplicable en hormigones reforzados con fibras de acero.

Tabla 13.
Consistencia del hormigón según el tiempo Vebe

Clase	Tiempo Vebe (s)	Observación
V0	≥ 31	ensayo Vebe no adecuado
V1	30 a 21	extremadamente seca
V2	20 a 11	muy seca
V3	10 a 6	seca
V4	5 a 3	ensayo Vebe no adecuado

Fuente: (NTE-INEN 3069, 2015)

En la Figura 20 se muestra un diagrama que relaciona el tiempo Vebe, en segundos, de una mezcla de concreto sujeta a ensayo de asentamientos con el tamaño de agregado que conforma la mezcla. Esta gráfica corresponde a recomendaciones según los datos arrojados por el estudio de Fernández (1982), se refleja que para hormigones con agregados de tamaño 20 [mm] aproximadamente $\frac{3}{4}$ de pulgada se alcanza una dosificación máxima del 1,1 % por volumen de concreto para liberarse de problemas de docilidad. Vf, representa la dosificación de la fibra respecto al volumen de mezcla, y se mide como porcentaje.

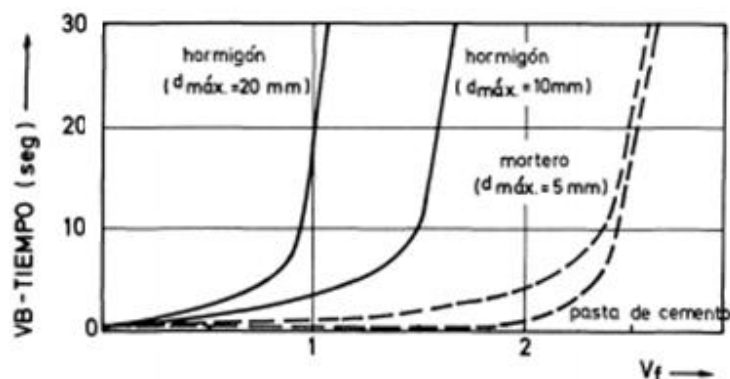


Figura 20. Influencia del tamaño del agregado en la trabajabilidad de mezclas
Fuente: (Fernández, 1982)

La Figura 21 es un diagrama que relaciona el aspecto de las fibras con el tiempo Vebe y la dosificación que se utilice, pues es necesario limitar la longitud que influye negativamente en la trabajabilidad de la mezcla. (Isla, 2014)

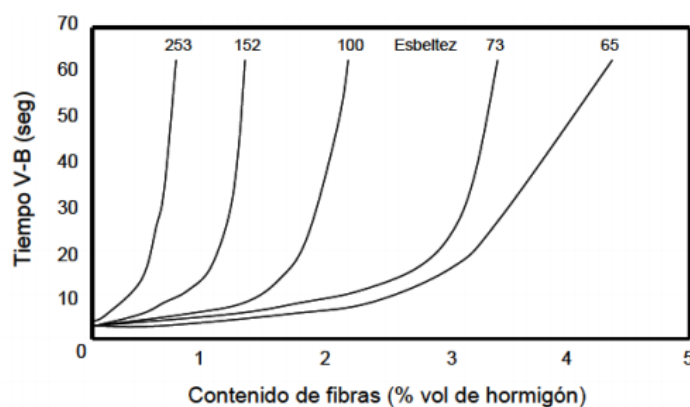


Figura 21. Efecto de la esbeltez de la fibra en la consistencia de la mezcla
Fuente: (Mármol, 2010)

Así para la esbeltez máxima que recomienda el reporte del ACI de 100, y para que el tiempo Vebe se encuentre correcto la dosificación debe estar entre 1,5 y 2%.

3.1.3.6 Métodos de mezclado

El (ACI 544.1R-96, 2009) sugiere dos formas de mezclar y producir el hormigón reforzado con fibras de acero:

- En obra (ver Fig. 22a): se agregan las fibras al camión mezclador que se encuentra girando, una vez que ya estén mezclados los demás ingredientes incluido el agua, se agregan alrededor de 45 [kg] cada minuto, luego es necesario bajar las revoluciones recomendadas del camión. Para este caso se recomienda que el hormigón convencional que llega a la obra antes de incorporarse las fibras de acero tenga alrededor de 3 a 5 [cm] más de revenimiento, pues las fibras reducen docilidad.
- En la planta de producción (ver Fig. 22b): introducir las fibras en la cinta transportadora encima de los agregados de tal manera que no exista acumulaciones importantes de las mismas.



Figura 22. Mezclado de fibras de acero: a) en obra – b) en planta
Fuente: (Badell, 2015)

3.1.3.7 Dosificación del hormigón reforzado con fibras de acero

El diseño más oportuno está en proporción directa a la cantidad de hormigón, no pueden las fibras de acero sustituir al acero de refuerzo longitudinal dado que en estructuras como vigas, columnas o losas no se puede asegurar la correcta distribución de las fibras en las zonas críticas de cada estructura. El contenido tradicional de fibras varía entre 0,25 y 2% (6 y 48 [kg/m³] de concreto), el límite inferior se usa para losas expuestas a bajas solicitaciones y el mayor para aplicaciones militares. Cuando la cantidad a adicionar es baja entre 15 y 30 [kg/m³] de hormigón, se puede trabajar como un hormigón tradicional. (Mármol, 2010)

La normativa (NTE INEN-ISO 13270, 2015) especifica que la dosificación mínima debe garantizar una resistencia residual de flexión de 1,5 [N/mm²] para un desplazamiento de la abertura de la boca de fisura en ensayo de flexión (CMOD) igual a 0,5 [mm] y una resistencia residual de flexión de 1 [N/mm²] para un CMOD=3.5 [mm]. Este parámetro lo certifica el fabricante con una dosificación mínima en los usos para los que se comercializa el producto; medido en ensayo de viga con una carga al centro.

Las fibras de acero que se encuentran disponibles en el mercado ecuatoriano son de la marca Dramix de Ideal Alambrec- Bekaert y Sika Fiber. En la Tabla 14 se recopiló las especificaciones técnicas de cada tipo de fibra que se puede implementar en losas de tableros de puentes; donde TMA es el tamaño máximo del agregado en [mm].

Tabla 14.

Especificaciones técnicas de diferentes tipos de fibras de acero en Ecuador

Nombre	Long [mm]	Diám [mm]	L/D	Resist mín [N/mm ²]	Dosificación [kg/m ³]					
					Mín	Máx				
D R A M I X	RC 80/60 BN	60	0,75	80	1225	10	TMA vertido bombeado			
							8	60	45	
							16	50	35	
								32	35	30
	RC 65/60 BN	60	0,9	65	1160	15	8	110	80	
							16	70	55	
							32	60	45	
	RL 45/50 BN	50	1,05	45	1115	20	8	160	120	
							16	100	75	
							32	80	60	
	RC 65/35 BN	35	0,55	65	1345	15	8	110	80	
							16	70	55	
32							60	45		
RL 45/35 BN	35	0,75	45	1225	30	8	160	120		
						16	100	75		
						32	80	60		
S I K A	CHO 65/35 NB	35	0,55	65	1200	20			50	

Fuente: (Bekaert, 2014) - (Sika, 2016)

Al no existir una norma de cálculo ni métodos racionales para este tipo de materiales y con la recomendación del ACI sobre uso de los mismos en base a estudios específicos se usará como referencia las pruebas para empleo de fibras de acero en la construcción del tablero del puente sobre el río Pastaza, en la vía Puyo – Macas, a 65 [km] del Puyo (2006) que realizó el grupo técnico de Ideal Alambrec; y la investigación de (Rodríguez, 2016), donde se realiza una comparación entre el hormigón para capas de rodadura de $f'c$ 280 [kg/cm^2] con la adición de fibras de acero como reforzamiento y sin ellas. Las fibras que se usaron para los dos estudios fueron de tipo DRAMIX RC80/60BM, es decir, fibras con anclaje tipo gancho, encoladas, de rendimiento (l/d) igual a 80 y 60 [mm] de longitud, cuyo acabado es brillante y la tensión de fabricación normal, se fabrican con alambre trefilado en frío. Se adopta la dosificación de 20 [kg/m^3] de mezcla (aproximadamente 0,85%), propuesta por Rodríguez pues la resistencia a la compresión del presente proyecto de investigación también es $f'c$ 280 [kg/cm^2], por lo que los resultados arrojados permitirán una referencia de calidad.

Al analizar las características de las fibras de acero seleccionadas se puede corroborar con los parámetros de investigaciones que se mencionan en apartados anteriores: Son macrofibras para reforzamiento no estructural; según la clasificación del ACI, por el material son de Tipo 1 y por su forma son fibras circulares con ganchos; los estudios de Tuyán (2012) establecen al anclaje tipo gancho como el de mayor rendimiento. Al analizar los requerimientos de dosificación por el ensayo de tiempo Vebe, 0,85% genera tiempos: en el rango de 6 – 20 [s] para agregados de hasta 1 ¼ de pulgada y de 6 – 10 [s] para la relación de esbeltez igual a 80, condiciones aceptables en trabajabilidad de la mezcla. Por otro lado, a partir de las especificaciones de fabricación (Ver tabla 14), la dosificación de 20 [kg/m^3] está sobre la mínima y bajo la máxima en cualquiera de los casos. Además, según (Mármol, 2010) se puede trabajar como un hormigón convencional

En la investigación de (Rodríguez, 2016) los ensayos se basan en compresión y flexión de testigos convencionales y con refuerzo de fibras metálicas.

- Ensayo de compresión

En la Tabla 15 se muestran los resultados de ensayos a compresión a distintas edades del hormigón, donde se puede apreciar que el hormigón reforzado con fibras presenta un aumento del 27% a los 7 días, 23% a los 14 y 11% a los 28 días de edad cuando se añaden fibras de acero; factor que beneficia en el diseño de elementos de hormigón pues la resistencia a la compresión interviene en el cálculo de cuantías de acero necesarias para soportar la sollicitaciones y en el diseño por cortante de los elementos.

Tabla 15

Resultados ensayos de compresión para probetas convencionales y con fibras de acero

Edad	Probeta	Resistencia a la compresión $f'c$ [kg/cm ²]			
		Con fibras de acero		Sin fibras de acero	
		Individual	Promedio	Individual	Promedio
7 días	1	242,31	244,64	187,48	192,42
	2	244,36		196,19	
	3	247,26		193,59	
14 días	1	275,52	279,97	229,69	227,31
	2	280,33		227,49	
	3	284,07		224,76	
28 días	1	311,27	313,65	282,08	282,31
	2	314,99		283,83	
	3	314,68		281,01	

Fuente: (Rodríguez, 2016)

- Ensayo de Flexión para medida de la tracción

El ensayo de flexión con carga en el centro de la probeta sirve para calcular el módulo de rotura que indica la resistencia a la tracción que presenta el elemento. En la figura 25 se muestra la gráfica estadística entre el hormigón con adición de fibras de acero y el convencional, el primero tiene una resistencia mayor en aproximadamente el 23% respecto del segundo. (Rodríguez, 2016)

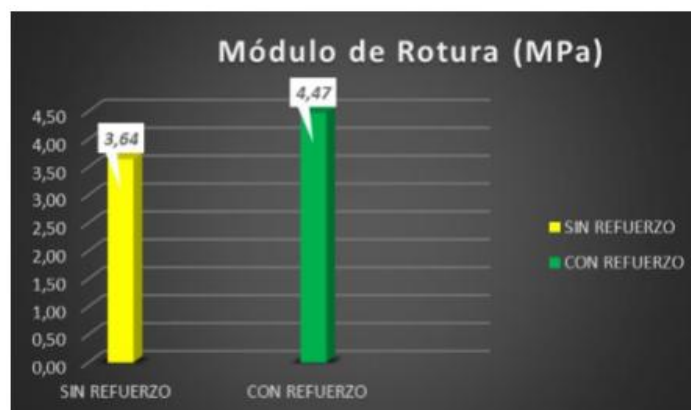


Figura 23. Módulo de Rotura para hormigón de $f'c$ 280 [kg/cm^2]
Fuente: (Rodríguez, 2016)

En la investigación de Ideal Alambrec se establece la mejora de las propiedades mecánicas del hormigón con adición de fibras tipo DRAMIX RC80/60BM como se especifica en la Tabla 16.

Tabla 16

Beneficios en las propiedades del hormigón con fibras DRAMIX RC80/60BM

Propiedad	Efecto Beneficio
Absorción de energía de impacto	2 a 15 veces más
Incremento de resistencia a la fatiga	1,2 a 2 veces más
Incremento de resistencia al corte	1,5 a 2 veces más
Incremento de resistencia a la torsión	1,25 a 2 veces más
Resistencia a la erosión	1 a 1,4 veces más
Módulo de rotura	1 a 2 veces más
Control de fisuras por retracción de fraguado	Menor ancho de la fisura
Resistencia a la corrosión	No se observa corrosión catódica

Fuente: (Vela, 2017)

3.1.4 Vigas

Las vigas son los elementos de la estructura que permiten transmitir las fuerzas de la superestructura hacia las pilas y estribos de un puente; soportan el peso de la losa, veredas, protecciones, vehículos y peatones. Se clasifican en longitudinales y transversales; las primeras soportan todo el peso anteriormente mencionado, mientras que las segundas forman un entramado horizontal y se conocen también como diafragmas para soportar fuerzas laterales. (Ulloa, 2014).

3.1.4.1 Predimensionamiento de vigas de acero

La Norma AASHTO LRFD (2010) establece recomendaciones de alturas mínimas para superestructuras; cuando se usa acero estructural en tramos simples es igual a 0,040 veces la luz, si se analiza la viga metálica sola; y 0,033 veces la luz, si se analiza la sección compuesta.

El espesor del alma se verifica con la posibilidad de incorporar o no rigidizadores longitudinales. La finalidad de diseñar una viga metálica con rigidizadores es disminuir el espesor del alma y atribuir a los rigidizadores parte del soporte de las solicitaciones a la que se ve expuesta la viga, de manera que se cumple con las condiciones de diseño y se reduce pesos al considerar almas delgadas. La posición de los rigidizadores longitudinales es a un quinto de la altura del alma y su espesor debe satisfacer $tr \geq \frac{br\sqrt{fb}}{596,60}$, donde br es el ancho adoptado en el diseño.

$$tw \geq \begin{cases} \frac{h_{alma} * \sqrt{fb}}{12197} \\ \frac{h_{alma}}{340} \\ 0,8 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{con rigidizadores}$$

$$tw \geq \begin{cases} \frac{h_{alma} * \sqrt{fb}}{6098} \\ \frac{h_{alma}}{170} \end{cases} \rightarrow \text{sin rigidizadores}$$

La relación entre el ancho y espesor del patín de compresión no debe exceder la relación de 862 para la raíz cuadrada del esfuerzo de compresión por efecto de la flexión (fb), que corresponde a 0,55 veces el esfuerzo de fluencia del acero fy; y a la vez este criterio será siempre menor a 24.

Cada ala (patín, platabanda), puede estar constituida por placas unidas en sus extremos con solda. Un platabanda representa una sección de acero adicional a las alas de la viga que

proporciona mayor rigidez en ciertos tramos de la misma; su longitud mínima es igual $Lp = 2D + 0,914$, donde D es la altura del alma. (Cajamarca & Quiroga, 2014)

3.1.4.2 Consideraciones de carga Método LRFD

Para el diseño de un puente se toma en cuenta todas aquellas cargas que afecten a la totalidad del puente o a un elemento de este. A continuación, se detallan las cargas dictadas por la metodología LRFD, que afectan a la superestructura del puente. (AASHTO, 2010)

- Carga muerta

Son aquellas que actuarán durante toda la vida útil de la estructura, y estarán presentes en todo momento. Dentro de este grupo están:

- DC: carga de elementos estructurales y accesorios no estructurales
- DW: carga de superficie de rodamiento e instalaciones para servicios.

Los pesos propios de la estructura corresponden al volumen del elemento por la densidad del material que los conforma. (Saguay, 2015)

- Carga por construcción

Esta metodología de diseño considera todos los pesos a los que estará sujeta la estructura en la fase de construcción: personal, equipo y maquinaria.

- Carga variable

Se consideran las cargas transitorias que podrán afectar un determinado periodo de tiempo a la estructura.

- BR: Fuerza de frenado

Se debe aplicar a todos los carriles de diseño cargados; se toma como el 5% de la carga del camión o tándem más el tren de cargas. (Ministerio de Transporte y Obras Públicas, 2012)

- CE: fuerza centrífuga de los vehículos

Se aplica para la condición de puentes que tengan cierta curvatura en su geometría, razón por la cual el vehículo tiende a generar este tipo de fuerza. Se calcula como el producto entre los ejes del camión o tándem y un factor C, que está en función de la velocidad de diseño de la vía y el radio de curvatura del carril de diseño. (Cajamarca & Quiroga, 2014)

- CR: fluencia lenta

Se conoce como el fenómeno del creep, y se aplica a estructuras con materiales viscoelásticos, tiene gran importancia en el hormigón pretensado. Se ve también una afectación importante en puentes que en su sistema constructivo impliquen apuntalamiento. (Acevedo, 2015)

- IC: carga de hielo

Se analiza su afectación en sectores donde se produzca nevadas.

- IM: carga dinámica

Los efectos estáticos que produce el camión o tándem de diseño, excepto fuerzas centrífugas o de frenado, se deben mayorar por el porcentaje obtenido de la tabla 17. Se considera este efecto a la posible presencia de martilleo debido a las discontinuidades de la superficie de rodamiento.

Tabla 17.

Incremento por carga dinámica IM

Componente	IM
Juntas de tablero. Todos los Estados Límite	75%
Todos los demás componentes:	
Estado límite de fatiga y fractura	15%
Todos los demás Estados Límite	33%

Fuente: (AASHTO, 2010)

La NEVI (2012), establece también como válida la forma de cálculo del factor de carga dinámica o impacto en función de la longitud del elemento; fórmula que se detalla en el apartado correspondiente a consideraciones de carga para la estructura del tablero.

- LL: carga viva vehicular

Desde sus principios las normas AASHTO establecieron cargas vehiculares que simulen las condiciones normales de carga a las que la estructura del puente se sometería durante su vida útil (tren de cargas, camión y tándem de diseño), tras pruebas se estimó que los valores de momentos y cortantes que se originan por las demandas reales eran alrededor de 1.5 a 1.8 veces mayores que las correspondientes de diseño, dependiendo la luz del puente; razón por la cual se denominó HL-93 a un nuevo sistema de combinación de las cargas que se aplicó a la metodología LRFD, en ésta se tratan a dos de las cargas simultáneamente.

Carga de camión + carga de faja
Carga de tándem + carga de faja

El ancho del carril de diseño corresponde a 3,66 [m]. El camión estándar ocupa un ancho de vía de 3,05 [m] (Ver Fig. 26), es necesario colocar el número de camiones que alcancen en la sección libre de calzada. Cuando el ancho de vía sea de 6,10 a 7,32 [m], se debe adoptar dos carriles de diseño. (AASHTO, 2010)

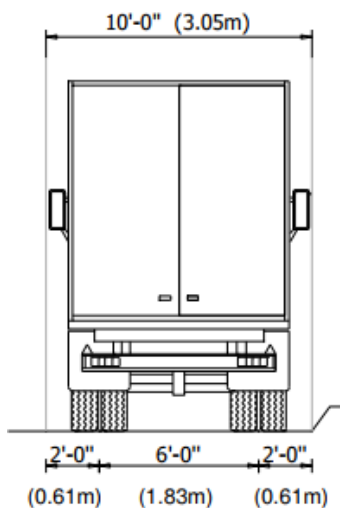


Figura 24. Ancho del camión de diseño AASHTO

Fuente: (Cruz, 2016)

Según las especificaciones AASHTO existen camiones tipo H y HL, siendo este último más pesado y constituido por tres ejes de concentración de carga. El tren de cargas se conoce también como carga de faja y representa una carga uniformemente distribuida en dirección longitudinal con un ancho de 3[m]. En Ecuador, el MTOP establece para el diseño la carga del camión HS20-44, pero se debe incrementar en un 37,5%, y el tren de carga en 25%. En la Figura 27 se muestra el esquema de cargas del camión MTOP. (Ministerio de Transporte y Obras Públicas , 2012)

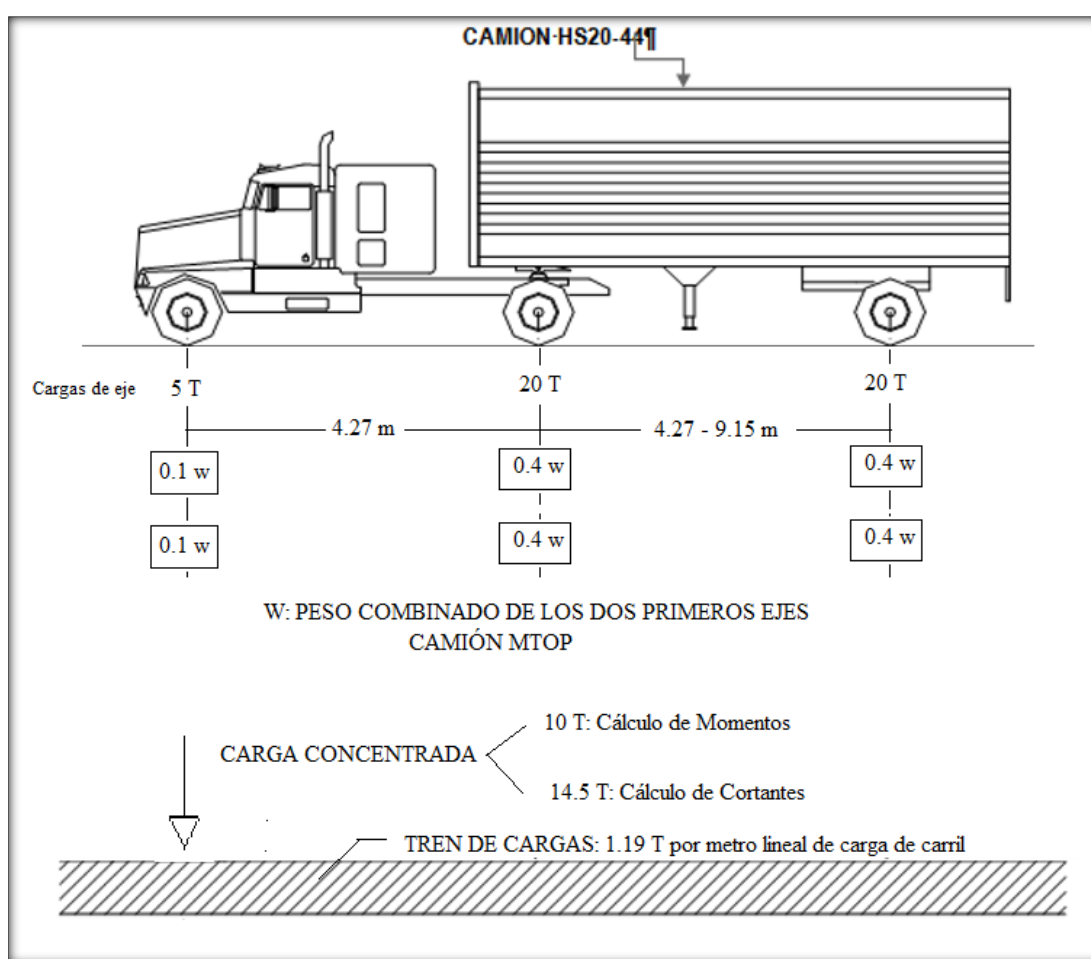


Figura 25. Carga HL-93 AASHTO, modificada por MTOP Ecuador
Fuente: (Ministerio de Transporte y Obras Públicas , 2012)

El tándem de diseño corresponde a un camión de dos ejes distanciados a 1,2 [m] y simula una carga militar (Ver Fig. 28).

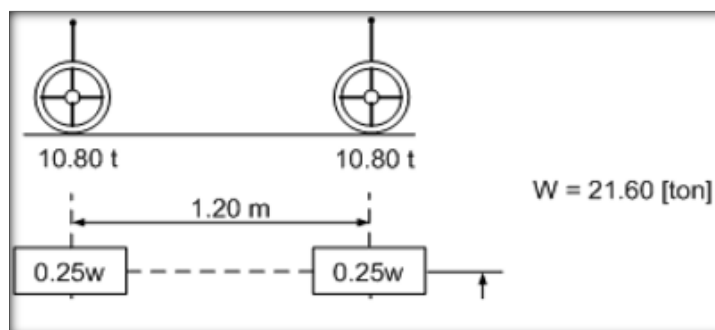


Figura 26. Tándem de diseño MTOP

Fuente: (Ministerio de Transporte y Obras Públicas , 2012)

Recientemente se implementó una tercera combinación de cargas, donde se estima la multipresencia de dos camiones separados entre sí por 15 [m], y que deben ubicarse de manera tal que produzca las mayores solicitaciones. En la tabla 18 se presenta los factores para todas las combinaciones anteriormente descritas.

Tabla 18.

Combinaciones de carga HL-93 para el método LRFD

Combinación de Cargas Vivas HL-93 Carga Viva	Camión de Diseño	Tándem de Diseño	Multipresencia de dos Camiones separados 15.00m	Carga Uniformemente Distribuida
1	1.00			1.00
2		1.00		1.00
3			0.90	0.90

Fuente: (AASHTO, 2010)

Para cada estado de cargas se evalúa la presencia de éstas en la totalidad de la longitud del puente; con la consideración de que el camión o tándem varía de posición. El diagrama estructural se esquematiza con cargas puntuales en cada eje y distintas posiciones; un método eficaz para la resolución del modelo matemático son las líneas de influencia; como ejemplo se muestra el caso del camión, para el cual se evalúa tres posiciones: la primera asume que la máxima ordenada estará en la carga P del segundo eje del camión (Ver Fig. 29), la segunda estará en el tercer eje (Ver Fig. 30), y la tercera la ubica entre el segundo y tercer eje (Ver Fig. 31); a este análisis se suma los efectos del tren de cargas (Ver Fig. 32). En los tipos de carga restantes se mantienen los diagramas

de líneas de influencia, lo que varía es el número de cargas puntuales aplicadas; para el tándem solo hay dos ejes y para el caso de multipresencia, se añade 3 ejes correspondientes a un segundo camión separado a 15 [m] del primero. El análisis de cortante también involucra líneas de influencia, en las Figuras 33 y 34 se muestran los diagramas del camión de diseño y tren de cargas respectivamente.

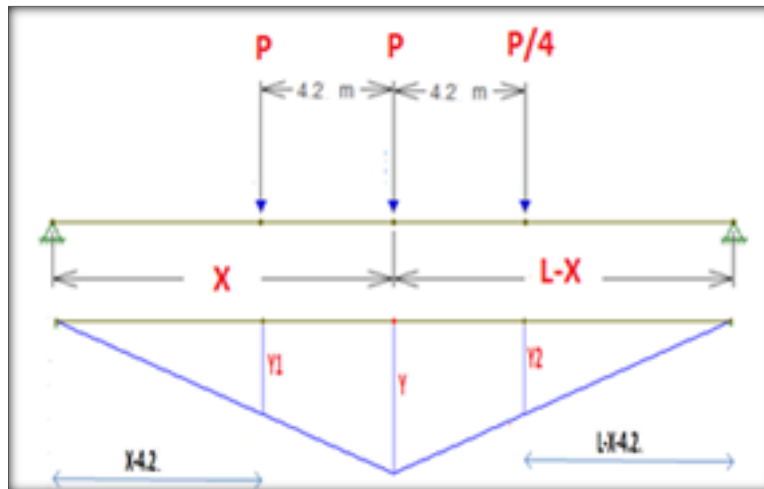


Figura 27. Primera posición de análisis de momento para camión de diseño.

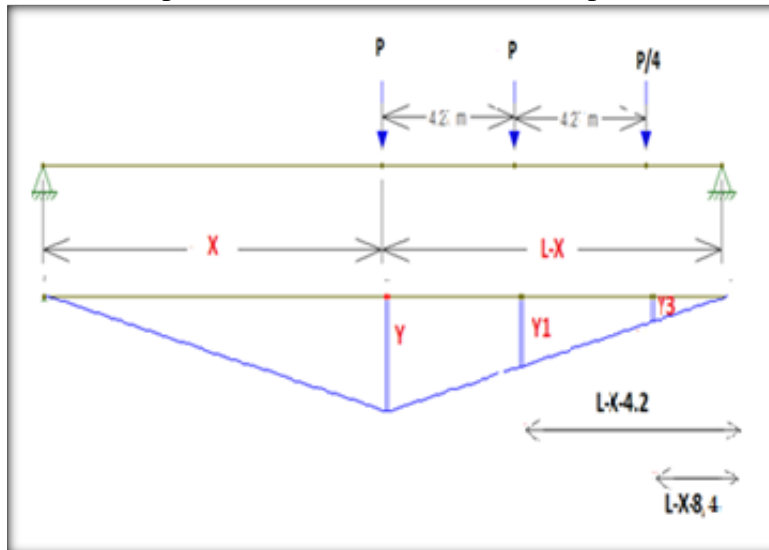


Figura 28. Segunda posición de análisis de momento para camión de diseño.

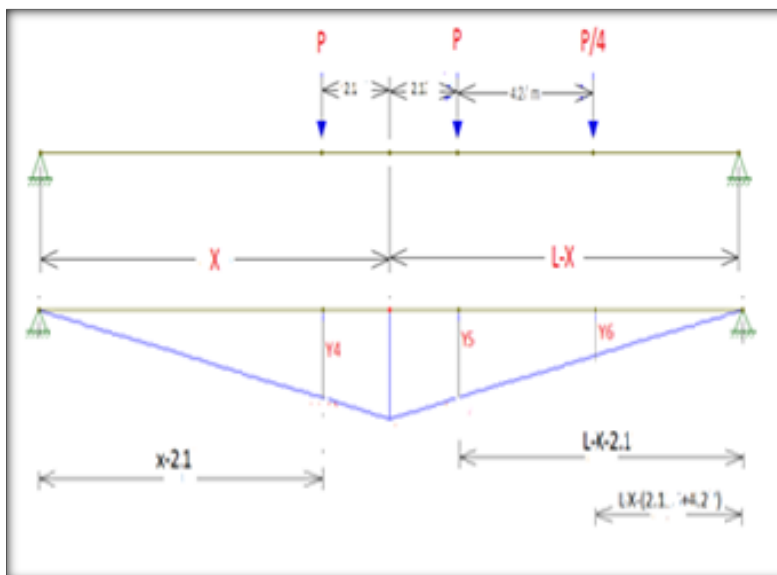


Figura 29. Tercera posición de análisis de momentos camión de diseño.

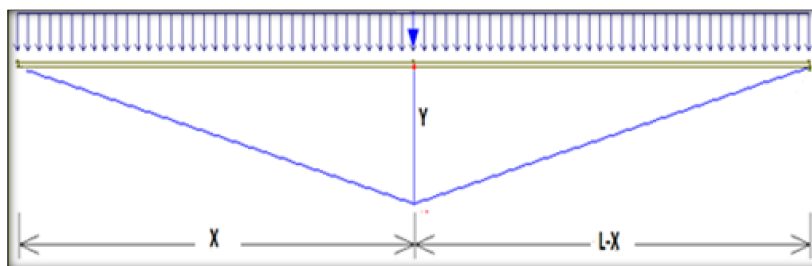


Figura 30. Líneas de influencia para el momento del tren de cargas

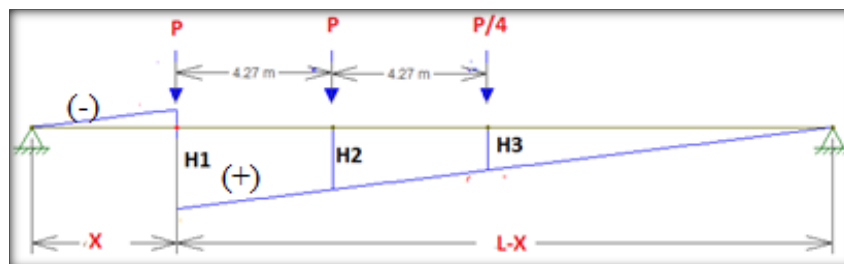


Figura 31. Líneas de influencia para cortante por carga de camión

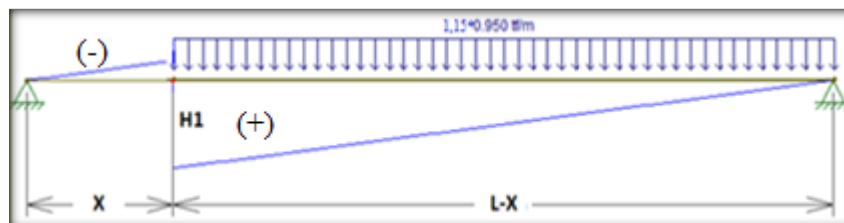


Figura 32. Líneas de influencia para cortante por tren de carga

- TG: gradiente de temperatura

La variación de temperatura provoca cambios en las dimensiones de los elementos, dichos cambios pueden producir esfuerzos significativos que se deben analizar dentro de los estados límite. El consultor deberá estimar dicha variación luego de una inspección de la zona de proyecto. (Ministerio de Transporte y Obras Públicas , 2012)

Se analiza la fuerza que actúa en el centro de gravedad del tablero P_{s+t} , correspondiente al producto entre la sección efectiva transversal de la losa, el módulo de elasticidad del hormigón y la deformación unitaria que provoca la dilatación y contracción térmica. El momento se calcula multiplicando dicha fuerza por la distancia entre el eje neutro de la sección compuesta y el eje de la losa. Se producen esfuerzos combinados de flexotracción o flexocompresión por lo que el esfuerzo considera ambos escenarios. (Cruz, 2016)

$$\sigma = \frac{M_{s+t}}{W} + \frac{P_{s+t}}{At}$$

- WS: carga de viento en la estructura

La carga de viento que actúa sobre la superestructura se toma uniforme al área externa perpendicular al sentido del viento. La velocidad básica del viento (V_B) varía de acuerdo al sector, para el diseño se adopta por norma igual a 160 [km/h]. La velocidad de diseño a una altura determinada Z mayor a 10 [m], (V_{DZ}), se calcula como:

$$V_{DZ} = 2,5 V_o \frac{V_{10}}{V_B} \ln \left(\frac{Z}{Z_o} \right)$$

Donde, V_o , representa la velocidad friccional característica meteorológica del viento; V_{10} , velocidad del viento a 10 [m] sobre el nivel del terreno o de agua de diseño; y Z_o , longitud de

fricción del fetch. En la Tabla 19 se muestran los valores que deben adoptar algunos parámetros del cálculo (Rodríguez, 2012).

Tabla 19.

Parámetros para carga de viento

Condición	Terreno abierto	Área suburbana	Área urbana
V ₀ (Km/h)	13,2	17,6	19,3
Z ₀ (mm)	70	1000	25000

Fuente: (AASHTO, 2010)

Si la altura Z es menor a 10[m], se debe considerar V_{DZ} igual a 160[km/h]. El parámetro V₁₀ se obtiene de cartas proporcionadas por el American Society of Civil Engineers (ASCE) y de no haber datos se asume igual a V_B. Para el cálculo de la carga se obtiene la presión del viento, cuya dirección se toma como horizontal. (AASHTO, 2010)

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

La presión básica se obtiene de la Tabla 20 donde se especifica presiones a barlovento (hacia donde sopla el viento) y sotavento (hacia donde se dirige). Según la Norma AASHTO (2010), la carga de viento no debe ser menor 4,4 [N/mm].

Tabla 20.

Presión básica P_B, correspondiente a V_B=160[km/h]

Componente de la superestructura	Carga a barlovento (MPa)	Carga a sotavento (MPa)
Reticulados columnas y arcos	0,0024	0,0012
Vigas	0,0024	NA
Grandes superficies planas	0,0019	NA

Fuente: (AASHTO, 2010)

Para los estados límite que toman en cuenta la carga de viento, se debe calcular la velocidad que afecta al ala de la viga y está en función de los factores de modificación y la profundidad de afectación del elemento (d); con ella se calcula el momento que debe resistir; L_b representa la separación entre apoyos.

$$W = \frac{n_1 \gamma P_D d}{2}$$

$$M_W = \frac{W L_b^2}{10}$$

3.1.4.3 Factores que se aplican a la carga viva

Además del factor de impacto o carga dinámica descrito anteriormente, se afecta las sollicitaciones de carga viva por:

- Factor de distribución

Se debe ajustar los datos con el factor de distribución que proporciona la comparación entre estados de carga de acuerdo al número de carriles cargados simultáneamente. La normativa AASHTO (2010), proporciona diferentes ecuaciones de cálculo para vigas internas y externas, tanto para análisis de momentos como de cortantes.

En la Tabla 21 se presenta el resumen de ecuaciones que corresponden al presente estudio. Donde S, es el espaciamiento entre ejes de vigas; L, luz de la viga; ts, espesor de la losa; Nb, número de vigas; Kg, parámetro de rigidez longitudinal; n, relación entre módulos de elasticidad en sección compuesta; I, momento de inercia de viga de acero; A, área de la viga de acero; eg, distancia entre el centro de gravedad de la viga de acero y la losa; y de, distancia entre el alma exterior de la viga exterior y borde interior de una barrera de tráfico. Para el cálculo de ley de momentos se toma en cuenta dos casos (normal y accidental), similares al del análisis de la acera, pero la carga se ubica a una distancia de 0,6 [m]. (Cruz, 2016)

Tabla 21.
Coefficientes de distribución, método LRFD

N° de vías cargadas	Coefficiente de distribución	Rango de aplicabilidad [mm]
Momento- Viga Interior		
1	$C_{dmi} = 0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} + \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} + \left(\frac{Kg}{L * t_s^3}\right)^{0,1}$ $Kg = n(I + A e_g^2)$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $Nb \geq 4$ $4x10^9 \leq Kg \leq 3x10^{12}$
2 o más	$C_{dmi} = 0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} + \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} + \left(\frac{Kg}{L * t_s^3}\right)^{0,1}$ $Kg = n(I + A e_g^2)$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $Nb \geq 4$ $4x10^9 \leq Kg \leq 3x10^{12}$
Momento- Viga Exterior		
1	Usar ley de momentos	
2 o más	$C_{dme} = e * C_{dmi}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$	$Nb \geq 4$ $-300 \leq d_e \leq 1700$
Corte- Viga Interior		
1	$C_{dci} = 0,36 + \frac{S}{7600}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $Nb \geq 4$ $4x10^9 \leq Kg \leq 3x10^{12}$
2 o más	$C_{dci} = 0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $Nb \geq 4$ $4x10^9 \leq Kg \leq 3x10^{12}$
Corte- Viga Exterior		
1	Usar ley de momentos	
2 o más	$C_{dce} = e * C_{dci}$ $e = 0,6 + \frac{d_e}{3000}$	$Nb \geq 4$ $-300 \leq d_e \leq 1700$

Fuente: (Cruz, 2016)

- Factor de multipresencia

Este tipo de factor correlaciona la presencia de las cargas de tráfico pesado de acuerdo al número de carriles de diseño. En la Tabla 22 se muestran los valores que adopta este coeficiente de acuerdo al Tráfico Promedio Diario de Vehículos Pesados (TPDVP).

Tabla 22.*Factores de Diseño por Multipresencia de Vehículos Pesados TPDVP*

Factores de Diseño por Multipresencia de Vehículos Pesados TPDVP	Un Carril (1)	Dos Carriles (2)	Tres Carriles (3)	Más de Tres Carriles
5000	1.20	1.00	0.85	0.65
Entre 100 y 1000	1.15	0.95	0.80	0.60
Menos de 100	1.10	0.90	0.75	0.55

Fuente: (AASHTO, 2010)

3.1.4.4 Combinaciones de carga, Método LRFD

La metodología LRFD tiene bases estadísticas y toma en cuenta varias escenas de resistencia, servicio y extremas para su filosofía de diseño. La ecuación básica del diseño LRFD es la siguiente:

$$\phi R_n > \eta \sum \gamma_i Q_i$$

Donde ϕ es el factor de resistencia, R_n la resistencia nominal, η modificadores de carga, γ_i factores de carga, y Q_i efectos de solicitaciones. En términos generales la expresión indica que la resistencia nominal afectada por un factor de reducción debe ser mayor a la suma de todos los efectos de carga y resistencia que actúen en la estructura. (Prieto & Tipán, 2010)

Los modificadores de carga se relacionan con la ductilidad, redundancia e importancia de la estructura (η_D, η_R, η_I), se debe satisfacer que el producto (η) de los tres será mayor o igual a 0,95, y el inverso de éste menor o igual a la unidad.

Por el criterio de ductilidad se desarrolla deformaciones inelásticas significativas; para los estados límites de resistencia, η_D debe ser mayor igual a 1,05 para elementos y conexiones no dúctiles, igual a 1 en diseños convencionales y mayor o igual a 0,95 para elementos con medidas adicionales que mejoran la ductilidad; para los demás estados límites, es igual a 1. Con el criterio de redundancia se exige usar estructuras continuas para que sean capaces de resistir incluso después de perder un elemento o conexión importante; de igual manera para los estados límite de resistencia

se adopta η_R mayor igual a 1,05 para componentes no redundantes, igual a 1 para niveles convencionales y mayor igual a 0,95 para niveles excepcionales; para los demás estados límites, es igual a 1. Para la importancia operativa, η_I , en estados de resistencia y eventos extremos, es mayor igual a 1,05 en puentes importantes, igual a 1 para típicos y mayor igual a 0,95 para puentes de poca importancia; en los demás estados límites igual a 1. (Rodríguez, 2012)

Los factores de resistencia (ϕ), toman el valor de 1 para el caso de flexión y corte; y 0,9 para compresión axial en vigas metálicas. (AASHTO, 2010)

En la filosofía de diseño LRFD se establecen ciertos estados límite (Rodríguez, 2012):

- RESISTENCIA I: Combinación de cargas de uso normal del puente, sin viento.
- RESISTENCIA II: Combinación de cargas para uso de vehículos especiales que requiera el propietario, vehículos restringidos o ambos a la vez, sin viento.
- RESISTENCIA III: Combinación de cargas para velocidades de viento mayores a 90 [km/h].
- RESISTENCIA IV: Combinación de cargas de solicitaciones elevadas por carga muerta y sobrecarga.
- RESISTENCIA V: Combinación de carga con uso vehicular normal del puente y velocidad de viento de 90 [km/h].
- EVENTO EXTREMO I: Combinación de cargas tomando en cuenta acción de sismos.
- EVENTO EXTREMO II: Combinación de cargas para presencia de hielo, colisiones y eventos hidráulicos que generen sobrecargas.
- SERVICIO I: Combinación de cargas de uso normal del puente con viento de velocidad 90 [km/h], tomando las cargas en valores normales.

- SERVICIO II: Combinación de cargas para controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento por sobrecarga en la zona crítica.
- SERVICIO III: Combinación de cargas relacionadas a la tracción de la superestructura de hormigón pretensado.
- SERVICIO IV: Combinación de cargas relacionadas a la tracción de la infraestructura de hormigón pretensado.
- FATIGA: Combinación de cargas por sobrecarga gravitatoria vehicular y respuesta dinámica con un camión de diseño específico.

En la tabla 23 se muestran los factores y combinaciones de carga para cada estado límite que dicta la norma AASHTO LRFD.

Tabla 23.

Factores y combinaciones de carga para metodología LRFD

Combinación de cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Utilice uno de estos a la vez			
										EQ	IC	CT	CV
Resistencia I	γ_P	1,75	1	-	-	1	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Resistencia II	γ_P	1,35	1	-	-	1	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Resistencia III	γ_P	-	1	1,4	-	1	0,5/1,2	γ_{T-G}	γ_{SE}	-	-	-	-
Resistencia IV solo EH,ES,EV,DW DC	γ_P 1,5	-	1	-	-	1	0,5/1,2	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_P	1,35	1	0,4	1	1	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Evento extremo I	γ_P	γ_{EQ}	1	-	.	1	-	-	-	1	-	-	-
Evento extremo II	γ_P	0,5	1	-	.	1	-	-	-	-	1	1	1
Servicio I	1	1	1	0,3	0,3	1	1/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Servicio II	1	1,3	1	-	-	1	1/1,2	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1	0,8	1	-	-	1	1/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Fatiga solo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	.	-	-	-	-	-	-

Fuente: (AASHTO, 2010)

En los casos de TU, CR y SH; el mayor valor se aplica a deformaciones y el menor al resto de solicitaciones. Los factores γ_{TG} y γ_{SE} , son específicos para cada proyecto, el primero, en carencia de datos, se puede tomar como valor de cero en estados de resistencia y extremos, la unidad en estados de servicio sin sobrecarga, y 0,5 con sobrecarga. (Rodríguez, 2012)

En la tabla 24 se exponen los valores máximos y mínimos que pueden adoptar los factores de carga γ_p según la normativa; esta metodología deja abierta al diseñador las consideraciones de acuerdo a las características propias de cada proyecto.

Tabla 24.

Factores de carga para cargas permanentes γ_p

Tipo de carga		Factor de carga	
		Mínimo	Máximo
DC: elemento y accesorios		1,25	0,9
DC: solo en resistencia IV		1,5	0,9
DD: fricción negativa	Pilotes, método Tomlinson α	1,4	0,25
	Pilotes, método λ	1,05	0,3
	Ejes perforados	1,25	0,35
DW: Superficie de rodamiento e instalaciones de servicios públicos		1,5	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo	Activo	1,5	0,9
	En reposo	1,35	0,9
EL: Tensiones residuales de montaje		1	1
EV: Empuje vertical del suelo	Estabilidad Global	1	N/A
	Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1
	Estructura rígida enterrada	1,3	0,9
	Marcos rígidos	1,35	0,9
	Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas rectangulares	1,95	0,9
	Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,5	0,9
ES: sobrecarga del suelo		1,5	0,75

Fuente: (AASHTO, 2010)

3.1.4.5 Esfuerzos en las secciones

En cualquier sección de análisis, el esfuerzo a flexión se calculará de acuerdo al principio general de la flexión, mismo que está en función del momento actuante y el módulo de sección (Z). Para el caso de combinaciones de carga y diseño por la metodología LRFD, se comparará con el

esfuerzo último, que corresponde al de fluencia (f_y) en secciones de acero y resistencia a la compresión (f'_c) en secciones de hormigón.

$$fb = \frac{M}{Z}$$

En elementos adicionales que se incorporan a la viga metálica, cuya funcionalidad responde a sollicitaciones por carga axial de dicho elemento, mas no de la viga, se debe calcular el esfuerzo real como la relación entre la fuerza axial y el área perpendicular a dicha fuerza. Cuando existe tracción en un elemento, éste falla únicamente por falta de resistencia; en el caso de existir compresión ocurre el fenómeno denominado pandeo que representa una falta de estabilidad, en estos casos es necesario analizar el esfuerzo en función de la relación de esbeltez ($e=kl/r$) de la pieza.

$$Esfuerzo\ resistente\ Fa \left\{ \begin{array}{l} Sección\ bruta = 0,55\ Fy \\ Sección\ neta = 0,50\ Fu \end{array} \right.$$

$$Esfuerzo\ critico\ Fa = 1650 - 0,0721 * e^2 \rightarrow acero\ A588$$

$$Esfuerzo\ critico\ Fa = 1188 - 0,0371 * e^2 \rightarrow acero\ A36$$

3.1.4.6 Deflexiones

La estimación de deflexiones tiene que ver con el cálculo de contra flechas (camber) que compensan las acciones de la carga muerta. Para el caso de estructuras con arriostramiento vertical suficiente para la distribución uniforme de cargas, la deflexión podrá chequearse, con la carga del camión solo, o el 25% de la carga del camión más el tren; y se considera que todas las vigas actúan conjuntamente. En vanos simples o continuos la deflexión máxima se calcula como la relación $L/800$ para carga viva más impacto, en zonas urbanas con presencia de peatones se limitará

preferiblemente a $L/1000$; en voladizos se limita a $L_v/300$ o $L_v/375$, similar al caso anterior. (AASHTO, 2010)

Para el cálculo de deflexiones o deformaciones se toma en cuenta las siguientes fórmulas:

- Carga distribuida

$$\Delta = \frac{5WL^4}{384 E I}$$

- Carga puntual

$$\Delta = \frac{PL^3}{48 E I}$$

- Momento por carga axial

$$\Delta = \frac{M L^2}{8 E I}$$

3.1.5 *Diseño de Rigidizadores*

Los rigidizadores son los elementos que soportan las fuerzas cortantes que actúan en las vigas longitudinales; para el caso de vigas metálicas son soportadas únicamente por el alma de la viga. El corte es despreciable en el punto que se da el momento máximo, y es máximo en la zona de los apoyos.

En vigas diseñadas sin rigidizador longitudinal y con uno transversal, el espaciamiento (d_o) debe ser menor o igual a tres veces la altura del alma; para diseños con rigidizadores longitudinales y transversal no excederá a 1.5 veces la altura del alma en rigidizadores intermedios, y 0,5 veces la altura del alma en el primer rigidizador luego del apoyo. Para el diseño a corte el estado límite de resistencia debe satisfacer que el cortante último sea igual al cortante nominal afectado por el factor de resistencia ϕ . (AASHTO, 2010)

3.1.5.1 Rigidizadores transversales

Se diseñan con placas o ángulos soldados o apernados a uno o ambos lados del alma. Los rigidizadores transversales necesitan estar asegurados al ala a compresión, mas no a la de tensión. La distancia entre el extremo del ala y la soldadura del alma al rigidizador no deberá ser menor que $4t_w$, pero tampoco deberá exceder el menor de $6t_w$ y 100 [mm]. Se puede diseñar almas no rigidizadas transversalmente, pero ello hace que se incremente el espesor de éstas, con lo cual se aumenta considerablemente el peso de la estructura. Para omitir su colocación se debe cumplir con:

$$\left\{ \begin{array}{l} t_w > \frac{D}{150} \\ f_v \leq \frac{3,95 * 10^6}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \leq 0,58 F_y \end{array} \right.$$

Donde, f_v es el esfuerzo actuante a corte y se calcula como la relación entre la sumatoria de cortantes por carga muerta y viva; y el producto entre la altura y espesor del alma de la viga de acero. Con las condiciones descritas se garantiza que no existirá pandeo lateral del alma de la viga. (Cruz, 2016)

- Rigidizadores intermedios

El principio de diseño de los rigidizadores intermedios se basa en el chequeo de la relación entre las dimensiones del alma y alas tanto a tensión como compresión del tramo de viga en análisis:

$$\frac{2Dtw}{(b_{fc}t_{fc} + b_{ft}t_{ft})} \leq 2,5$$

Si se cumple la expresión anterior se usa la ecuación de la izquierda, caso contrario la de la derecha:

$$V_n = V_p \left[C + \frac{0,87(1 - C)}{\sqrt{1 + \frac{do}{D}}} \right] \quad \text{ó} \quad V_n = V_p \left[C + \frac{0,87(1 - C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{do}{D}\right)^2 + \frac{do}{D}}} \right]$$

Donde, V_n es la fuerza de corte nominal que actúa en el tramo; V_p , representa la fuerza de corte plástica, igual al 58% de la fuerza que soporta la sección en el límite de fluencia; C , es la relación entre la resistencia al pandeo y resistencia a la fluencia que se generan por el corte. La relación C , se calcula como se especifica en la Tabla 21, donde k es el coeficiente de pandeo por corte, y F_{yw} el esfuerzo de fluencia del alma de la viga.

Tabla 25.

Condiciones de cálculo para el coeficiente C

Condición	C
$\frac{D}{tw} \leq 1,12 \sqrt{\frac{E * k}{F_{yw}}} ; k = 5 + \frac{5}{(do/D)^2}$	1
$1,12 \sqrt{\frac{E * k}{F_{yw}}} < \frac{D}{tw} \leq 1,4 \sqrt{\frac{E * k}{F_{yw}}}$	$\frac{1,12}{\frac{D}{tw}} \sqrt{\frac{E * k}{F_{yw}}}$
$\frac{D}{tw} > 1,4 \sqrt{\frac{E * k}{F_{yw}}}$	$\frac{1,57}{\left(\frac{D}{tw}\right)^2} \frac{E * k}{F_{yw}}$

Fuente: (AASHTO, 2010)

El dimensionamiento de los rigidizadores medios puede realizarse en base a las recomendaciones de la AASHTO (2010), se toma como referencia las expresiones:

$$br \geq \begin{cases} 5,1 + \frac{D^*}{30} \\ \frac{b}{4} \end{cases} ; tr \geq \frac{br}{16}$$

Con ello se tiene una idea del punto de partida para las dimensiones del diseño final, mas no es una regla general. El diseño se basa en dos chequeos de las características de la sección:

- Cheque 1: Momento de Inercia

El momento de inercia para rigidizadores en pares a ambos lados del alma se toma con referencia a la mitad del plano de ésta, y para uno solo, en el borde en contacto del rigidizador y el alma.

$$I_{min} = d_o * t_w^3 * J \quad ; \quad J = \left[2,5 \left(\frac{D}{d_o} \right)^2 - 2 \right] \geq 0,5$$

$$I_{min} = \frac{D^4 \rho t^{1,3}}{40} \left(\frac{F_{yw}}{E} \right)^{1,5}$$

El parámetro J representa la rigidez a flexión del rigidizador; ρt , es el mayor valor entre la relación F_{yw}/F_{crs} y la unidad. F_{crs} es el esfuerzo local a pandeo, siempre menor al esfuerzo de fluencia del rigidizador y se calcula como:

$$F_{crs} = \frac{0,31E}{\left(\frac{br}{tr} \right)^2} \leq F_{yr}$$

- Chequeo 2: Área del elemento

El área que soporta la sollicitación a corte será mayor a:

$$A_{sr} \geq \left[0,15B \frac{D}{t_w} (1 - C) \left(\frac{Vu}{\phi V_n} \right) \right] - 18 * \frac{F_{yw}}{F_{crs}} t_w^2$$

El parámetro B varía en función del tipo de rigidizador, para pares de rigidizadores es igual a 1, para rigidizadores en un solo lado del alma de la viga metálica, igual a 1,8 y para rigidizadores de placa simple es 2,4.

- Primer rigidizador luego del apoyo

El cumplimiento de la siguiente expresión determina el espaciamiento (d_o) válido para el primer rigidizador intermedio.

$$fv \leq \frac{4,92 * 10^6 \left[1 + \left(\frac{D}{d\sigma r} \right)^2 \right]}{\left(\frac{D}{tw} \right)^2} \leq fp$$

- Rigidizadores en el apoyo

Sobre los apoyos en vigas soldadas se colocan rigidizadores en ambos lados y en la totalidad del peralte del alma, mismos que se prolongan lo más posible hacia los extremos de las alas. Su diseño es como columna, de manera tal que se transmitan todas las solicitaciones al apoyo. (AASHTO, 2010)

El dimensionamiento se realiza en base al mayor ancho disponible (br) en el ala de la viga de acero, se toma en cuenta el grosor de la suelda. El espesor recomendado del rigidizador debe ser superior a $\frac{br}{12} \sqrt{\frac{Fy}{2320}}$; Además, es necesario chequear el pandeo a través de la esbeltez, que depende del límite de fluencia del acero ($\sqrt{2\pi^2 E / Fy}$); Así para acero A588 el límite es 107 y para A36 es 126,1. Para las propiedades geométricas se toma, adicional a los rigidizadores, una influencia del alma de la viga de acero con una longitud de 18 veces el espesor de ésta. (AASHTO, 1996)

- Resistencia al aplastamiento

La resistencia factorada en el apoyo se toma como

$$(Rsb)r = \phi b (Rsb)n ; (Rsb)n = 1,4 Apn Fyr$$

Donde $(Rsb)n$ representa la resistencia nominal en el apoyo para los extremos de los rigidizadores; ϕb , factor de resistencia por aplastamiento; Apn , área del rigidizador entre la soldadura al alma y el extremo del ala.

- Resistencia axial

$$Pr = \phi_c Pn$$

En esta igualdad ϕ_c , es el factor de resistencia a compresión; Pn , es la resistencia nominal del ala a compresión, depende del valor de λ . En la Tabla 26 se muestran las condiciones y formas de cálculo; Ag representa el área bruta de los rigidizadores, se debe tomar en cuenta la influencia del alma en una longitud igual a 18 veces su espesor.

Tabla 26.

Cálculo de la resistencia nominal en rigidizadores de apoyo

Parámetro λ	$\lambda = \left(\frac{kl}{\pi r}\right)^2 \frac{Fy}{E}$
Si $\lambda > 2,25$	$Pn = 0,88 Fy Ag / \lambda$
Si $\lambda \leq 2,25$	$Pn = 0,66^{\lambda} Fy Ag$

Fuente: (AASHTO, 2010)

3.1.5.2 Rigidizadores longitudinales

Los rigidizadores longitudinales pueden ser placas soldadas a un lado del alma o un ángulo apernado a ella; en donde sea posible deberán extenderse continuamente a lo largo de la viga, en cruces con rigidizadores transversales se fijarán los dos tipos de elemento para asegurar el buen funcionamiento tanto a flexión como a corte. Para el chequeo debe cumplirse con un momento de inercia mínimo igual a:

$$I_R = D * tw^3 \left[2,4 \left(\frac{do}{D}\right)^2 - 0,13 \right]$$

Una recomendación de dimensionamiento es asumir un ancho br , en función del cual estará el predimensionamiento del espesor. El eje transversal del rigidizador se ubica a una distancia de $D/5$, del borde del ala a compresión de la viga. (Cruz, 2016)

3.1.6 Conectores de corte

Los conectores de corte se diseñan por fatiga y se chequean por resistencia última; cabe recalcar que el fenómeno de fatiga es de gran importancia pues ocurre con la sobrecarga vehicular, y son los conectores de corte los que se encargan de transmitir las solicitaciones desde el tablero hacia las vigas para que la estructura actúe en conjunto como sección compuesta; sin embargo, al analizarlo como un estado límite en tableros multiviga pierde relevancia. Existen conectores tipo canal o pernos (stud), una recomendación significativa en el tipo canal es dejar 2,5 [cm] mínimo a los lados del ala de la viga; además de tener soldaduras de filete no menores a 5 [mm] a lo largo de la arista del canal y penetrar como mínimo 50 [mm] en la losa de hormigón armado. (Prieto & Tipán, 2010)

3.1.6.1 Diseño por fatiga

La separación entre ejes de los conectores de corte no debe exceder los 600 [mm]. El cálculo del espaciamiento está en función de la variación del esfuerzo cortante en la unión de la losa y la viga (S_r).

$$esp = \frac{Z_r}{S_r} * n \leq 60 \text{ cm}$$

$$S_r = \frac{V_r * Q}{I}$$

Donde Z_r representa la resistencia de un conector individual a la fatiga, se calcula como el producto entre la longitud del canal (W) medida en forma transversal al patín de la viga y una constante B que depende del número de ciclos de carga al que se expone la estructura, en la Tabla 27 se muestran los valores que adopta el parámetro B para ciclos de carga, mismos que se relacionan con el Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA), estos valores corresponden a la relación de unidades [kg/cm]. V_r es el rango de cortante de carga viva más impacto en la sección, se toma

en cuenta tanto la parte negativa como positiva del diagrama (Ver Fig. 33); Q, I son el momento estático y de inercia del área compuesta. (Maya, 2015)

Tabla 27.

Valores de B para ciclos de carga, recomendaciones AASHTO

CICLOS	100000	500000	2000000	>2000000
B	714,3	535,7	428,6	375

Fuente: (AASHTO, 2010)

3.1.6.2 Verificación por resistencia

Se debe chequear el diseño por fatiga a fin de garantizar su resistencia última; se comprueba el número de conectores en la longitud de la mitad de la luz con la siguiente expresión:

$$N = \frac{P}{\phi * Su}$$

$$Su = 145,81 \left(h + \frac{t}{2} \right) * w * \sqrt{f'c}$$

$$P < \begin{cases} P1 = As * Fy \\ P2 = 0,85 * f'c * B_{ef} * t \end{cases}$$

Donde ϕ es el factor de resistencia que toma el valor de 0,85 para conectores de corte; Su, la resistencia última del conector que está en función de la longitud del canal (w), los espesores de las alas del canal (h) y del alma del canal (t); P es la fuerza en el tablero y se calcula como el menor valor entre P1 y P2. (Prieto & Tipán, 2010)

3.1.7 Arriostramientos

Los arriostramientos son los elementos de la estructura que se encargan de soportar las fuerzas laterales que producen las cargas de viento. Los tableros de hormigón que forman secciones compuestas actúan como diafragmas horizontales que absorben las fuerzas de la parte superior de la viga, tablero y protecciones; en tableros que no actúan como diafragmas horizontales se usará ley de momentos para repartir las cargas. Se asume que los patines transmiten la carga a los nodos

mediante flexión. Estos elementos están sujetos a fuerzas axiales por lo que es necesario evaluar la relación de esbeltez límite.

En el caso de tracción la relación de esbeltez l/r , para elementos principales sujetos a inversión de tensión debe ser menor a 140, en elementos principales que no presentarán inversión, el límite es 200 y para elementos secundarios 240. En compresión, la relación kl/r límite en elementos principales es 120 y en elementos de arriostramiento 140. El factor de longitud efectiva, k , se toma igual a 0,75 en elementos soldados e igual a 0,875 en conexiones articuladas. (AASHTO, 2010)

3.1.7.1 Arriostramiento inferior u horizontal

En estructuras que tienen tableros de hormigón o de un material de rigidez similar es necesario colocar un arriostramiento lateral en el patín inferior. Se aplica una presión horizontal de 244 $[\text{kg}/\text{m}^2]$ en el área en elevación expuesta al viento; la misma que se reparte a la mitad para cada apoyo. El arriostramiento se hará con ángulos, otro tipo de perfiles o secciones soldadas. (AASHTO, 2010)

3.1.7.2 Arriostramiento Vertical o diafragma

Los diafragmas deberán ser ubicados en los extremos de la estructura, en soportes interiores y en espacios intermedios a lo largo del vano; como regla se usa un espaciamiento máximo de 7600 $[\text{mm}]$ entre ellos y deben ser diseñados como mínimo para soportar las fuerzas laterales del viento y satisfacer los requerimientos de esbeltez. (AASHTO, 1996)

Las placas de conexión transversal deberán ser soldadas o apernadas a las alas de compresión y tensión de la viga metálica, un rigidizador puede funcionar como placa de conexión. (AASHTO, 2010)

La carga con la que se diseña los diafragmas o marcos transversales se especifica en el apartado correspondiente a cargas de viento ($W = \frac{n_1 \gamma P D d}{2}$) de la metodología LRFD.

Existen marcos transversales tipo “K” y “X”, mismos que se construyen con ángulos o tees de acero estructural. Una regla para elegir el tipo de marco es la relación entre el espaciamiento entre vigas y la altura de la viga (S/D); si es menor a 1,5 se usará tipo “X”, caso contrario tipo “K”. (Prieto & Tipán, 2010)

3.1.8 Uniones soldadas

Para los requerimientos de uniones soldadas se debe recurrir al Código para Soldadura de Puentes AASHTO/AWS D1.5M/ D1.5. Tanto para suelda tipo filete como ranura es necesario utilizar electrodos de resistencia equivalente al material base. (Prieto & Tipán, 2010)

La resistencia mayorada en soldadura tipo filete que experimente fuerzas axiales paralelas al eje de suelda, se debe asumir como la resistencia mayorada del metal base. En cambio, la resistencia al corte se toma como el producto entre el área efectiva (longitud por garganta efectivas) y la resistencia mayorada del metal de suelda igual a:

$$R_r = 0,6 \phi_{e2} F_{exx}$$

Donde F_{exx} es la resistencia del material de suelda en MPa; ϕ_{e2} , representa el factor de resistencia del material de soldadura, para tipo filete con corte en la garganta del material adopta el valor de 0,8. (Prieto & Tipán, 2010)

El tamaño de la soldadura tipo filete debe garantizar que las fuerzas que se originan por cargas mayoradas no superen la resistencia de la conexión. La norma AASHTO LRFD tiene algunas recomendaciones sobre el tamaño de soldadura: en uniones tipo solape (Ver Fig. 33), si el espesor de la placa más delgada a unirse es menor a 6 [mm], la suelda debe ocupar totalmente dicho

espesor, caso contrario deberá reducirse en 2 [mm]; por otro lado, para uniones en T, el tamaño mínimo de la soldadura se toma de acuerdo a la pieza de menor espesor a ser conectada, si es menor a 20 [mm] recomienda una soldadura de 6 [mm], de no ser el caso una de 8 [mm].

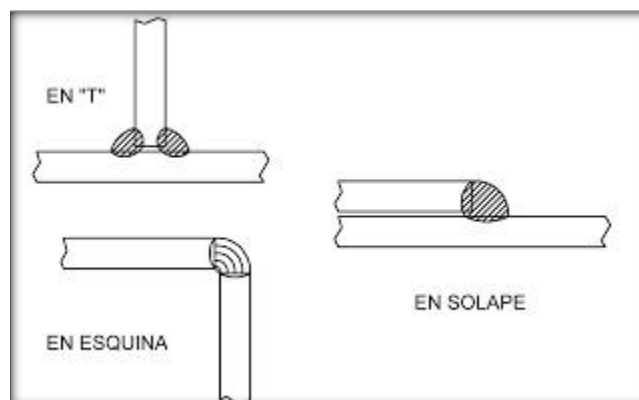


Figura 33. Tipos de uniones con soldadura filete
Fuente: (Puentes, 2014)

La longitud efectiva mínima de una soldadura filete es igual a 4 veces su tamaño y nunca menor a 40[mm]. Cuando este tipo de soldadura resiste fuerzas axiales no paralelas a su eje o fuerzas repetitivas deberán girar en la esquina una longitud igual a 2 veces el tamaño de la soldadura; este criterio no es aplicable a rigidizadores intermedios. La garganta efectiva es la distancia más corta desde la raíz de la soldadura.

En el caso específico de unión entre alas y alma, la soldadura debe resistir una fuerza cortante horizontal factorada que se calcula en base al esfuerzo cortante y por cada unidad de longitud. (Maya, 2015)

$$q = \frac{V Q}{I}$$

3.2 Diseño de protecciones

Para el presente caso de estudio, una baranda tipo TL-3 se ajusta a las condiciones; se establece una geometría inicial de acuerdo a las recomendaciones de la norma AASHTO (Ver Fig.

34), la cual se evalúa con las solicitaciones de carga a la que estarán expuestas. En este apartado se menciona los criterios de diseño que se usaron en este caso específicamente, la memoria de cálculo se presenta en la sección de anexos (Ver anexo 1).

Se toma un espaciamiento de 2,1 [m] entre ejes de columnetas con viga continua. En el Reglamento para hormigón armado del American Concrete Institute, en el apartado correspondiente a vigas, se estipula que la separación de los apoyos laterales no debe exceder 50 veces el menor lado de la cara a compresión, para este diseño corresponde a 15 [cm], entonces se tendrán barandas continuas de hasta 3 vanos. Además, la separación libre entre columnetas exteriores de las barandas será de 10 [cm]. Por otro lado, se adopta dos barandas, con separación libre máxima (c) de 27 [cm], lo que representa el 33% de la altura total de la baranda y está dentro del requerimiento; en referencia a la Figura 9, se toma una distancia S igual a 5 cm, que al compararlo con la separación c , sí corresponde al área sombreada.

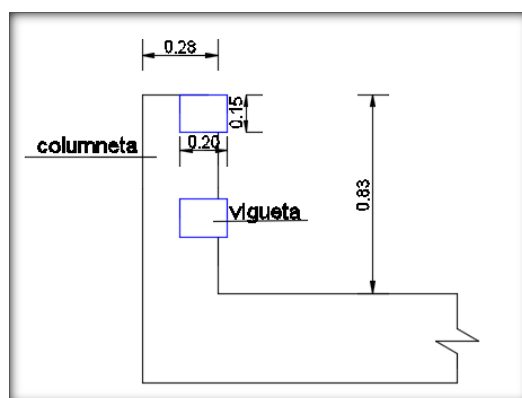


Figura 34. Geometría de las protecciones tipo baranda

Las aceras se pueden diseñar con un alivianamiento, pero para el caso de estudio al tener solo un metro de ancho de vereda, constructivamente se elevaría el costo en la producción del mismo y no se conseguiría mayor reducción de cargas por peso de la acera, razón por la cual se

toma como maciza. Se adopta la altura máxima de 25 [cm], cuya dimensión resulta convencional en los diseños que se hacen en Ecuador.

3.3 *Diseño de tablero*

El tablero se compone de hormigón armado, reforzado de forma no estructural con fibras metálicas, actuará como una sección compuesta con las vigas de acero gracias a la colocación de conectores de corte que permiten la transmisión de esfuerzos entre las dos estructuras. Se usa la metodología ASD para aplicación de cargas en el diseño con una franja simplemente apoyada de extremo a extremo del tablero. Al tomar en cuenta la facilidad a la hora del montaje se optó por un diseño con 4 vigas metálicas; se toma una separación entre eje de vigas (11) igual a 2,1 [m] de modo tal que los voladizos tienen 0,85 [m], con ello se asegura que la carga vehicular no actúa directamente en la sección más crítica del volado.

Para el análisis por carga viva en el volado de la estructura del tablero, al ubicar la carga vehicular a 0,3 [m] de la acera, dicha carga no está en la longitud del volado sino en el primer vano interior, por tal motivo no afecta en el diseño; entonces únicamente se evalúa el caso accidental donde la rueda está a 0,3 [m] de la cara interior de las barandas. En el cálculo de momentos en vanos interiores, al ser una viga continua apoyada en 4 vigas se afecta por el factor de 0,8, descrito en el apartado de bases del diseño. Todos estos parámetros se encuentran en la memoria de cálculo del tablero de la estructura. (Ver Anexo 2)

Se considera que el reforzamiento con fibras de acero es no estructural pues no reemplaza a la armadura principal de las solicitaciones sino únicamente la armadura de temperatura, se añadirá la dosificación seleccionada de 20 [kg/m³] de mezcla ya sea con el proceso de mezclado en planta

o en obra; el reforzamiento es el que se hará cargo del control de fisuras y además mejorará la resistencia al impacto, fatiga y desgaste de la superficie.

3.4 Diseño de vigas de acero.

El diseño de las vigas de acero se presenta en el Anexo 3; en este apartado se explicará los parámetros que se tomaron en cuenta. Se adopta el predimensionamiento de las vigas en base a las recomendaciones de la AASHTO como punto de partida. Al analizar la repartición de cargas se toma las vigas interiores pues son las más cargadas y el diseño se generaliza. Se opta por un diseño con rigidizadores tanto transversales como longitudinal, pues estos elementos acogen parte del cortante de la viga con lo que se reduce considerablemente el espesor del alma y el peso de la estructura en su totalidad.

Al modelarse la viga como simplemente apoyada los momentos máximos se dan en el centro de la luz, por el contrario, el cortante será mayor en la zona de apoyos y nulo en el centro. Por tal motivo se divide a la viga en 20 secciones, a medida que las solicitaciones aumentan hacia el centro de la luz se usa platabandas que refuerzan los patines de la viga e incrementan su sección transversal; según las recomendaciones de la normativa la longitud mínima de los platabandas, para este caso, corresponde a 4,00[m], sin embargo, las longitudes de éstos en el diseño se extienden por 8,00 y 16,00 [m] respectivamente.

3.4.1 Diseño por metodología LRFD

Se decide utilizar la metodología LRFD pues tiene un mejor tratamiento de las cargas al considerar su variabilidad; por otro lado, utiliza la sobrecarga viva HL-93, que garantiza una mejor representación de las cargas vehiculares.

De acuerdo a esta metodología las cargas que son aplicables al presente diseño son: carga muerta (DC y DW), la fuerza de frenado (BR), la carga dinámica (IM), la sobrecarga vehicular (LS), la gradiente de temperatura (TG) y la carga de viento en la estructura (WS); las demás cargas no tienen incidencia para la geometría y el sitio de implantación del puente. Por lo tanto, los estados límite que se ajustan para este caso en particular son: Resistencia I, Resistencia IV, Resistencia V, Servicio I y Servicio II; pues es un puente de acero para vehículos normales, la velocidad del viento máxima promedio registrada en la zona es de 21,24 [km/h], no existen nevadas, no se toma en cuenta la acción sísmica en la superestructura pues se proveerá de apoyos elastoméricos y el estado de fatiga no se chequea en puentes multiviga.

De la ecuación básica del diseño LRFD ($\phi R_n > \eta \sum \gamma_i Q_i$), el factor de resistencia ϕ es igual a 1 en corte, flexión y tracción en elementos de acero; los modificadores de carga por ductilidad, redundancia e importancia de la estructura (η_D, η_R, η_I), se toman igual a la unidad pues es una estructura convencional; finalmente, los factores de carga se establecen de acuerdo a las Tablas 23 y 24 para cada estado límite de análisis, en los de carga permanente se toma el máximo valor para aumentar el rango de seguridad en el diseño. Se adopta la resistencia nominal R_n en función de los esfuerzos últimos de cada material, así para el caso del acero se compara con el esfuerzo de fluencia (f_y), en acero estructural A588 es igual a 3515 [kg/cm²]; y para el caso de la losa con la resistencia a la compresión del hormigón de 280 [kg/cm²].

Para la determinación de la sobrecarga variable vehicular se usa el camión MTOP, tándem de diseño y carga de faja que dicta la norma NEVI 2012, con la combinación HL-93 en donde se analiza simultáneamente ya sea el camión o tándem (el de mayor incidencia) y la carga uniforme; por otro lado, también se toma en cuenta la posibilidad de multipresencia de dos camiones separados por 15[m] entre sí, sin embargo, para la luz de cálculo no resulta crítico.

Se calcularon todos los factores de ajuste para sobrecarga vehicular que se establecen en la norma AASHTO LRFD. El factor de impacto se adopta como 1,33 para todos los estados límite. El factor de distribución FC se calculó de acuerdo a las ecuaciones de la Tabla 21 con la geometría más desfavorable que es la de la viga simple de acero, se obtuvo un valor de 0,81 para momentos y 0,82 para cortante; al arrojar valores menores que la unidad se genera una disminución en los efectos que se calcularon por lo que se recurre a la metodología ASD para verificación en el caso de flexión, donde el factor de distribución está en función del tipo de material (coeficiente k) y la longitud efectiva S, la relación de los dos parámetros da un valor de 1,25 con el que se calcula los estados límite para mayor seguridad. Finalmente se usa también el factor de multipresencia que correlaciona el número de carriles que podrían cargarse con vehículos pesados (Ver Tabla 22); para el sitio de estudio que conduce a sectores cuya población se dedica mayormente a la agricultura, se prevé que el número de vehículos pesados será menor a 100 en el día por los que se adopta un valor de 0,9.

Con las cargas que se detallan y la geometría del puente se establece que no existen problemas con las deflexiones por carga viva pues al calcularla para el caso más crítico con el peso del camión, da como deflexión máxima un valor de 4 [cm], que resulta ser menor a la relación de la luz sobre 800, establecida como límite. Para el chequeo de deflexiones por carga muerta se utiliza el peso de la losa, vigas, protecciones y carpeta, y se obtiene un valor de 5 [cm]; a esto se adiciona la deformación calculada por temperatura de 0,4 [cm] y se incrementa en un 20% para el cálculo de la contraflecha que se define en 6,05 [cm]. (Ver Anexo 7)

3.4.2 *Diseño de rigidizadores*

3.4.2.1 *Rigidizador Longitudinal*

En la geometría de cálculo se adopta un rigidizador longitudinal de las dimensiones que arroja el predimensionamiento, de 10 [cm] de base y espesor de 0,95 [cm], y se ubica a una distancia de 40 [cm] del ala superior; esta geometría le da mayor rigidez a la sección sin necesidad de incrementar espesores en las alas y almas de la viga; además dichas dimensiones cumplen con la inercia que se requiere en el diseño de rigidizadores longitudinales. (Ver Anexo 4).

3.4.2.2 *Rigidizadores transversales*

Por el espesor del alma que se usó en el diseño es necesario colocar rigidizadores transversales que sean capaces de resistir el esfuerzo cortante de la viga. Para los rigidizadores intermedios se colocarán a un solo lado de la viga con un espaciamiento de 165 [cm], su dimensionamiento es en el ancho disponible que queda de un lado del ala en la zona de apoyos, igual a 12 [cm] y un espesor de 1,27 [cm], únicamente estarán sujetos al ala en compresión más no a la de tensión, por lo que su longitud se calcula igual a 196 [cm], con esta geometría, al evaluar los requerimientos de inercia y área del elemento, se acepta el diseño. Los rigidizadores en el apoyo se colocan a ambos lados del alma y en la totalidad del peralte de la viga, al calcular los requerimientos por pandeo, esfuerzos admisibles, aplastamiento y resistencia axial, se hace necesario colocar 2 pares de rigidizadores separados por una distancia igual a la longitud de rigidez ($18t_w$) de 17,10 [cm], con la misma geometría de los intermedios. Para el primer rigidizador intermedio el cálculo arroja un espaciamiento de 90 [cm], por facilidad en la conexión con arriostramientos se coincide rigidizadores medios en diafragmas, éstos están en ambos lados de la viga. (Ver Anexo 4).

3.4.3 *Diseño de conectores de corte*

Se usarán conectores tipo canal constituidos por perfiles tipo C de acero estructural A36, el ancho W es la longitud de canal que se ubicará de forma perpendicular al eje de la viga y se asume 20 [cm]; se adopta un canal “C” 80X40X4 [mm] para cubrir la longitud mínima que debe penetrar el conector para su correcto funcionamiento. (Ver Anexo 6).

El cortante máximo se da en la zona de los apoyos por lo que el espaciamiento entre conectores es menor y se va ampliando hacia el centro de la luz; para el diseño por fatiga con un TPDA de 500000, se obtiene en las dos primeras secciones un espaciamiento de 30 [cm], en las dos siguientes cada 40 [cm] y en las demás, hasta el centro de la luz, cada 50 [cm]; con un total de 100 conectores por cada viga; siempre es importante verificar el número de conectores con el diseño por resistencia y procurar que no sea el que prevalezca.

3.4.4 *Diseño de arriostramientos*

La separación máxima entre arriostramientos verticales o diafragmas para puentes metálicos es 7,62 [m], por tal razón se asume ubicar 7 diafragmas separados entre sí por 6,67 [m]. Se diseñaron para una carga de viento aplicada a una profundidad “ d ” de la totalidad del peralte de la viga. Con estas solicitaciones el diseño indica colocar ángulos simples de 75X5 [mm] (dimensiones a^*e , Ver Fig.35) para las diagonales, y de 80X6 [mm] para las horizontales.

Para los arriostramientos diagonales inferiores la normativa exige un diseño para carga lateral de viento con una presión de 244 [kg/m²], pero se asume de 120 [kg/m²] pues las condiciones climáticas y meteorológicas no ameritan para la recomendación de la AASHTO. Con esos parámetros se debe colocar dos ángulos de 80X10[mm]. (Ver Anexo 5)

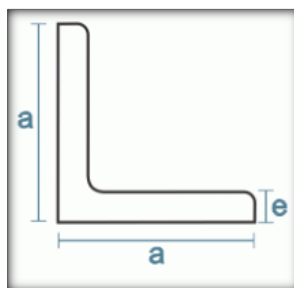


Figura 35. Detalle de dimensiones de ángulos de acero

3.4.5 Conexiones soldadas

Se diseñó la soldadura de acuerdo a los requerimientos del Código para Soldadura de Puentes AASHTO/AWS D1.5M/ D1.5, con electrodo E60 (Ver Anexo 8), para:

- Unión alma alas: Se usará soldadura tipo filete de 8 [mm] (5/16´) de espesor que se extiende de lado y lado del alma a lo largo de la viga.
- Unión Alma – Rigidizador: Se utilizará soldadura tipo filete de 6 [mm] (1/4´) de espesor unida al alma de la viga de lado y lado en la longitud del rigidizador.
- Unión Conectores- Ala: Se aplicará soldadura tipo filete de 5[mm] (3/16´) de espesor por ser la mínima que recomienda la norma AASHTO en el cálculo de conectores; se soldarán en el pie y en la base del canal de la cara en contacto con el ala superior de la viga.
- Unión Placa- Arriostramiento Vertical: Se empleará soldadura tipo filete de 5 [mm] (3/16´) de espesor, en las longitudes que se especifican en los planos de detalles; en el diseño se coincidió el rigidizador en el diafragma de modo que sirva como placa de anclaje.
- Unión Ala inferior – Arriostramiento horizontal: Se empleará soldadura tipo filete de 8 [mm] (5/16´) de espesor; de igual manera las longitudes se detallan en los planos.

La unión entre placas de diferentes anchos que deban empalmarse, se realizarán con soldadura a tope y una transición de 2 ½ :1 en los planos longitudinal : transversal de la viga.

4 INFRAESTRUCTURA

4.1 Marco teórico: Infraestructura

La infraestructura de un puente es el conjunto de elementos estructurales que se encargan de transmitir las solicitaciones, de la totalidad del puente, al suelo; lo conforman los estribos, pilas y cimentaciones. (Villarino, 2013)

4.1.1 Criterios geométricos para diseño de infraestructuras de puentes

4.1.1.1 Gálibo vertical sobre el agua

El gálibo se refiere al espacio libre mínimo necesario para garantizar la seguridad de la estructura; para el caso de crecida máxima del río el gálibo sobre el agua será de 2,0 [m] como mínimo, este valor puede incrementarse a 2,5 [m] para zonas donde la hidrología indique altos caudales con arrastre de material. La distancia se toma desde el nivel de aguas extraordinarias NAME hasta el borde inferior de la superestructura. (Ministerio de Transporte y Obras Públicas , 2012)

4.1.1.2 Disposición de estribos y pilas

Se podrán colocar los estribos y pilas de manera tal que las condiciones geográficas, hidrológicas y geotécnicas lo permitan. Es necesario tomar en cuenta criterios que resulten más factibles tanto a nivel técnico como económico.

4.1.2 Estribos

Son elementos que se encuentran en los extremos del puente, soportan cargas laterales que genera la presión del suelo de relleno en el muro y las cargas permanentes y variables de la superestructura; además en casos especiales que se dé un sismo también se afectarán por la carga

que se genere con el suceso. Su función es transmitir todas las cargas a la fundación y al suelo sobre el que se implanta la estructura. (Huanca, 2013)

4.1.2.1 Tipos de estribos

- Estribos de mampostería

Se construyen de forma íntegra por mampostería de piedra, hormigón simple o ciclópeo, su diseño genera grandes dimensiones y volúmenes para que se soporten las solicitaciones, por lo que también se denominan a gravedad. En la figura 36 se muestra la geometría típica que adopta un estribo de mampostería y el predimensionamiento que recomienda (Hidalgo, 2004).

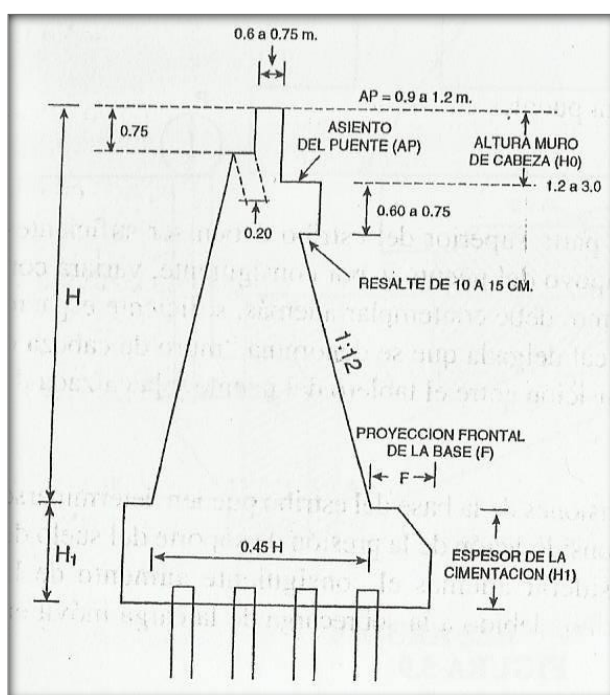


Figura 36. Geometría y predimensionamiento de un estribo de mampostería
Fuente: (Hidalgo, 2004)

- Estribos de hormigón armado

Existen dos tipos de estribos que se construyen con hormigón armado: en cantiliver o de contrafuertes, la elección de uno u otro depende de la altura y solicitaciones que deberá resistir, pues esto influye directamente en los costos de construcción. Son netamente de concreto armado

pues por su geometría es el acero de refuerzo el que ayuda a resistir los esfuerzos que se generan tanto en forma lateral como de cargas verticales y empujes de suelo. En la Figura 37 a) y b) se muestra la geometría de este tipo de estribos.

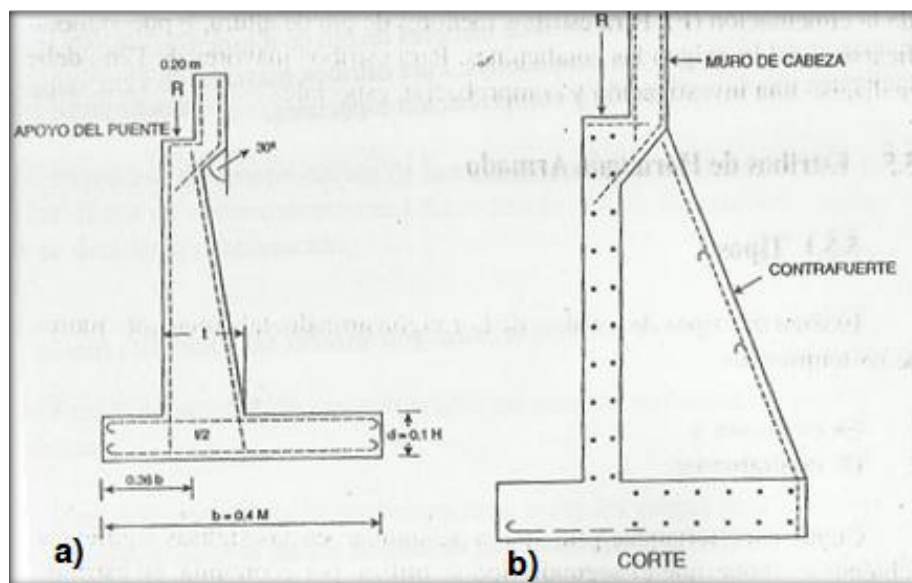


Figura 37. Geometría de estribos de hormigón armado. a) en cantiliver – b) de contrafuertes
Fuente: (Hidalgo, 2004)

4.1.2.2 Elección del tipo de estribo a usar

Cualquier tipo de estribo puede ser operativo en la construcción de un puente, siempre y cuando su diseño sea correcto; sin embargo es necesario escoger uno de ellos y se hace de acuerdo a la factibilidad económica, pues si las condiciones geométricas del lugar se dan para un estribo con dimensiones grandes y existen reservas de materiales granulares en un sitio cercano al de implantación se podrá construir un estribo de mampostería sin problema, de no ser así el transporte de materiales de una mina representa un rubro importante que encarecerá la construcción; en tal razón se optará por un estribo de hormigón armado que se conforma de elementos más esbeltos pues el acero de refuerzo ayuda a resistir las sollicitaciones. Escoger el tipo en cantiliver o de contrafuertes depende directamente de la altura del estribo; según (Hidalgo, 2004) por economía

se usará el segundo para alturas mayores a 6,00 [m]; por otro lado (Huanca, 2013) recomienda su uso en alturas mayores a 9,00 [m]. Se debe tomar en cuenta que las características del suelo sobre el que se cimienta la estructura también influyen en la altura característica que determina uno u otro tipo.

4.1.3 Pilas

Las pilas de un puente son las estructuras que están sujetas a mayores cargas pues reciben los pesos de dos tramos de la superestructura y fuerzas laterales mayores pues en la mayoría de los casos se exponen al cauce del río por lo que puede generarse el fenómeno de flotación. Mantienen un análisis mayor a nivel hidráulico en comparación con los estribos y de igual manera su altura será superior pues lógicamente se ubican en una zona de mayor depresión. Además, soportan la carga por impacto y carga de viento. (Guerra, 2016)

4.1.3.1 Tipos de pilas de puentes

Los tipos más comunes de pilas según (Guerra, 2016) se detallan a continuación:

- Pila tipo muro macizo: Se diseñan como columnas con las cargas en el eje débil, y como pilares para cargas del eje resistente. Generalmente se empotran en la base inferior, y en la superior puede estar empotrada, articulada o libre.
- Pilas de doble muro: Son dos muros independientes que se separan en el sentido perpendicular al tráfico, éstos se construyen integrales con la superestructura por lo que para el diseño se incluyen los esfuerzos de la misma.
- Pilas tipo caballete: Son un conjunto de columnas macizas separadas transversalmente, se diseñan como un pórtico para las fuerzas del eje resistente.

- Pila de una sola columna: se conocen también como pilas “T” o martillo, se puede empotrar a la superestructura o darle un apoyo independiente. Su sección transversal puede adoptar algunas formas.
- Pilas tubulares: su sección es de núcleo hueco, puede ser de acero, hormigón armado o prefabricado. Las paredes de la sección deben ser con suficiente rigidez para soportar las fuerzas laterales.

4.1.3.2 *Ubicación de las pilas de puentes*

El arreglo de las luces en el diseño de un puente es muy importante pues es directamente proporcional al costo que representa su construcción, la ubicación de una pila incluida su cimentación debe relacionarse con el costo de la superestructura que varía en relación al cuadrado de la luz, sin embargo, el costo de la pila y su cimentación se mantiene constante en apreciables variaciones de luz. Para tener la mayor economía en cada tramo del puente el costo de la infraestructura deber ser igual al de la superestructura. (Hidalgo, 2004)

4.1.4 *Cimentaciones*

Se refiere a la estructura que estará en contacto con el suelo y transmitirá los esfuerzos al mismo. Se distinguen dos tipos de fundaciones directas o superficiales y profundas; cuya selección se basa en la magnitud de las cargas a transmitir, la capacidad portante del suelo en el que se cimentará, las evidencias de crecidas previas, la socavación y la economía del proyecto. Las fundaciones directas son aplicables donde el suelo competente o el nivel de socavación se encuentra a una profundidad bajo el terreno entre 1 y 2 veces el lado menor de la fundación. Para suelos con características de soporte bajas o donde la excavación se dificulte se deberá usar pilotes o pilas de fundación. (Ministerio de Transporte y Obras Públicas , 2012)

4.2 Consideraciones de carga

4.2.1 Presiones de tierra

La normativa (AASHTO, 2010) establece que para el diseño de estribos de puentes se consideran los empujes del suelo en estado activo y pasivo pues determina que en muros de altura mayor a 1,5 [m] se dan movimientos en la cima por las deformaciones y cargas a las que se someten con lo que eliminan su estado de reposo.

El Ministerio de Transporte y Obras Públicas (2012) condiciona el cálculo de empujes activos y pasivos del suelo únicamente por las teorías de Coulomb.

4.2.1.1 Coeficiente de Empuje Activo k_a

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \varphi_f)}{\Gamma \text{sen}^2\theta \text{sen}(\theta - \delta)}$$

$$\Gamma = \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi_f + \delta)\text{sen}(\varphi_f - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta)\text{sen}(\theta + \beta)}} \right)^2$$

Donde δ , representa el ángulo de fricción entre el relleno y el muro; β , el ángulo entre el relleno y la horizontal; θ , ángulo entre la cara trasera del muro y la horizontal; y φ_f , el ángulo de fricción interna del suelo. (ver Fig. 38)

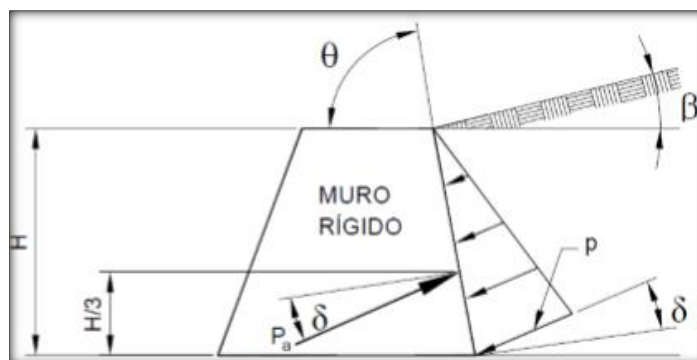


Figura 38. Ángulos para cálculo de k_a

Fuente: (Acevedo, 2015)

4.2.1.2 Coeficiente de Empuje Pasivo k_p

Se toma de acuerdo a la Figura 39 que se encuentra en las especificaciones AASHTO LRFD, sección 3, en donde se relaciona el coeficiente de empuje pasivo con el ángulo de inclinación respecto a la horizontal del relleno tras el estribo y el ángulo de fricción interna del suelo, a este valor se lo corrige con un factor R que depende de la relación entre el ángulo de fricción relleno – muro y el de fricción interna.

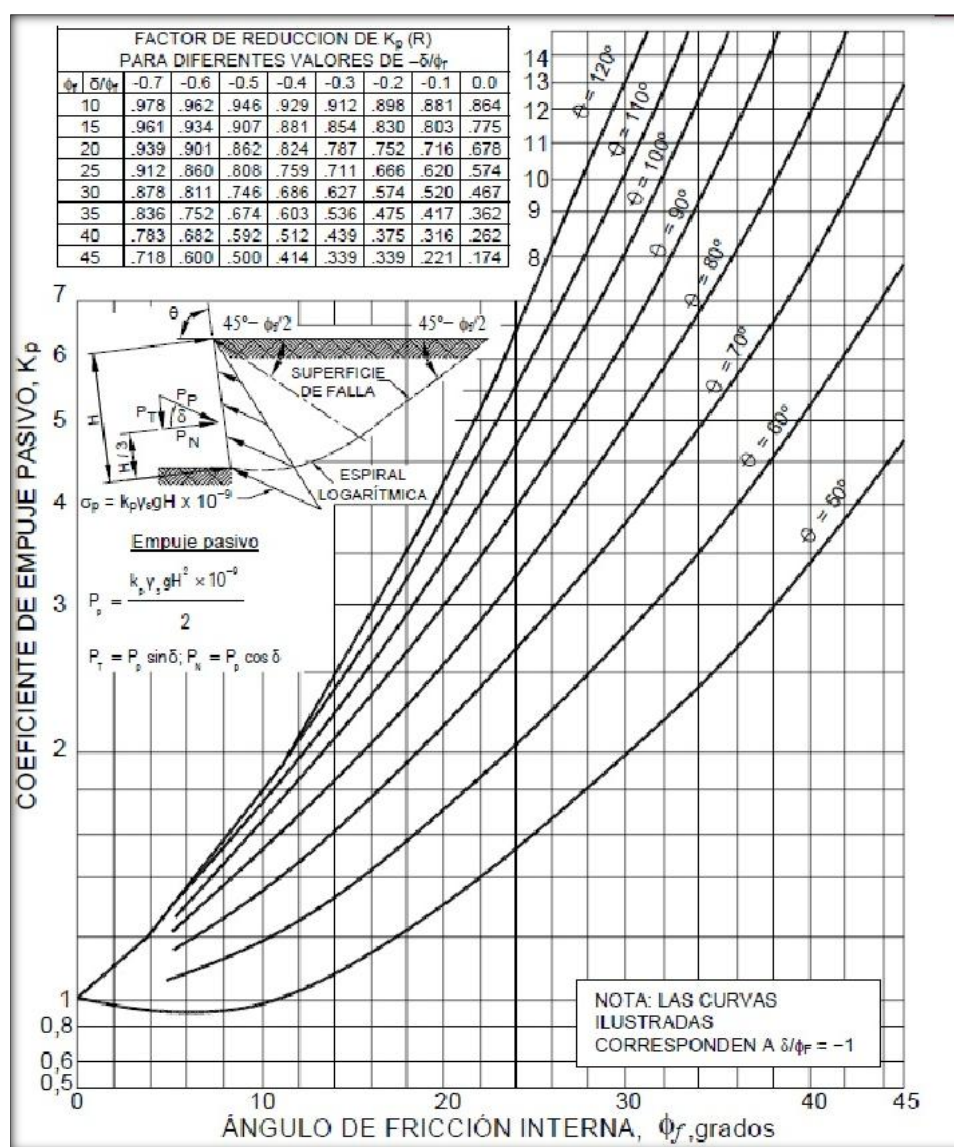


Figura 39. Consideración del empuje pasivo

Fuente: (AASHTO, 2010)

4.2.1.3 Empuje de tierras

La teoría de Coulomb representa al empuje del suelo, desde un análisis geométrico de las cargas, como un triángulo rectángulo cuyo cateto mayor se extiende en la profundidad del relleno y se alinea hacia el plano de inclinación del muro en la cara de contacto con el suelo; y su cateto menor representa el producto entre el peso específico del suelo γ_s , la altura del relleno H y el coeficiente de empuje k (k_a o k_p). Para calcular la fuerza del empuje tanto pasivo como activo se buscará el volumen de dicho triángulo, donde su punto de acción es a un tercio de la altura del relleno.

$$E1 = \frac{1}{2} \gamma_s k H^2$$

4.2.2 Sobrecarga vehicular

La sobrecarga vehicular representa la posibilidad de que un vehículo se quede estacionado en el acceso al puente; para ello la presión de tierras se incrementará con una carga mínima equivalente a 0,6 [m] de relleno de suelo ($SC=0,6*\gamma_s$), cuya acción se aplica a la mitad de la altura del estribo. Se puede obviar esta carga si se prevé colocar una losa de acceso. (Ministerio de Transporte y Obras Públicas , 2012)

$$E2 = SC k_a H$$

4.2.3 Nivel freático

En el diseño de los estribos se debe tomar en cuenta la presencia e influencia del agua, en el caso de existir nivel freático, se debe proveer a la estructura de un drenaje adecuado pues se pueden dar fenómenos importantes de considerar, como la licuefacción dependiendo del tipo de suelo que se tenga. (Ministerio de Transporte y Obras Públicas , 2012)

4.2.4 Fuerzas Sísmicas

Según el (Ministerio de Transporte y Obras Públicas , 2012) en concordancia a las disposiciones AASHTO: “El empuje sísmico se determinará según la aproximación pseudo estática desarrollada por Mononobe y Okabe” (pág. 546)

4.2.4.1 Método Mononobe – Okabe

Es un método de empuje sísmico que no se aplica para suelos cohesivos, añade fuerzas inerciales y de sobre empuje a las condiciones estáticas. El análisis de los empujes se realiza de forma similar a la teoría de Coulomb, para lo que el coeficiente de empuje sísmico k_{AE} y el empuje son (Hidalgo, 2004):

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi_f - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi_f + \delta)\text{sen}(\varphi_f - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right)^2}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{kh}{1 - kv} \right)$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - kv) k_{AE}$$

Donde kh y kv representan los coeficientes sísmicos horizontal y vertical respectivamente, dependen de la zona de implantación del proyecto; kh se toma como la aceleración máxima z que se espera en un sismo, para Ecuador, se encuentra zonificada en la NEC-15; kv será un porcentaje de hasta el 75% de kh de acuerdo al rango de seguridad que decida acoger el diseñador; δ , representa el ángulo de fricción entre el relleno y el muro; β , el ángulo entre el relleno y la horizontal; i , ángulo entre la cara trasera del muro y la horizontal; y φ_f , el ángulo de fricción interna del suelo.

El empuje sísmico a considerar en el diseño es la variación entre el E_{AE} y el empuje del suelo E_1 , más la fuerza inercial de cada estructura que se representa como el producto entre kh y el peso real.

4.3 Estabilidad en estribos

El estribo actúa frente a cargas laterales que produce el empuje del suelo, por lo que genera una reacción opuesta que es igual a su peso, incluido el suelo que esta sobre la zapata, multiplicado por el coeficiente de fricción entre el suelo y el concreto μ (Ver Tabla 28); por lo tanto se mantendrá en equilibrio cuando la presión del relleno sea igual a la fuerza de fricción, pero para evitar el deslizamiento (Ver Fig. 40a) la AASHTO considera un factor de seguridad en condiciones normales de 1,50. A la acción de la fuerza de fricción se le puede añadir el empuje pasivo del suelo cuando las condiciones de análisis aseguren su existencia. (Huanca, 2013)

Tabla 28.
Coeficiente de fricción para diferentes materiales

Materiales de Interfase	μ
Hormigón masivo o mampostería sobre los siguientes materiales:	
Roca sana y limpia	0,70
Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	0,55 - 0,60
Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grave limosa o arcillosa	0,45 - 0,55
Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	0,34 - 0,45
Limo fino arenoso, limo no plástico	0,31 - 0,34
Arcilla residual o preconsolidada muy rígida y dura	0,40 - 0,49
Arcilla de rigidez media y rígida, arcilla limosa	0,31 - 0,34
Tablestacas de acero sobre:	
Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astilla	0,4
Arena limpia, mezcla de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	0,31
Arena limosa, grava o arena mezclada con limo y arcilla	0,25
Limo fino arenoso, limo no plástico	0,19
Hormigón moldeado o prefabricado o tablestacas de hormigón:	
Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astilla	0,40 - 0,49
Arena limpia, mezcla de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	0,31 - 0,40
Arena limosa, grava o arena mezclada con limo y arcilla	0,31
Limo fino arenoso, limo no plástico	0,25

Fuente: (Rodriguez, 2012)

El empuje del relleno genera un momento que tiende a voltear al estribo (Ver Fig. 40b), por otro lado, el estribo se estabiliza con las fuerzas verticales; por lo tanto, se da el equilibrio cuando el momento estabilizador es igual al de volteo; en este caso el AASHTO establece un factor de seguridad mínimo de 2,00 para condiciones normales.

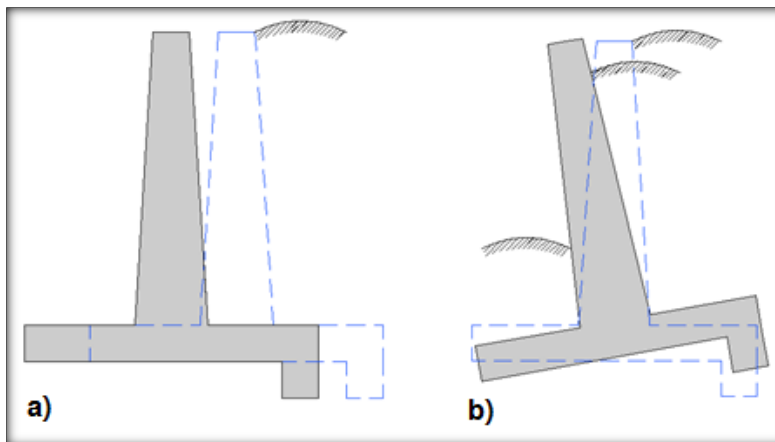


Figura 40. Estabilidad en muros y estribos de puente: a) Deslizamiento b) Volteo

Para el análisis con acción sísmica se incrementan las cargas del empuje lateral y las fuerzas inerciales por los que la situación es más crítica, pero al tratarse de un evento súbito y extremo las normas AASHTO permiten reducir el factor de seguridad en deslizamiento a 1,125 y en volteo a 1,50. (Huanca, 2013)

4.4 Reacción del suelo

El chequeo de la estabilidad se complementa con el cálculo de las reacciones del suelo de modo que no se exceda la capacidad portante de éste y no se produzcan fallas por ruptura. Para la determinación de estas presiones se recurre a la fórmula básica de resistencia de materiales que expresa las presiones entre dos superficies en contacto que se afectan por una carga excéntrica. (Hidalgo, 2004)

$$p = \frac{\sum Fv}{A} \pm \frac{M c}{I}$$

El primer término del lado derecho de la ecuación corresponde a la acción de la carga vertical F_v que produce una reacción uniforme en toda el área A de contacto con el suelo, como si la carga estuviera centrada; el segundo término incrementa esta presión como efecto del momento que se genera por la excentricidad de la carga vertical, mismo que depende también del momento de inercia de la sección en el eje perpendicular a la horizontal; además depende de la distancia c desde el eje a la punta donde se quiere determinar la presión. Esta ecuación se puede representar en función de la excentricidad como:

$$q_{s_{1,2}} = \frac{F_v}{B * prof} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

Si la excentricidad e es menor a la relación $B/6$, la resultante se ubicará en el tercio medio y los valores de $q_{s_{1,2}}$ serán positivos (Ver Fig. 41a); si $e=B/6$ se produce una reacción triangular en todo el ancho B ; y si e es mayor (Ver Fig. 41b) existe una reacción negativa que indica tracción en el suelo lo cual no se da y no es apropiado considerar, para este caso la reacción máxima a compresión crece considerablemente.

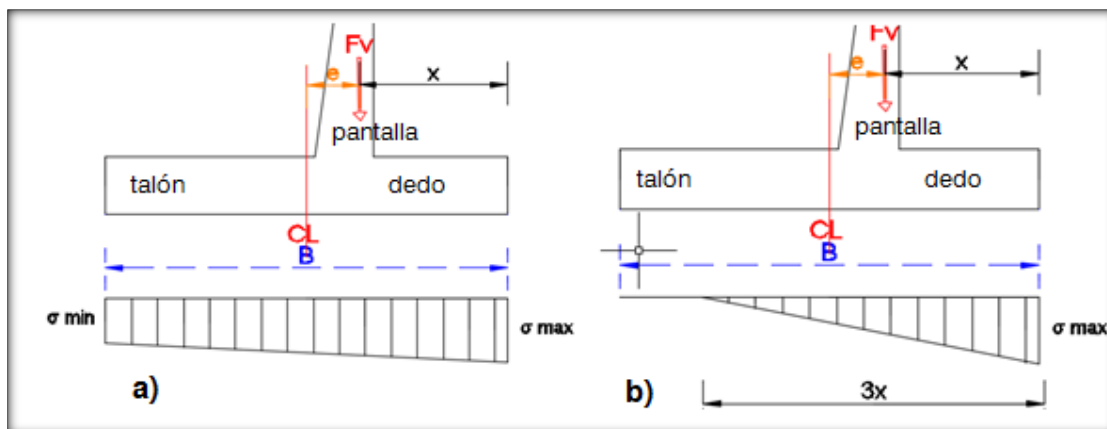


Figura 41. Reacción del suelo: a) $e < B/6$, b) $e > B/6$

Para el análisis por caso eventual de un sismo las normas AASHTO permiten incrementar en un 30% la capacidad portante del suelo para su chequeo.

4.5 *Estados de carga y combinaciones de carga para estribos de puentes*

Los estados de carga para los que se debe chequear tanto la estabilidad como la reacción del suelo dependen del proceso constructivo, en algunos casos el relleno tras el estribo se coloca antes de la superestructura, en otros casos después; todo dependerá de las especificaciones técnicas que dé el diseñador, sin embargo existe la posibilidad que no se cumplan ciertas especificaciones en la etapa de construcción por lo que según (Hidalgo, 2004), es necesario analizar los siguientes estados de carga para el diseño de la cimentación:

- Primera alternativa de carga: cuando se completa el relleno sin colocar la superestructura, para este estado prevalece el armado del talón de la zapata que se hará para el peso del relleno, pues aún no existe reacción considerable en el suelo.
- Segunda alternativa de carga: cuando se coloca la superestructura antes de rellenar, el talón se diseña con la reacción del suelo que se genera por el peso del estribo más la carga muerta de la superestructura.
- Estado final de cargas: cuando el estribo, relleno y superestructura están colocados; este estado rige el diseño del dedo del estribo para el que es mayor la reacción del suelo.

Los estados de carga que se mencionan anteriormente rigen el armado de los elementos de la cimentación, pero para la estabilidad y reacción del suelo es importante considerar tres casos de carga: el primero, cuando está el estribo y el relleno; el segundo, se refiere al estado final de cargas en fase operativa del puente, es decir el peso del estribo, el relleno y la carga viva y muerta de la superestructura; y el tercero, el evento extremo con presencia de un sismo, donde se considera el estribo, el relleno la fuerza sísmica y la carga muerta de la superestructura. (Huanca, 2013)

Las combinaciones de carga que dicta la norma AASHTO (1996) se nombran como grupos. Para el caso de estribos en donde no existe nivel freático se ajustan las combinaciones de los Grupos I y VII; donde D es la carga muerta, E el empuje del suelo y EQ la fuerza sísmica.

$$GI \rightarrow U = 1,3(D + 1,3E)$$

$$GVII \rightarrow U = 1,3(D + 1,3E + EQ)$$

4.6 *Diseño de estribos y cimentación*

Como ya se mencionó en el Capítulo II, se diseñará un puente de un solo tramo apoyado sobre estribos, pues la construcción de una pila, para reducir la luz, representa un costo elevado al ser un elemento que soporta fuertes solicitaciones y al incluirla en el diseño no beneficiará la economía del proyecto pues se lograría colocar dos tramos de vigas de aproximadamente 20 [m] que pueden diseñarse en hormigón armado, pero la hormigonera más cercana se encuentra en la ciudad de Latacunga, lo cual representa costos adicionales de transporte y adición de aditivos; razón por la cual no se justifica la incorporación de una pila en el diseño.

Los estribos de las dos márgenes del proyecto se diseñarán de hormigón armado pues un estribo de gravedad resultaría excesivamente caro por el transporte de material. A pesar de que el estudio de suelos arroja un peso específico del terreno igual a 1,65 [T/m³], se diseñará para una condición saturada de 1,90 [T/m³] pues las calles de aproximación están constituidas por adoquinado, material que permite el paso del agua proveniente de precipitaciones. La carga viva crítica para la infraestructura se da con el caso de multipresencia de dos camiones de diseño separados por 15 [m] entre sí. El coeficiente de fricción μ se tomó igual a 0,50 pues es el valor promedio del rango que se establece para suelo granular (Ver Tabla 28).

4.6.1 Margen Izquierda

El estribo de la margen izquierda, en base a la topografía, podrá ubicarse en la abscisa 0+015,00 [m] del perfil transversal, una vez completo el diseño es necesario verificar que no existan problemas con el perfil de socavación. Según el estudio de suelos la cota de cimentación será a 4,00 [m] de profundidad, en este caso corresponde a la cota 2945,557 [msnm]; la altura del estribo entonces es de 6,42 [m], pues el borde superior de la superestructura estará en la cota 2951,977 [msnm].

De acuerdo a las recomendaciones de (Hidalgo, 2004) un estribo en cantiliver es económico hasta 6,0 [m] de altura; sin embargo, por las propiedades del terreno que son relativamente buenas y al ser la altura de diseño ligeramente superior, se optará por un estribo en voladizo, la memoria de cálculo se presenta en el Anexo 10.

En la figura 42 se muestra la geometría adoptada para el estribo en cantiliver de la margen izquierda con la que se cumple la estabilidad y la reacción del suelo bajo la zapata.

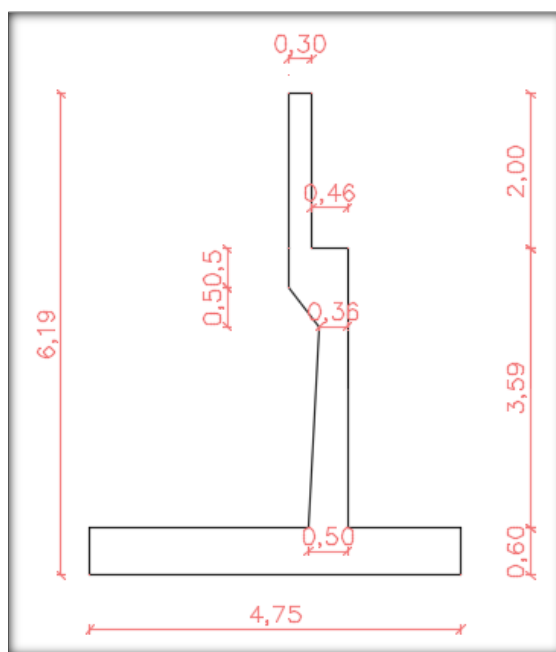


Figura 42. Geometría estribo en cantiliver margen izquierda

Tanto el dedo como el talón de la zapata se diseñan con el modelo de volado empotrado a la pantalla; se verifica además por cortante en base a las especificaciones del ACI que ya se describió en apartados anteriores. La pantalla de igual manera trabaja como un volado empotrado en la zapata. Se debe controlar la longitud de desarrollo, 47 veces el diámetro de la varilla para $f'c$ de 280 [kg/cm²], en todas las zonas de armado.

4.6.2 Margen derecha

Existe un desnivel de -1,45 [m] desde la margen izquierda hacia la derecha del río; al calcular la inclinación que se da en la capa de rodadura con este desnivel se obtiene una pendiente de 2%; misma que no produce efectos significativos en los esfuerzos a los que se somete el estribo de la margen derecha. Éste podrá ubicarse en la abscisa 0+055,00 [m] del perfil transversal, de igual manera se verificará que no existan problemas de socavación. La cota de cimentación es 2942,58 [msnm]; la altura del estribo entonces es de 8,62 [m].

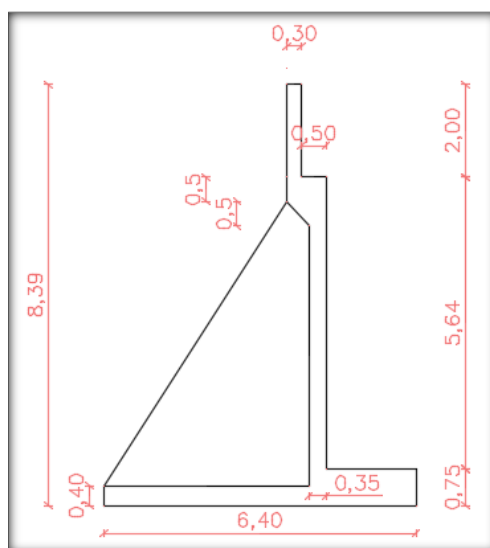
Tras realizar un prediseño con un estribo en voladizo se observó que las dimensiones son muy robustas, por lo que se opta por un estribo de contrafuertes en el que el modelo matemático esquematiza la zapata y pantalla como vigas apoyadas en los contrafuertes. Hidalgo (2004) recomienda colocar los contrafuertes a un espaciamiento de $0,747 + 0,216H$ para garantizar un diseño económico del elemento. El cálculo de momentos y cortantes se realiza en base a la Tabla 29 en la que se muestra un modelo aproximado de coeficientes c que se multiplican por una carga distribuida Wn y el cuadrado del espaciamiento de contrafuertes (para momentos) o la mitad del espaciamiento (para cortantes). La aplicabilidad del método se da cuando haya dos o más luces y sean aproximadamente iguales (diferencias no mayores al 20% en longitud), las cargas sean uniformemente distribuidas, la carga viva no exceda de tres veces a la carga muerta y los elementos sean prismáticos.

Tabla 29.*Momentos y cortantes, método aproximado para vigas continuas*

Características		c
Momento positivo	Extremo discontinuo no restringido	1/11
	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo	1/14
	Luces interiores	1/16
Momento negativo en la cara de todos los apoyos para:	Losas con luces que no excedan en 3 [m]	1/12
Momento negativo en la cara interior del apoyo exterior para elementos contruidos monolíticamente con los apoyos	Quando el apoyo es una viga de borde	1/24
Corte en elementos extremos en la cara del primer apoyo interior		1,15
Corte en la cara de los demás apoyos		1

Fuente: (Hidalgo, 2004)

El contrafuerte se diseña como un cantiliver empotrado en la zapata, además se debe incorporar armadura que soporte los esfuerzos a tensión que se generan en la unión entre el contrafuerte y la pantalla que por las cargas laterales intentarán desprenderse. La memoria técnica del diseño del estribo de la margen derecha se presenta en el Anexo 11. Por otra parte, es importante chequear el corte en la sección de apoyo de las vigas, por lo que se colocará armadura a manera de vigueta. En la figura 43 se indica las dimensiones del estribo.

**Figura 43.** Geometría estribo de contrafuertes margen derecha

4.6.3 Chequeo de la socavación

Una vez completo el diseño de los estribos es importante verificar que no se vean afectados por el fenómeno de socavación; para ello se aplica la altura media de socavación en el perfil y se comprueba que la zapata nunca quede expuesta; además, el bulbo de presiones generalmente está a una inclinación de 45° respecto a la horizontal, y éste no debe dar al lecho del río. En la figura 44 se presenta dicho chequeo para ambos estribos.

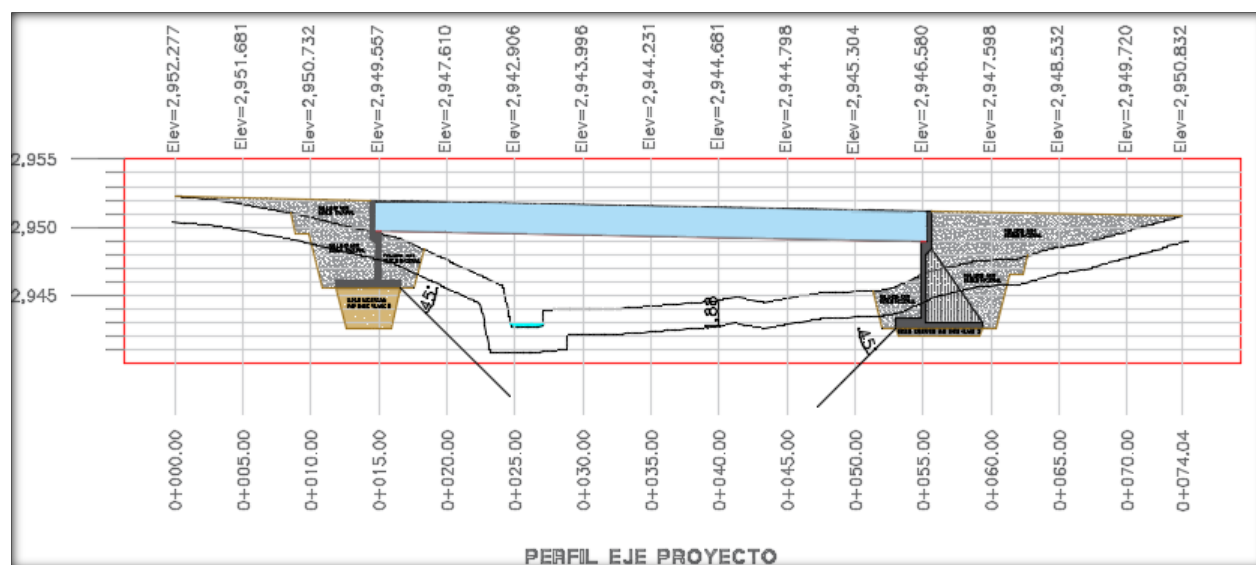


Figura 44. Chequeo de fenómeno de socavación en estribos

Por la topografía del lugar y el direccionamiento que toma el cauce del río, pues gira hacia el estribo de la margen derecha, se verificó también la socavación en forma perpendicular al eje del proyecto en la abscisa 0+055,00 [m]. En la figura 45 se detalla dicha comprobación. Sin embargo, se opta por construir un enrocado en la zona para mayor seguridad.

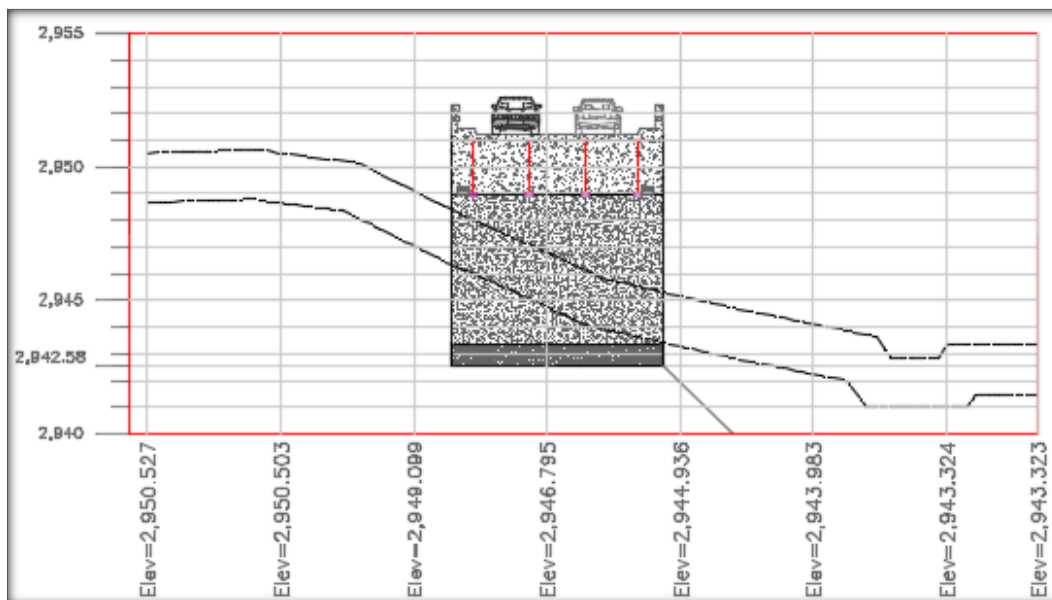


Figura 45. Cheque de socavación en estribo de la margen derecha del río

4.6.4 Apoyos elastoméricos

Se utilizarán apoyos elastoméricos con acero de refuerzo, los cuales consisten en láminas alternadas de acero de refuerzo y elastómeros unidos. Todas las capas internas deberán tener el mismo espesor, mientras que las capas externas por lo menos el 70 por ciento del espesor de las capas internas. (Acevedo, 2015)

Los apoyos elastoméricos presentan algunas ventajas pues su material de fabricación es de bajo costo, son simples en el diseño y fáciles de construir; sirven para soportar las cargas porque absorben las irregularidades de las superficies en contacto y se deforman fácilmente en presencia de cargas horizontales; además no requieren ningún tipo de mantenimiento. (MecanoGuamba, 2015)

Para el diseño se calcula el factor de forma del apoyo S_i , el mismo que está en función de sus dimensiones. (Ver Figura 46).

$$S_i = \frac{LW}{2 h r_i (L + W)}$$

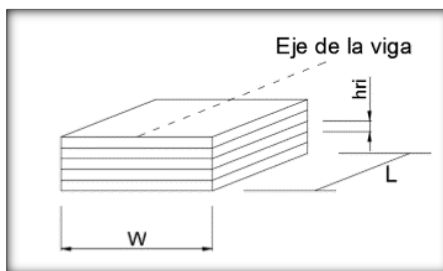


Figura 46. Geometría de un apoyo elastomérico armado

Por el método ASD se chequea los esfuerzos admisibles máximos por carga muerta (D), viva (L) y deslizamiento:

$$\sigma D \leq 350 T/m^2$$

$$\sigma D + L \leq 560 T/m^2$$

$$\text{prevenir deslizamientos} \rightarrow \sigma_{min} \leq 140 T/m^2$$

Además, se calcula la deformación máxima que tendrá el apoyo, superficie que se dejará libre en la construcción. Para ello se debe cumplir que el doble de la deformación total, es decir por temperatura y por fuerzas horizontales sea menor que la altura total del apoyo h_{rt} . En las fuerzas horizontales se toma en cuenta el módulo de Poisson del neopreno que depende de la dureza del mismo (Ver tabla 30).

Tabla 30.

Módulo de Poisson de apoyos de neopreno

Tipo	Go(kg/cm ²)
shore 50	8
shore 60	11
shore 70	15

Fuente: (Acevedo, 2015)

Además, se verifica que la deformación en el asiento del apoyo sea menor al esfuerzo máximo $f_b \max = 0,3 f'c \sqrt{A2/A1}$ (Ver Figura 47); en donde las dimensiones de a_1 y b_1 son aproximadamente 2,3 [cm].

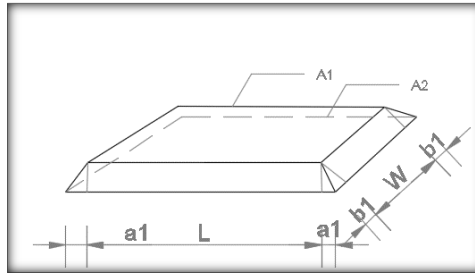


Figura 47. Parámetros de cálculo de la deformación en el asiento del apoyo

La estabilidad del apoyo está en función de que el parámetro B sea mayor a dos veces el parámetro A:

$$A = \frac{1,92 h r t / L}{\sqrt{1 + 2L/W}}$$

$$B = \frac{2,67}{(S_i + 2) \left(1 + \frac{L}{4W}\right)}$$

Si no se cumple con ello debe satisfacer que el esfuerzo actuante σ_s sea menor que:

$$\sigma_s \leq \frac{G S_i}{2A - B}$$

Finalmente, se verifica que la altura del apoyo se cumpla con:

$$h_s \geq \frac{3 h r i \sigma_s}{F_y}$$

El diseño por la metodología LRFD, tiene el mismo condicionamiento para deformaciones del material, pero para su estabilidad se chequea por los efectos de compresión, rotación y corte combinados. Se debe cumplir que:

$$(\gamma_{a,st} + \gamma_{r,st} + \gamma_{s,st}) + 1,75(\gamma_{a,cy} + \gamma_{r,cy} + \gamma_{s,cy}) \leq 5$$

$$\gamma_{a,st} \leq 3$$

Donde γ es la deformación, los subíndices a, r y s significan axial, rotación y corte, respectivamente; y st y cy se refieren a cargas estáticas o cíclicas, es decir carga muerta o viva. A

continuación, se describe la forma de cálculo de cada una de las deformaciones en mención. D_a y D_r son factores que equivalen a 1,4 y 0,5 respectivamente, para apoyos rectangulares; el esfuerzo es la carga para la superficie en contacto del apoyo con la viga, n es el número de capas de neopreno del apoyo, y θ es la rotación que se produce en la viga, se desprecia giros por carga muerta cuando hay contraflecha.

$$\gamma_a = D_a \left(\frac{\sigma_s}{G_o S_i} \right); \gamma_r = D_r \left(\frac{L}{h r i} \right)^2 \frac{\theta_s}{n}; \gamma_s = \Delta s / h r t$$

Finalmente, se verifica la deformación vertical máxima igual a 3 [mm]:

$$\delta L = \sum \varepsilon L_i h r i; \delta D = \sum \varepsilon D_i \square r i; \delta \text{largo plazo} = \delta D + a r \delta D$$

Estas ecuaciones se calculan en base a las gráficas de los esfuerzos de compresión del neopreno de distintas durezas. (Ver Fig. 48).

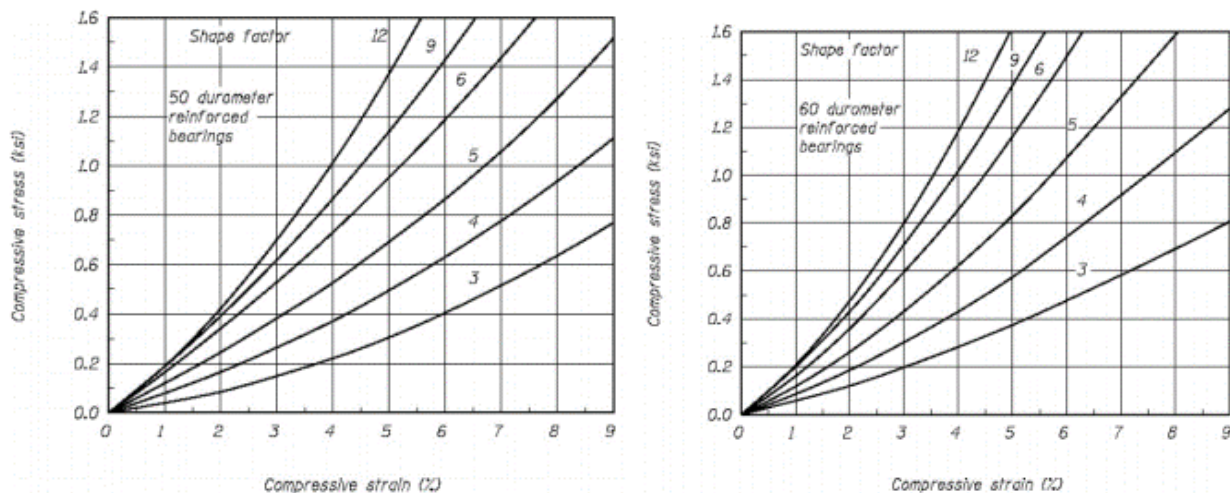


Figura 48. Esfuerzo de compresión en neopreno

Fuente: (Acevedo, 2015)

En la Figura 49 se muestra la geometría del apoyo que se diseñó en el Anexo 9.; se verifica tanto por la metodología ASD como LRFD.

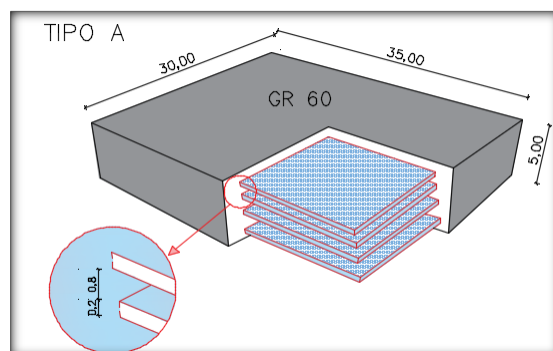


Figura 49. Dimensiones del apoyo a colocar

4.6.5 Traba antisísmica

La traba antisísmica es la estructura que controla el desplazamiento lateral de las vigas, ésta se diseña para una fuerza horizontal lateral, que produciría el empuje de la viga hacia la traba, del 25% de la carga muerta de la superestructura. Se calcula entonces el área de acero requerida según la siguiente expresión:

$$A_s = V_u / (0,33F_y)$$

Las dimensiones generalmente son de 30 [cm] de alto y el ancho está en función al espaciamiento que debe quedar entre hierros para una correcta distribución de la masa de concreto. En la figura 50 se muestra el dimensionamiento y armado de la traba antisísmica. Los cálculos se detallan en el Anexo 12.

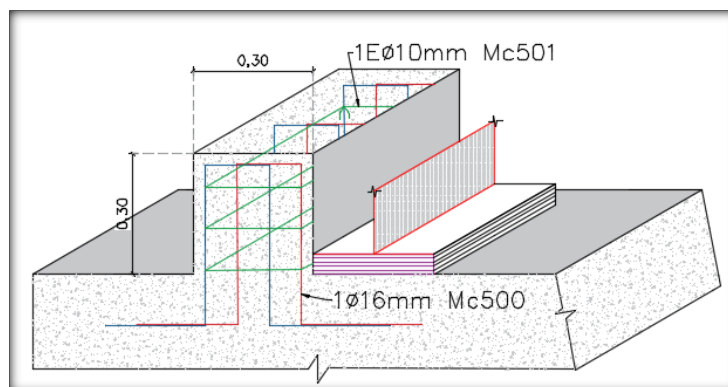


Figura 50. Dimensionamiento y armado de traba antisísmica

5 PRESUPUESTO REFERENCIAL

5.1 *Introducción*

La estimación de los costos para las actividades previstas en una nueva obra civil tiene gran importancia dentro de la etapa de planificación de la obra. El presupuesto juega un papel importante en la toma de decisiones para la construcción del proyecto, su desarrollo está en base a un precio unitario que se asigna a cada actividad por ejecutar, cuya cantidad se determina tras el análisis e interpretación de los planos de diseño. A continuación, se presentan ciertas terminologías importantes:

- Presupuesto: Según (Prieto & Tipán, 2010), presupuesto es: “la valoración del costo de una obra antes de hacerla o ejecutarla. En forma general es un cálculo estimativo de los ingresos, costos de producción y las utilidades netas, ponderadas para un período determinado”.
- Rubros: Se conoce como rubro a una actividad dentro del proceso constructivo que se puede supervisar con una unidad de medida física adecuada. A esta se le asigna un precio global por unidad ejecutada.
- Análisis de precios unitarios: Se conoce como APU y es un modelo matemático que estima el costo por unidad de medida de alguna actividad dentro del ámbito de la construcción. Se desglosa los costos y cantidades de materiales, equipos y mano de obra que se requieren para dicha unidad de medida en la que se representa la actividad. (Delgado, 2017)
- Volúmenes de obra: El volumen de obra representa la cantidad de unidades en las que se representa una actividad dentro de la ejecución de una obra civil

5.2 Cálculo de volúmenes de obra

Tabla 31.*Cantidades de obra para puente vehicular en la calle Gabriel Álvarez - Pujilí.*

No.	Rubro / Descripción	Unidad	Cantidad
PRELIMINARES			
1	Derrocamiento de losa puente existente	m3	12,50
2	Desmontaje y montaje de puente metálico existente	gbl	1,00
3	Desalojo de escombros L=5km	m3	16,00
4	Limpieza y desbroce del terreno	m2	1.100,00
INFRAESTRUCTURA DEL PUENTE			
5	Trazado y replanteo manual	m2	1.000,00
6	Puntos GPS (replanteo)	pto	2,00
7	Excavación sin clasificar	m3	1.200,00
8	Relleno material de mejoramiento sub-base Clase III	m3	195,00
9	Relleno material de mejoramiento sub-base Clase II	m3	38,00
10	Replanto HS f'c 180 kg/cm2 (estribos y muros)	m3	7,50
11	Acero de refuerzo en barras fy=4200 kg/cm2 (estribos, alas y traba antisísmica)	Kg	14.100,00
12	Hormigón estructural premezclado f'c=280 kg/cm2 (zapatas de estribos)	m3	82,33
13	Hormigón estructural premezclado f'c=280 kg/cm2 (pantallas, vigas cabezal, muros de cabeza, contrafuertes y traba antisísmica)	m3	84,60
14	Junta de dilatación de neopreno	ml	16,00
15	Apoyos de neopreno, tipo STUP, shore 60, sección 300x350x50mm, 4 placas metálicas internas	u	8,00
SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE			
16	Suministro, fabricación y montaje de acero estructural ASTM A588 fy=3500kg/cm2	Kg	47.856,61
17	Acero estructural ASTM A-36 (conectores de corte)	u	400,00
18	Acero estructural ASTM A-36 (arriostamientos)	Kg	2.494,80
19	Drenes PVC D=4"	ml	11,30
20	Protocolo de prueba de carga	gbl	1,00
21	Hormigón reforzado con fibras de acero f'c 280 kg/cm2, fibras 20 kg/m3 hormigón (tablero)	m3	57,60
22	Hormigón estructural f'c=280kg/cm2 (aceras)	m3	19,00
23	Hormigón estructural f'c=280kg/cm2 (protecciones)	m3	13,00
24	Acero de refuerzo en barras fy=4200 kg/cm2 (tablero, aceras y protecciones)	Kg	11.859,24
ACCESOS			
25	Relleno compactado con material de excavación capas 20 cm	m3	1.200,00
26	Relleno compactado con material de préstamo capas 20 cm	m3	350,00
27	Sub - base Clase II	m3	66,25
28	Cobertura vegetal en zonas de relleno	m2	246,57
29	Hormigón reforzado con fibras de acero f'c 240 kg/cm2, fibras 20 kg/m3 hormigón (losa de aproximación)	m3	55,17
30	Hormigón estructural f'c=210 kg/cm2 (aceras de accesos)	m3	13,80
31	Replanto HS f'c 180 kg/cm2 (muros de contención)	m3	1,20
32	Hormigón estructural f'c=210 kg/cm2 (muros de contención)	m3	15,50
33	Malla electrosoldada 10x10 diam=5mm (aceras de accesos)	m2	51,00
34	Acero de refuerzo en barras fy=4200 kg/cm2 (muros de contención)	Kg	1.203,40
35	Enrocado	m3	25,00

En la Tabla 31 se muestran los rubros en los que se dividió el proyecto con sus respectivas unidades de medida y cantidades o volúmenes de obra. Las unidades en las que se medirán cada uno de los rubros brindan facilidad para el control de determinada actividad.

5.3 Análisis de precios unitarios referenciales

El análisis de precios unitarios consta del desglose de equipos, mano de obra, materiales y transporte que son necesarios para realizar una unidad de medida en la que se represente una actividad o rubro dentro del proyecto.

Los equipos y mano de obra se afectan por un rendimiento para el cálculo del costo dentro del rubro, este rendimiento se define como la cantidad de unidades que se desarrollan en el período de una hora. Además, al total que se obtiene de los ítems mencionados se le incrementa un porcentaje por costos indirectos que se refiere a gastos administrativos y logísticos que van íntimamente relacionados con las actividades; utilidades que se esperan y en ocasiones el impuesto al valor agregado.

Para este proyecto se usó el programa PUNIS, pues son las licencias que utiliza el GAD Municipal Pujilí, de igual manera los costos de materiales, equipos, mano de obra y rendimientos se tomaron de la base de datos con la que trabaja la Municipalidad.

En el Anexo 13 se presenta el Análisis de Precios Unitarios (APUS) de cada uno de los rubros en los que se dividió el desarrollo del proyecto. El GAD Municipal trabaja con costos indirectos del 21%, valor que se adoptó.

5.4 Presupuesto referencial

El presupuesto que se presenta contiene los costos referenciales a la fecha de realización del mismo (Ver Tabla 32).

Tabla 32.*Presupuesto referencial para el puente vehicular en la calle Gabriel Álvarez*

No.	Rubro / Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio global
PRELIMINARES					
1	Derrocamiento de losa puente existente	m3	12,50	109,36	1.367,00
2	Desmontaje y montaje de puente metálico existente	gbl	1,00	10.285,00	10.285,00
3	Desalojo de escombros L=5km	m3	16,00	4,99	79,84
4	Limpieza y desbroce del terreno	m2	1.100,00	3,62	3.982,00
INFRAESTRUCTURA DEL PUENTE					
5	Trazado y replanteo manual	m2	1.000,00	2,70	2.700,00
6	Puntos GPS (replanteo)	pto	2,00	50,49	100,98
7	Excavación sin clasificar	m3	1.200,00	11,42	13.704,00
8	Relleno material de mejoramiento sub-base Clase III	m3	195,00	27,02	5.268,90
9	Relleno material de mejoramiento sub-base Clase II	m3	38,00	28,85	1.096,30
10	Replanteo HS f'c 180 kg/cm2 (estribos y muros)	m3	7,50	120,92	906,90
11	Acero de refuerzo en barras fy=4200 kg/cm2 (estribos, alas y traba antisísmica)	Kg	14.100,00	1,96	27.636,00
12	Hormigón estructural premezclado f'c=280 kg/cm2 (zapatas de estribos)	m3	82,33	201,47	16.587,03
13	Hormigón estructural premezclado f'c=280 kg/cm2 (pantallas, vigas cabezal, muros de cabeza, contrafuertes y traba antisísmica)	m3	84,60	251,05	21.238,83
14	Junta de dilatación de neopreno	ml	16,00	386,29	6.180,64
15	Apoyos de neopreno, tipo STUP, shore 60, sección 300x350x50mm, 4 placas metálicas internas	u	8,00	265,47	2.123,76
SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE					
16	Suministro, fabricación y montaje de acero estructural ASTM A588 fy=3500kg/cm2	Kg	47.856,61	3,59	171.805,23
17	Acero estructural ASTM A-36 (conectores de corte)	u	400,00	6,23	2.492,00
18	Acero estructural ASTM A-36 (arriostramientos)	Kg	2.494,80	3,10	7.733,88
19	Drenes PVC D=4"	ml	11,30	5,57	62,94
20	Protocolo de prueba de carga	gbl	1,00	3.453,12	3.453,12
21	Hormigón reforzado con fibras de acero f'c 280 kg/cm2, fibras 20 kg/m3 hormigón (tablero)	m3	57,60	303,92	17.505,79
22	Hormigón estructural f'c=280kg/cm2 (aceras)	m3	19,00	203,68	3.869,92
23	Hormigón estructural f'c=280kg/cm2 (protecciones)	m3	13,00	286,33	3.722,29
24	Acero de refuerzo en barras fy=4200 kg/cm2 (tablero, aceras y protecciones)	Kg	11.859,24	1,96	23.244,11
ACCESOS					
25	Relleno compactado con material de excavación capas 20 cm	m3	1.200,00	3,40	4.080,00
26	Relleno compactado con material de préstamo capas 20 cm	m3	350,00	17,30	6.055,00
27	Sub - base Clase II	m3	66,25	24,65	1.633,06
28	Cobertura vegetal en zonas de relleno	m2	246,57	2,94	724,92
29	Hormigón reforzado con fibras de acero f'c 240 kg/cm2, fibras 20 kg/m3 hormigón (losa de aproximación)	m3	55,17	279,51	15.420,57
30	Hormigón estructural f'c=210 kg/cm2 (aceras de accesos)	m3	13,80	150,43	2.075,93
31	Replanteo HS f'c 180 kg/cm2 (muros de contención)	m3	1,20	120,92	145,10
32	Hormigón estructural f'c=210 kg/cm2 (muros de contención)	m3	15,50	196,03	3.038,47
33	Malla electrosoldada 10x10 diam=5mm (aceras de accesos)	m2	51,00	4,16	212,16
34	Acero de refuerzo en barras fy=4200 kg/cm2 (muros de contención)	Kg	1.203,40	1,96	2.358,66
35	Enrocado	m3	25,00	43,55	1.088,75
				SUBTOTAL:	383.979,08
				IVA 12%:	46.077,49
				TOTAL:	430.056,57

CONCLUSIONES

La zona de implantación del puente se encuentra en el sector urbano de la ciudad, el levantamiento topográfico se realizó con estación total e indica que la distancia a vencer con la estructura y accesos es de 74,0 [m]. El eje del proyecto ya se encuentra definido pues a ambas márgenes del río existen zonas consolidadas. La margen izquierda presenta mayor depresión que la derecha.

Se utilizó la información del estudio de suelos e hidrológico que entregó la Dirección de Planificación del GAD Municipal Pujilí para el diseño del presente proyecto; se valida sus resultados pues se realizaron en sitios cercanos y aún están en vigencia al realizarse en el año 2015.

El estudio hidrológico cataloga a la cuenca del río Pujilí como alargada, lo cual facilita la reducción y amortiguamiento de crecientes pues se aumenta su tiempo de formación; el caudal máximo de crecida se calculó para un período de retorno de 25 años y es igual a 18,15 [m³/s], para la geometría de la sección transversal del lecho del río se produce una cota máxima de crecida de 2944,87 [msnm], es decir 1,96 [m] sobre la cota del espejo de agua; además el estudio de la socavación indica que existirá una altura media de 1,88 [m].

El estudio de suelos indica que no existe nivel freático, en la margen izquierda del río se tiene arena limosa de baja compresibilidad por lo que es necesario un mejoramiento desde el nivel -7,00 [m] hasta el -4,00 [m] con sub - base clase III para recibir la cimentación, en la margen derecha de río existe material granular, por lo que solo se mejorará desde el nivel -4,50 [m] hasta el -4,00 [m] con sub – base clase II; se acoge todas las recomendaciones otorgadas por el estudio de suelos para el diseño de la infraestructura del puente.

La infraestructura del puente se compone de estribos de hormigón armado, por economía, para el caso de la margen izquierda se diseñó en voladizo pues la altura es de 6,42 [m], para la margen derecha la altura se incrementa a 8,62 [m] por lo que es recomendable la construcción de un estribo con contrafuertes.

Al considerar los parámetros hidrológicos y el direccionamiento del río en la zona de estudio se decide ubicar dichos estribos para vencer una luz de 40 [m] pues se puede construir accesos a cada lado y así reducir costos en la superestructura; no se considera oportuno el diseño con una pila intermedia pues una estructura de este tipo soporta grandes solicitaciones, lo cual encarece su construcción.

Se usó vigas de acero estructural pues es un material que por sus propiedades mecánicas puede vencer luces grandes sin aumentar exageradamente las dimensiones. Se escogió acero A588 para las vigas, platabandas y rigidizadores, por su particularidad de alta resistencia a la corrosión; sin embargo, para conectores de corte y arriostamientos en donde es factible usar perfiles de dimensiones comerciales se utilizó acero A36 que es más común en el mercado local para el proyecto. Se decide utilizar la metodología de diseño LRFD pues tiene un mejor tratamiento de las cargas al considerar su variabilidad; por otro lado, utiliza la sobrecarga viva HL-93, que garantiza una mejor representación de las cargas vehiculares.

El puente conectará a dos tramos con diferentes anchos de vía; por un lado, en el barrio Buena Esperanza, zona urbana con construcciones más antiguas en relación al otro extremo, el ancho de calzada es de 6,0 [m], con aceras a cada lado de 1 [m]; por otro lado, en el barrio Chimbacalle la calzada tiene 8,0 [m] y las aceras son de aproximadamente 1,5 [m]. Se decidió mantener la geometría del lado más antiguo en edificarse ya que se encuentra más próximo a la urbe.

El tablero del puente es de hormigón armado de $f'c$ 280 [kg/cm²] con refuerzo no estructural de fibras de acero que se añadirán a la mezcla ya sea en planta o en obra, con una dosificación de 20 [kg/m³] de concreto y reemplaza la armadura de temperatura; el reforzamiento es el que se hará cargo del control de fisuras y además mejorará la resistencia al impacto, fatiga y desgaste de la superficie.

En base a la recopilación bibliográfica que se realizó para el presente proyecto se concluye que el reforzamiento no estructural del hormigón con fibras de acero mejora su resistencia a la compresión y la tracción en aproximadamente el 10 %, además beneficia el desempeño de los elementos en ductilidad, tenacidad, impacto, fatiga, corte, torsión, erosión y tracción; todas estas características se favorecen por la funcionalidad de las fibras de coser las fisuras que se producen en una mezcla cementicia.

El presupuesto referencial a la fecha 28 de mayo del 2018 es de 383.979,57 dólares, monto que no incluye IVA. Los costos referenciales de equipo, mano de obra y materiales, así como los rendimientos que se usaron pertenecen a la base de datos del GAD Municipal Pujilí.

RECOMENDACIONES

Es necesario ajustar el diseño de la infraestructura del puente con los valores que arroje un nuevo estudio de suelos, localizado exactamente en las coordenadas de ubicación de estribos que recomienda este proyecto.

La utilización de hormigón reforzado con fibras actualmente en Ecuador apunta a reforzamiento no estructural, sin embargo, es importante continuar con investigaciones de tipo experimental para determinar formas exactas de dosificación, y métodos que permitan extender su uso a reforzamiento estructural en donde se pueda reemplazar acero de refuerzo principal.

En el mezclado del hormigón reforzado con fibras es preciso cuidar que no exista la formación de erizos o balling, que se dan por la acumulación de las fibras en un solo espacio de la mezcla lo cual perjudica el desempeño de la masa total. Es recomendable usar fibras con anclaje en forma de gancho pues permite mayor acción a coser las fisuras.

Se recomienda aprovechar el Convenio Marco de Cooperación Interinstitucional entre la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE y el Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del cantón Pujilí para la ejecución de programas, proyectos de investigación y titulación, actividades de asistencia técnica continua, pasantías, prácticas pre profesionales y tesis, para de esta manera resolver las necesidades de la población con la participación estudiantil de la Universidad.

BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO. (1996). *Standard Specification for highway bridge* (Décimo sexta ed.). Washington.
- AASHTO. (2010). *LRFD Bridge Design Specifications* (Quinta ed.). Washington.
- Acevedo, V. (Septiembre de 2015). *Diseño de un puente con estructura de acero*. Recuperado el 10 de Enero de 2018, de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/6302>
- ACI 318 S-14. (2014). *Requisitos de Reglamento para concreto estructural*. Farmington Hills.
- ACI 544.1R-96. (2009). *Report on Fiber Reinforced Concrete*. Farmington Hills.
- ALLPE. (2015). *Estudios Topográficos*. Recuperado el 02 de Agosto de 2017, de http://www.allpe.com/seccion_detalle.php?idseccion=36
- Amador, Á. (15 de Enero de 2015). *Hormigones Especiales (II)*. Recuperado el 3 de Febrero de 2018, de Hormigón Reforzado con Fibras: <https://masqueingenieria.com/blog/hormigones-especiales-hormigon-reforzado-con-fibras/>
- Badell, R. (9 de Abril de 2015). *Pavimentos armados con fibras metálicas*. Recuperado el 25 de Febrero de 2018, de http://www.agronoms.cat/media/upload/editora_24//PRESENTACION%20DRAMIX%202015%20COL_editora_241_232.%20ING
- Barros, V., & Ramírez, H. (2012). *Diseño de hormigones con fibras de polipropileno para resistencias a la compresión de 21 y 28 MPa con agregados de la cantera de Pifo*. Recuperado el 20 de Enero de 2018, de www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/517
- Bekaert. (Marzo de 2014). *DRAMIX: Fibras de acero*. Recuperado el 23 de Febrero de 2018, de <http://www.eic.cat/gfe/docs/14224.pdf>

- Bühler, D. (2015). *La construcción de puentes en las ciudades latinoamericanas como empresa de ingeniería civil que refleja las necesidades comunales y su impacto sobre el espacio urbano y social*. Recuperado el Julio de 2017, de Introducción: <https://www.flacso.edu.ec/biblio/catalog/resGet.php?resId=25590>
- Cajamarca, M., & Quiroga, A. (2014). *Análisis y diseño comparativo de la superestructura de un puente considerando elementos prefabricados metálicos y elementos presforzados*. Recuperado el 10 de Enero de 2018, de <http://repositorio.puce.edu.ec/handle/22000/6408>
- Castillo, G., & Ramírez, S. (Diciembre de 2017). *Estudio hidrológico e hidráulico para el diseño del puente Pucayacu, localizado en el tramo: Mayocc – Huanta en la progresiva 3+200, aplicando los softwares HEC-HMS e Iber V2.0*. Recuperado el 02 de Enero de 2018, de <http://hdl.handle.net/10757/621675>
- Cevallos, D. (20 de Febrero de 2014). *Estratigrafía del suelo*. Recuperado el 26 de Febrero de 2018, de <https://prezi.com/n2d2r6jaocuj/estratigrafia-del-suelo/>
- Collazos, J. (15 de Junio de 2012). *Bekaert*. Recuperado el 25 de Febrero de 2018, de Utilización de fibras de acero como reforzamiento en pavimentos: http://www.concretonline.com/pdf/00hormigon/art_tec/Fibras_metalicas_en_pavimentos_de_concreto.pdf
- Cruz, J. (2016). *Comparación entre los métodos de diseño por esfuerzos permisibles AASHTO ASD y LRFD, aplicado al puente sobre el río Mira*. Sangolquí: Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. Recuperado el 12 de Diciembre de 2017, de <http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/12108/1/T-ESPE-053440.pdf>
- Delgado, J. (23 de Enero de 2017). *Análisis de Precios Unitarios- APU*. Recuperado el Mayo de 2018, de <https://es.slideshare.net/JonathanDelgado39/anlisis-de-precio-unitario-apu>

- Durán, M. (20 de Abril de 2016). *Capacidad de carga del suelo, consolidación y esfuerzo cortante*. Recuperado el 28 de Febrero de 2018, de <https://es.slideshare.net/mariaedurans/temas-5-y-6-capacidad-de-carga-del-suelo-consolidacin-y-esfuerzo-cortante>
- Fernández, M. (1982). Hormigones reforzados con fibras de acero. *Informes de la Cosntrucción* , 6-17.
- Figueroa, A. (2 de Octubre de 2017). *Dramix*. Recuperado el 25 de Febrero de 2018, de Uso de metales en manufactura avanzada: <http://www.asometal.com/aso/wp-content/uploads/2017/10/2.Formato-Fibras-Dramix-Estandar-B.pdf>
- Franquet, J., & Querol, A. (2010). *Nivelación de terreno por regresión tridimensional* (Vol. 1). Tortosa, España: Cooperativa Gráfica Dertosense.
- GADM Pujilí. (2013). *Turismo*. Recuperado el 12 de Julio de 2017, de Cantón Pujilí: <http://www.municipiopujili.gob.ec/pujili/images/turismo2013/lugaresturisticospujili.pdf>
- GADM Pujilí. (2017). *El Municipio*. Recuperado el 23 de Julio de 2017, de Objetivos: <http://www.municipiopujili.gob.ec/pujili/index.php/113-top-objetivos>
- Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Pujilí. (2012). *Dirección de Planificación Estratégica*. Recuperado el 23 de Julio de 2017, de Informe de Gestión Cuatrimestral: <http://www.municipiopujili.gob.ec/pujili/images/dirplanestrat/Informe%20Cuatrimestral%20DPE%20enero%20abril%202012.pdf>
- Guerra, T. (01 de Agosto de 2016). *Pilas de puentes y dispositivos de apoyo*. Obtenido de <https://es.scribd.com/document/253348358/3-Apoyo-y-Estrivos-Centrales>
- Hidalgo, J. (2004). *Texto de Obras Civiles*. Quito: Editorial ESPE.

Huanca, Á. (Septiembre de 2013). *I Curso de Diplomado en suelos y cimentaciones*. Recuperado el 13 de Abril de 2018, de Diseño de estribos de concreto: <https://fannsn.files.wordpress.com/2013/09/exposicion-estribos.pdf>

ICONTEC. (8 de Febrero de 2008). *Materia y Producto*. Recuperado el 20 de Febrero de 2018, de Explorando el Concreto Reforzado con Fibras (CRF): <http://www.imcyc.com/ct2008/feb08/materia.htm>

Instituto de Mecánica de Fluidos e Ingeniería Ambiental. (2010). *Sistema Hidrológico*. Recuperado el 03 de Enero de 2018, de https://www.fing.edu.uy/imfia/imfiaweb/sites/default/files/01_Sistema_Hidrologico_2010.pdf

Instituto Geográfico Nacional España. (2016). *Temperatura media anual*. Recuperado el 3 de Enero de 2018, de https://www.ign.es/espmmap/mapas_clima_bach/pdf/Clima_Mapas_09texto.pdf

Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología. (2016). *INAMHI, Servicio Meteorológico*. Recuperado el 2 de Enero de 2018, de <http://www.serviciometeorologico.gob.ec/>

Isla, F. (Febrero de 2014). *Modelo para hormigones reforzados con fibras de acero*. Recuperado el 23 de Febrero de 2018, de https://www.facet.unt.edu.ar/iest/wp-content/uploads/sites/22/2015/12/Facundo_Isla_2014-Modelo_para_hormigones_reforzados_con_fibras_de_acero.pdf

Lace, G. (2 de Junio de 2015). *Compactación y consolidación de los suelos*. Recuperado el 26 de Febrero de 2018, de http://www.academia.edu/21825817/UJAP_Compactaci%C3%B3n_y_consolidaci%C3%B3n_de_los_suelos

- Lucea, I. (2012). *Comparativa de la tenacidad entre hormigón convencional, hormigón reforzado con fibras de acero y hormigón reforzado con fibras de polipropileno*. Recuperado el 22 de Febrero de 2018, de http://oa.upm.es/19960/1/Tesis_master_Manuel_Figueroa_Andrade.pdf
- Mármol, P. (2010). *Hormigones con fibras de acero, características mecánicas*. Recuperado el 8 de Enero de 2018, de http://oa.upm.es/4510/1/TESIS_MASTER_PATRICIA_CRISTINA_MARMOL_SALAZAR.pdf
- Martínez, J. (Enero de 2015). Estudios Geotécnicos. *Estudio y diseño definitivo para la construcción del puente carrozabe sobre la quebrada que separa el barrio Chimbacalle en el cantón Pujilí*. Pujilí, Cotopaxi, Ecuador.
- Maya, L. (2015). *Análisis estructural comparativo basado en los códigos AASHTO Standard y LRFD, caso de estudio puente metálico sobre el río Pachijal, ubicado en la provincia de Pichincha*. Recuperado el 02 de Febrero de 2018, de <http://www.dspace.uce.edu.ec/bitstream/25000/5468/1/T-UCE-0011-111.pdf>
- MecanoGuamba. (2015). *Apoyos de neopreno*. Recuperado el 27 de Abril de 2018, de <https://www.mecanogumba.com/wp-content/uploads/2015/07/MG-Apoyos-Elastomericos.pdf>
- Ministerio de Transporte y Obras Públicas . (2012). *Normas para Estudios y Diseño Vial*. Quito.
- Ministerio de Turismo. (2014). *El Danzante de Pujilí, considerado patrimonio cultural intangible de la humanidad*. Recuperado el 04 de Agosto de 2017, de <http://www.turismo.gob.ec/el-danzante-de-pujili-considerado-patrimonio-cultural-intangible-de-la-humanidad/>

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Estructuras de Hormigón Armado*. Recuperado el 04 de Enero de 2018, de <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-HM-Hormig%C3%B3n-Armado.pdf>

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Geotecnia y Cimentaciones*. Recuperado el 5 de Diciembre de 2017, de <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-GC-Geot%C3%A9cnia-y-Cimentaciones.pdf>

NTE INEN-ISO 13270. (2015). *Fibras de acero para hormigón: Definiciones y especificaciones*. Recuperado el 22 de Febrero de 2018, de http://www.normalizacion.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/07/nte_inen-iso_13270.pdf

NTE-INEN 3069. (2015). *Hormigón fresco: Método de ensayo VEBE*. Quito.

Observatorio ambiental de Bogotá. (2017). *Datos e indicadores para medir la calidad del ambiente en Bogotá*. Recuperado el 3 de Enero de 2018, de Información detallada del indicador: <http://oab2.ambientebogota.gov.co/es/indicadores?id=156&v=1>

Pasotti, P. (2015). *Estratigrafía suelo de Rosario*. Recuperado el 26 de Febrero de 2018, de http://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Subsuelo_print

Pérez, C. (2005). *Modelación numérica de materiales compuestos*. Recuperado el 22 de Enero de 2018, de Utilización del hormigón reforzado con fibras de acero en la actualidad: <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/3260/50939-2.pdf?sequence=2>

Prieto, J., & Tipán, R. (Marzo de 2010). *Diseño definitivo comparativo del puente de 60.0 m. de luz sobre el río Toachi en base a las normas AASHTO estándar y LRFD*. Recuperado el Diciembre de 2017, de

<https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/1615/1/DISE%C3%91O%20DEFINITIVO%20COMPARATIVO%20DEL%20PUENTE-parte1.pdf>

Puentes, C. (14 de Marzo de 2014). *Simbología Soldadura*. Obtenido de https://es.slideshare.net/carlosapuentes/d-012-simbologasoldadura?next_slideshow=1

Quirós, C., & Castillo, R. (Febrero de 2012). *Barandas para contención vehicular en puentes. III(26)*. Montes de Oca, San José, Costa Rica: LanammeUCR. Obtenido de <http://www.lanamme.ucr.ac.cr/sitio-nuevo/images/puentes/para-web/barandas-para-contencion-vehicular-en-puentes.pdf>

Rodriguez, A. (2012). *Puentes, con AASHTO LRFD 2010* (Quinta ed.). Lima, Perú. Recuperado el Diciembre de 2017, de Con AASHTO LRFD 2010.

Rodríguez, C. (2016). *Análisis comparativo de un hormigón para la capa de rodadura con fibras de acero y sin ellas para utilización en pavimentos rígidos*. Recuperado el 23 de Febrero de 2018, de http://repositorio.ug.edu.ec/bitstream/redug/15427/1/RODRIGUEZ_CRISTHIAN_TRAB_AJO_TITULACION_V%20CAS_NOVIEMBRE_2016.pdf

Saguay, K. (2015). *Diseño comparativo de las superestructuras para puentes de hormigón armado con el uso de especificaciones AASHTO: método ASD y LRFD*. Recuperado el 10 de Enero de 2018, de <http://dspace.uazuay.edu.ec/bitstream/datos/5082/1/11521.pdf>

Sánchez, M. (31 de Enero de 2013). *Delimitación de una cuenca hidrológica*. Recuperado el 3 de Enero de 2018, de <https://es.slideshare.net/Gianelly45/delimitacion-de-una-cuenca-hidrologica>

Sika. (2016). *Sika Fiber*. Recuperado el 25 de Febrero de 2018, de <https://mex.sika.com/dms/.../fibra-de-acero-para-concreto-sika-fiber-cho6535nb.pdf>

- Sistema Nacional de Información. (2014). *Fichas de cifras generales*. Recuperado el 03 de Agosto de 2017, de Pujilí - Cotopaxi: http://app.sni.gob.ec/sni-link/sni/Portal%20SNI%202014/FICHAS%20F/0504_PUJILI_COTOPAXI.pdf
- Sociedad Geográfica de Lima. (2011). *Qué es una cuenca hidrológica*. Recuperado el 03 de Enero de 2018, de Contribuyendo al desarrollo de una Cultura del Agua y la Gestión Integral del Recurso Hídrico: http://www.gwp.org/globalassets/global/gwp-sam_files/publicaciones/varios/cuenca_hidrologica.pdf
- Song, P. S., Wu, J. C., Hwang, S., & Sheu, B. C. (2002). Assessment of statistical variations in impact resistance of high strength. *Science direct, Construction and Building Materials*.
- Toapaxi, J., Galiano, L., Castro, M., Hidalgo, X., & Valencia, N. (Febrero de 2015). Análisis de la Socavación en Cauces Naturales. *Revista Politécnica N° 3, 35, 1-11*.
- Tuyan, M. (2012). Pull-out behavior of single steel fiber from SIFCON matrix. *Construction and Building Materials, 571-577*.
- Ulloa, W. (Diciembre de 2014). *Diseño estructural del puente vehicular sobre el Río Yucauta Cantón San Fernando*. Recuperado el Noviembre de 2017, de https://www.google.com.ec/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&cad=rja&uact=8&ved=0ahUKEwj2_uCfptDVAhWGKiYKHejzAIYQFggkMAA&url=http%3A%2F%2Fspace.ucacue.edu.ec%2Fbitstream%2Feducacue%2F6357%2F1%2FULLOA%2520C.%2520WILSON%2520L..pdf&usg=AFQjCNF4CHRhXI
- Vasco, P. (2015). *Estudios y diseños definitivos para la construcción del puente en la calle Sucre sobre el Río Pujilí de la ciudad de Pujilí, provincia de Cotopaxi*. Pujilí.
- Vela, G. (2017). *Fibras de acero Dramix*. Quito, Pinchincha, Ecuador. Obtenido de Aplicación en losas para puentes.

Villacrés, L. (05 de Mayo de 2017). Requerimientos de la Dirección de Planificación del GADM Pujilí. (L. Peñaherrera, Entrevistador)

Villamizar, P. (Octubre de 2010). *Apuntes de Ingeniería Civil*. Recuperado el 6 de Diciembre de 2017, de Estudios básicos para la construcción de puentes: <http://apuntesingenierocivil.blogspot.com/2010/10/estudios-basicos-para-la-construccion.html>

Villarino, A. (2013). *Ingeniería Civil*. Obtenido de Puentes : <http://ocw.usal.es/enseanzas-tecnicas/ingenieria-civil/contenido/TEMA%207-%20PUENTES.pdf>