



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO DE GRADUACIÓN ESTRUCTURADO DE
MANERA INDEPENDIENTE PREVIO A LA OBTENCIÓN
DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

TEMA:

COMPORTAMIENTO Y SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE PUENTES VEHICULARES MEDIANTE EL ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DEL DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA VERSUS EL DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES.

AUTOR: JONATHAN ALBERTO NÚÑEZ ESCOBAR
TUTOR: PATRICIO MARCELO VASCO LÓPEZ

Ambato - Ecuador

2014

APROBACIÓN POR EL TUTOR

Certifico que la presente tesis de grado realizada por Jonathan Núñez , egresado de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, se desarrolló bajo mi dirección, es un trabajo estructurado de manera independiente, personal e inédito y ha sido concluido bajo el título **"COMPORTAMIENTO Y SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE PUENTES VEHICULARES MEDIANTE EL ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DEL DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA VERSUS EL DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES"**.

Es todo cuanto puedo certificar en honor a la verdad.

Ambato, Noviembre de 2014.

.....
Patricio M. Vasco L.; Ing. Civil

TUTOR DE TESIS

AUTORÍA DE LA TESIS

Yo, Jonathan. Núñez, tengo a bien indicar que los criterios emitidos en el trabajo de graduación **“COMPORTAMIENTO Y SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE PUENTES VEHICULARES MEDIANTE EL ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DEL DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA VERSUS EL DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES”** como también los contenidos presentados, las ideas, análisis, síntesis son de exclusiva responsabilidad de mi persona en calidad de autor de este trabajo investigativo.

Ambato, Noviembre de 2014.

.....
Jonathan Alberto Núñez Escobar

AUTOR

APROBACIÓN PROFESORES CALIFICADORES

Los suscritos Profesores Calificadores, una vez revisado, aprueban el informe de Investigación, sobre el tema: **“COMPORTAMIENTO Y SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE PUENTES VEHICULARES MEDIANTE EL ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DEL DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA VERSUS EL DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES”**, del egresado Jonathan. Núñez, de la carrera de Ingeniería Civil, el mismo que guarda conformidad con las disposiciones reglamentarias emitidas por el Centro de Estudios de Pregrado de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato.

Ambato, Noviembre de 2014

Para constancia firman.

Ing. M. Sc. Santiago Medina
Profesor Calificador

Ing. M. Sc. Carlos Navarro
Profesor Calificador

DEDICATORIA

Es mi deseo como sencillo gesto de agradecimiento, dedicarle mi Trabajo de Grado plasmada en el presente Informe a Dios por permitirme llegar a este momento tan especial en mi vida, a la Virgen de Agua Santa a mis Padres por su amor, permanente cariño y comprensión, porque han sido quienes permanentemente me apoyaron con espíritu alentador, contribuyendo incondicionalmente a lograr las metas y objetivos propuestos.

Dedico esta tesis a todos los que creyeron en mí, a todos los amigos que me apoyaron, a los docentes que me han acompañado durante el largo camino, brindándome siempre su orientación con profesionalismo ético en la adquisición de conocimientos y afianzando mi formación como estudiante universitario.

Dedico este trabajo de igual manera a mi tutor Ing. Patricio Marcelo Vasco López, quien me ha orientado en todo momento en la realización de este proyecto.

Jonathan Núñez

AGRADECIMIENTO

Quiero expresar mi agradecimiento

A mi Director de Tesis Ing. Patricio Vasco, por su generosidad al brindarme la oportunidad de recurrir a su capacidad y experiencia en un marco de confianza, afecto y amistad, fundamentales para la concreción de este trabajo.

A mis compañeros de la Universidad Técnica de Ambato por su continuo y afectuoso aliento.

A Dios por haberme guiado por el camino de la felicidad hasta ahora, a mis queridos padres por su amor, cariño, comprensión y constante estímulo y a la Virgen de Agua Santa.

Jonathan Núñez

ÍNDICE DE CONTENIDOS

PORTADA	I
APROBACIÓN POR EL TUTOR	II
AUTORÍA DE LA TESIS	III
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO	IV
DEDICATORIA	V
AGRADECIMIENTO	VI
ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS	VII
RESUMEN EJECUTIVO	XIII
CAPITULO I.....	1
1.- EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	1
1.1.- TEMA DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.2.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2.1.- Contextualización	1
1.3. Análisis crítico	3
1.3.1. Árbol de Problemas.....	3
1.3.2. Relación causa-efecto.....	4

1.3.3. Prognosis	4
1.4. Formulación del problema	5
1.5. VARIABLES DEL PROBLEMA.....	5
1.5.1. Variable Independiente	5
1.5.2. Variable Dependiente.....	5
1.5.3. Preguntas directrices	5
1.5.4. Delimitación del Problema.....	6
1.6. JUSTIFICACIÓN	6
1.7. OBJETIVOS	7
1.7.1. Objetivo general	7
1.7.2. Objetivos específicos	7
CAPITULO II	8
2. MARCO TEÓRICO.....	8
2.1. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS.....	8
2.1.1. Métodos y Definiciones.	11
2.2. FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA.....	19
2.3. CATEGORÍAS FUNDAMENTALES	19
2.4. FUNDAMENTACIÓN LEGAL.....	20
2.4.1. Diseño Estructural de puentes	20
2.4.2. Clasificación de los Puentes.....	21

2.4.3.- Partes Constitutivas de los Puentes.....	40
2.4.4. Criterios para el Diseño de los Puentes.....	42
2.4.5. Recomendaciones para el Diseño de los Puentes.....	43
2.4.6. Estudios Fundamentales.....	45
2.4.7. Estudios de ingeniería básica de puentes	46
2.5. HIPÓTESIS.....	54
2.6. SEÑALAMIENTO DE LAS VARIABLES DE LA HIPÓTESIS	54
2.6.1. Variable independiente:	54
2.6.2. Variable dependiente:.....	54
CAPITULO III.....	55
3. METODOLOGÍA	55
3.1. ENFOQUE DE LA INVESTIGACIÓN	55
3.2. MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN.....	55
3.3. NIVELES O TIPOS DE INVESTIGACIÓN.....	55
3.3.1. Investigación exploratoria.-.....	55
3.3.2. De campo.-	55
3.3.3. Documental.-	56
3.3.4. Correlacional.-.....	56
3.4. POBLACIÓN Y MUESTRA.....	56
3.5. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	56
3.5.1.- Variable dependiente	57
3.5.2.- Variable Independiente	58

3.6. RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	59
3.7. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS	59
3.7.1. Plan para la recolección de Información	59
3.7.2. Plan para el Procesamiento de Información.....	59
3.7.3. Plan de análisis e interpretación de resultados.....	60
CAPÍTULO IV	61
ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN.....	61
4.1 ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS.....	61
4.2 ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LA ENCUESTA	61
4.3 VERIFICACIÓN DE HIPÓTES.....	67
4.3.1 Modelo Lógico	67
4.3.2 Nivel de significancia.....	67
4.3.3 Elección de la Prueba Estadística Chi cuadrado	67
CAPÍTULO V.....	72
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	72
5.1. CONCLUSIONES	72
5.2. RECOMENDACIONES.....	73

CAPITULO VI74

LA PROPUESTA 74

6.1 DATOS INFORMATIVOS 74

6.1.1 Tema..... 74

6.1.2 Institución Ejecutora 74

6.1.3 Beneficiarios 74

6.1.4 Ubicación 75

6.1.5.- Diseño de Puentes 75

6.1.6. Aspectos Generales para el Diseño de un Puente 108

6.2. DISPOSICIONES NORMA “AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES” 123

6. 2.1. GENERAL 123

6.2.2. CARGAS AASHTO STANDARD 123

6.2.3. DISEÑO DE LA LOSA 132

6.2.4 HORMIGÓN ARMADO 135

6.3. DISPOSICIONES NORMA AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS 143

6.3.1. GENERAL 143

6.3.2. ESTADOS LÍMITES 143

6.3.3. ECUACIÓN BÁSICA DE DISEÑO 146

6.3.4. CARGAS 148

6.3.5. FACTORES DE RESISTENCIA 161

6.3.6. ESTADOS DE CARGA 162

6.3.7. DISEÑO DE LA LOSA DE HORMIGON ARMADO 162

6.3.8. HORMIGÓN ARMADO 166

6.3.9. RECUBRIMIENTOS 174

6.3.10. ESPACIAMIENTO DE LA ARMADURA 174

6.3.11. PROFUNDIDADES MÍNIMAS PARA SUPERESTRUCTURAS (AASHTO LRFD, TABLA 2.5.2.6.3-1).....	175
6.4. DISEÑO DE UN PUENTE LOSA AASHTO STANDAR	176
6.5. DISEÑO DE UN PUENTE LOSA AASHTO LRFD.....	180
CAPITULO 7.....	187
CONCLUSIONES	187
BIBLIOGRAFÍA.....	189

RESUMEN EJECUTIVO

Los puentes del Ecuador actualmente son diseñados utilizando las disposiciones establecidas en la norma “AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges”, 16° edición (1996), la cual fue adoptada por el Ministerio de Transportes y Obras Publicas indirectamente ya que todos los documentos hacen referencia a la norma y los diseñadores se han visto en la necesidad de aplicarla.

La AASHTO, publicó además la norma “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications”, la primera versión es de 1994. Esta norma entrega las disposiciones de diseño para puentes según las últimas investigaciones, basándose en nuevos criterios de cálculo y corrigiendo deficiencias que presenta la norma AASHTO Standard.

El objetivo de esta tesis es estudiar y comprender las disposiciones de ambas normas, y aplicarlas al diseño de puentes de hormigón armado y comparar los resultados obtenidos. Para este análisis, se estableció un modelo de puente tipo utilizado en el país que permita verificar los procedimientos de análisis de una manera sencilla.

El resultado final presenta grandes diferencias en las metodologías usadas, debido a que la norma LRFD usa el “Diseño por factores de carga y resistencia”, el cual es más complejo que el de “Diseño por tensiones admisibles”, método utilizado por la AASHTO Standard. Ya que los umbrales de incertidumbre son distintos verificando que el uso de la primera brinda diseños más conservadores.

Se concluye, que es conveniente utilizar la norma AASHTO LRFD en el diseño de puentes, principalmente, por sus disposiciones, ya que con las últimas investigaciones permite realizar verificaciones para diferentes estados de resistencia del puente como son servicio, fatiga y resistencia, ésta ultima verificada en cuatro niveles, es decir verificamos de una manera más explícita el comportamiento estructural del puente brindando de esta manera altos niveles de confiabilidad en nuestros diseños.

CAPITULO I

1.- EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1.- TEMA DE INVESTIGACIÓN

Comportamiento y seguridad estructural de Puentes Vehiculares mediante el análisis y comparación del diseño por factores de carga y resistencia versus el diseño por esfuerzos permisibles.

1.2.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.2.1.- Contextualización

1.2.1.1. Contexto macro

Se utiliza el término puente para designar a aquellas construcciones que sirven para conectar diferentes espacios a los que de otra manera no se podría acceder.

A través de los tiempos el diseño y la ingeniería de los puentes ha variado en gran manera así como también el material con el que se construye y la utilidad, siendo algunos de ellos solamente decorativos.

Tradicionalmente, el objetivo principal de la construcción de un puente ha sido sortear un tipo de elemento geográfico que impidiera el tránsito por hallarse un curso de agua, un valle o un precipicio.

Así, el puente se construye para conectar los puntos extremos de ambos lados y se permite entonces continuar el traslado de diferentes tipos de medios de transporte.

La región oriental del Ecuador se caracteriza por tener fallas naturales e innumerable cantidad de ríos, por lo que la tecnología en puentes debe ser la mejor prestando seguridad sin dañar la biodiversidad y sirviendo a las comunidades razones por las cuales la seguridad estructural en el proyecto de un puente y su comportamiento se torna indispensable.

1.2.1.2. Contexto meso

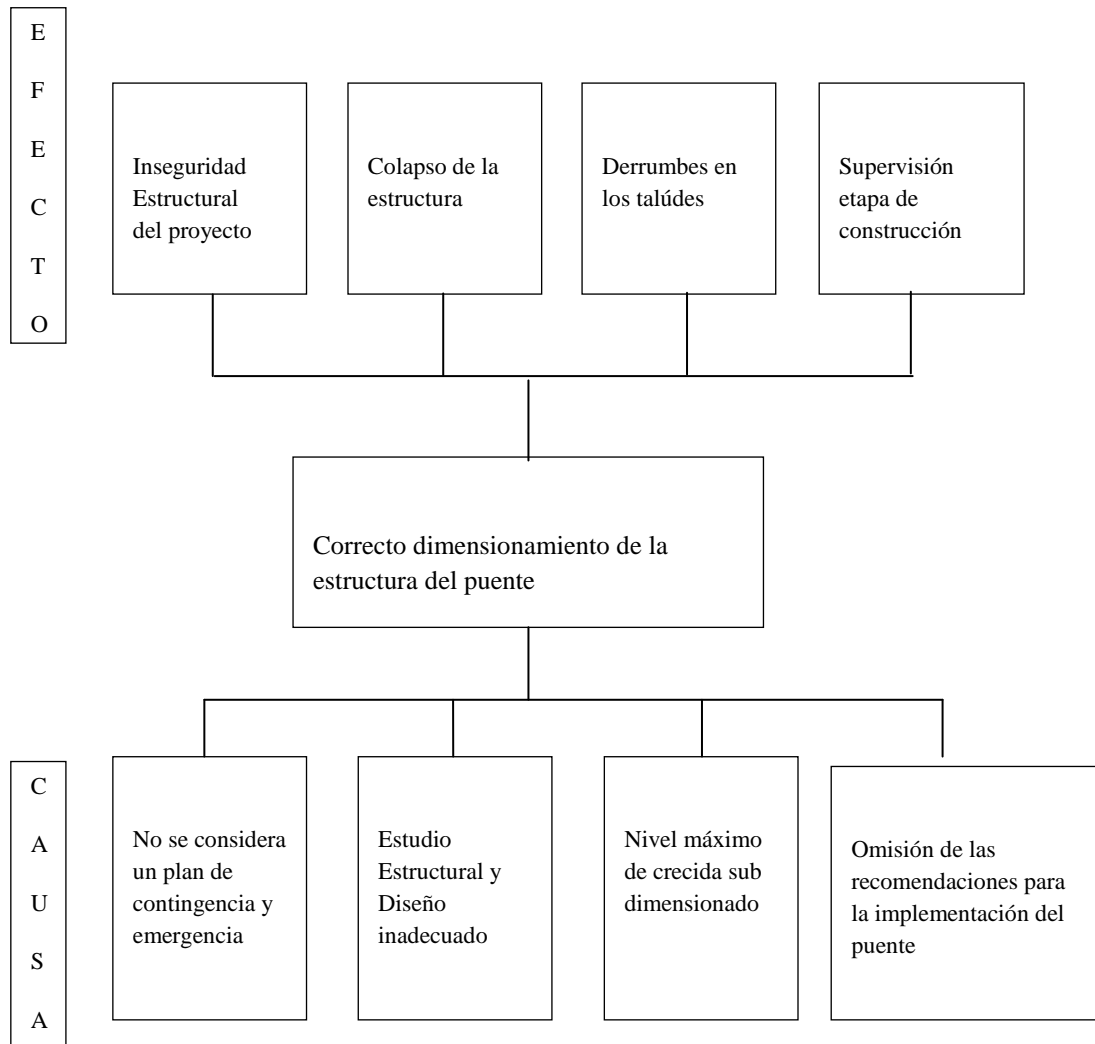
El diseño integral de un puente debe brindar seguridad en todos los aspectos en que se encuentra inmerso, principalmente desde el punto de vista estructural, geotécnico, hidráulico e hidrológico, debido a que nuestro país es una región con gran cantidad de ríos de importancia, es necesario entonces realizar los estudios de esta índole que estimen correctamente las posibles solicitaciones para el diseño integral de un puente tales como comportamiento estructural, inundaciones, socavaciones entre otros en el lugar donde se pretende construir un puente.

1.2.1.3. Contexto micro

Cuando se utiliza el término de seguridad en un puente se debe abarcar todos los aspectos que intervienen en el proyecto y posterior construcción del mismo. Los principales aspectos que intervienen en el proyecto de un puente están estrechamente relacionados entre sí, como es el caso del estudio estructural que garantiza la seguridad y el comportamiento resistente de la estructura e infraestructura, el estudio hidráulico que debe proporcionar información que garantice que los cauces de los ríos no puedan provocar colapsos en la cimentación y conllevar a colapsos en la estructura.

1.3. ANÁLISIS CRÍTICO

1.3.1. Árbol de Problemas



1.3.2. Relación causa-efecto

Un puente es una estructura de gran importancia desde el punto de vista económico, conlleva a inversiones que muchas veces no brindan una justificación productiva sino social por tal virtud los diseños de puentes se propenden a ajustar con los presupuestos estimativos lo que obliga a reducir las longitudes de los puentes a plantearse con la premisa de ajustarse al presupuesto pre establecido.

El diseño estructural y las condiciones que estipulan los códigos suelen pasar por alto las recomendaciones básicas para su seguridad estructural por esta razón es necesario un correcto análisis y verificación de los resultados obtenidos con las normas de diseño para puentes.

1.3.3. Prognosis

Los puentes son fundamentales en el desarrollo de un sector, debido al gran impacto que tiene respecto al comercio, transporte, es importante que el diseño estructural de los puentes sea basado en normas que reduzcan el desastre en algún momento frente a un sismo, inundación, una norma tiene especificados y definidos claramente los requisitos que se deben de cumplir para obtener una estructura que proporcione seguridad y estabilidad.

Estructuración: En esta parte de la norma se analizan detalladamente cómo deben ir cada uno de los elementos del puente, relacionando su rigidez y resistencia con la finalidad de resistir cualquier tipo de carga que lo aceche. Los puentes según su importancia así tendrán un estudio detallado de cada uno de sus elementos para su diseño estructural, se tienen puentes críticos, esenciales, importantes, cada uno según su ubicación geográfica y su uso, en la norma específica la descripción de cada uno de ellos, esto con la finalidad de darle mayor realce a la importancia de un buen diseño para mitigar el desastre.

En las normas de diseño se definen varios niveles de protección con límites para el diseño estructural en función del área donde se ubicará la estructura, para obtener una estructura resistente ante el desastre y optima respecto a el costo de construcción. Se describen en la norma diversas cargas que influirán en el diseño estructural del puente, las cuales están basadas en el tipo de puente a construir, tipo de vehículo que atravesará el puente, carga peatonal, carga en bordillos, carga por sismo. Al tomar en cuenta todas estas magnitudes en el diseño estructural de un puente, obtendremos una estructura que proporcione seguridad y estabilidad, frente a las sollicitaciones que requiera el proyecto.

1.4. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿La seguridad y comportamiento estructural de puentes vehiculares depende del diseño por factores de carga y el diseño por esfuerzos permisibles?

1.5. VARIABLES DEL PROBLEMA

1.5.1. Variable Independiente

Diseño de puentes vehiculares por factores de carga y el diseño por esfuerzos permisibles

1.5.2. Variable Dependiente

Comportamiento y Seguridad Estructural

1.5.3. Preguntas directrices

- ¿Por qué se realizan estudios de ingeniería básica extemporáneos?
- ¿Por qué se realizan diseños estructurales inadecuados de puentes?
- ¿Por qué se omiten las recomendaciones básicas de los códigos de diseño?

- ¿Cuál es el procedimiento correcto para realizar el diseño de un puente?
- ¿Cuál es la herramienta computacional adecuada en diseño de puentes?
- ¿Por qué se presentan colapsos en las estructuras de puentes?

1.5.4. Delimitación del Problema

- Campo: Ingeniería Civil
- Área: Ingeniería Civil, Puentes, Estructuras
- Aspecto: Incrementar la seguridad del estructural del proyecto de Puentes
- Temporal: Tiempo de la investigación Junio 2014 – Noviembre 2014
- Espacial: Sector Puente tipo en el Ecuador y para realizar la investigación bibliográfica la Biblioteca de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato

1.6. JUSTIFICACIÓN

El diseño es el punto de partida para la construcción de un puente el profesional debe tener la capacidad de agrupar y analizar los principales aspectos del diseño como son los estudios de ingeniería básica que le asistan para escoger la mejor alternativa y la estructura resistente adecuada del puente, dándole prioridad a la técnica sobre el aspecto económico y de esta manera escoger la mejor alternativa.

El hecho de realizar el diseño implica una inversión para la entidad que requiere su ejecución y esta deberá garantizar y brindar la seguridad adecuada a nivel de proyecto.

El comportamiento y seguridad estructural del puente tipo en el Ecuador será verificado desde el punto de vista estructural, permitirá garantizar la seguridad del proyecto y brindar directrices para su correcto análisis y diseño y posterior reforzamiento o grado de vulnerabilidad del puente si no presenta ningún inconveniente.

1.7. OBJETIVOS

1.7.1. Objetivo general

Analizar y comparar el diseño por factores de carga y resistencia versus el diseño por esfuerzos permisibles.

1.7.2. Objetivos específicos

- Analizar las recomendaciones para el diseño estructural del puente tipo en el Ecuador.
- Realizar el diseño del puente vehicular sobre el puente tipo en el Ecuador por factores de carga y resistencia
- Realizar el diseño del puente vehicular sobre puente tipo en el Ecuador por factores de carga
- Estudiar el comportamiento y seguridad estructural del puentes vehiculares

CAPITULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

Un puente es una estructura destinada a salvar obstáculos naturales, como ríos, valles, lagos o brazos de mar; y obstáculos artificiales, como vías férreas o carreteras, con el fin de unir caminos de viajeros, animales y mercancías.

La infraestructura de un puente está formada por los estribos o pilares extremos, las pilas o apoyos centrales y los cimientos, que forman la base de ambos. La superestructura consiste en el tablero o parte que soporta directamente las cargas y las armaduras, constituidas por vigas, cables, o bóvedas y arcos que transmiten las cargas del tablero a las pilas y los estribos.

Clasificación de puentes

Debido a la gran variedad, son muchas las formas en que se puede clasificar los puentes, siendo las más destacables las que se detallan a continuación:

a) Por su longitud:

Puentes mayores. (Luces de vano mayores a los 50 m)

Puentes menores. (Luces entre 6 y 50 m.).

Alcantarillas. (Luces menores a 6 m.).

b) Por su objeto o servicio que presta:

Puentes camineros.

Puentes ferroviarios.

Puentes aeroportuarios.

Puentes acueducto. (Para el paso de agua solamente)

Puentes canal. (Para vías de navegación)

Puentes para oleoductos.

Puentes grúa. (En edificaciones industriales)

Pasarelas. (Puentes peatonales)

Puentes mixtos. (Resultado de la combinación de casos)

c) Según el material que compone la superestructura:

Puentes de madera.

Puentes de mampostería de ladrillo.

Puentes de mampostería de piedra.

Puentes de hormigón ciclópeo.

Puentes de hormigón simple.

Puentes de hormigón armado.

Puentes de hormigón pretensado.

Puentes de sección mixta.

Puentes metálicos.

d) Según la ubicación del tablero

Puentes de tablero superior.

Puentes de tablero inferior.

Puentes de tablero intermedio.

Puentes de varios tableros.

e) Según transmisión de cargas a la infraestructura

Puentes de vigas.

Puentes aporticados.

Puentes de arco.

Puentes en volados sucesivos.

Puentes obenque. (Atirantados)

Puentes colgantes.

f) Según sus condiciones estáticas

Isostáticos: Puentes simplemente apoyados.

Puentes continuos con articulaciones. (Gerber)

Hiperestáticos: Puentes continuos.

Puentes en arco.

Puentes aporticados.

Puentes isotrópicos o espaciales

Puentes en volados sucesivos. (Pasan de isostáticos a hiperestáticos)

g) Según el ángulo que forma el eje del puente con el del paso interior: (O de la corriente de agua:

Puentes rectos. (Ángulo de esviaje 90°)

Puentes esviajados.

Puentes curvos.

h) Según su duración:

Puentes definitivos.

Puentes temporales. (Muchas veces permanecen por tiempo prolongado)

Características de los puentes

Las características de los puentes están ligadas a las de los materiales con los que se construyen:

Los puentes de madera, aunque son rápidos de construir y de bajo coste, son poco resistentes y duraderos, ya que son muy sensibles a los agentes atmosféricos, como la lluvia y el viento, por lo que requieren un mantenimiento continuado y costoso.

Los puentes de piedra, de los que los romanos fueron grandes constructores, son tremendamente resistentes, compactos y duraderos, aunque en la actualidad se construcción es muy costosa. Los cuidados necesarios para su mantenimiento son escasos, ya que resisten muy bien los agentes climáticos.

Los puentes metálicos son muy versátiles, permiten diseños de grandes luces, se construyen con rapidez, pero son caros de construir y además están sometidos a la acción corrosiva, tanto de los agentes atmosféricos como de los gases y humos de las fábricas, ciudades y vehículos, lo que supone un mantenimiento caro.

Los puentes de hormigón armado son de montaje rápido, ya que admiten en muchas ocasiones elementos prefabricados, son resistentes, permiten superar luces mayores que los puentes de piedra, aunque menores que los de acero, y tienen unos gastos de mantenimiento muy escasos, ya que son muy resistentes a la acción de los agentes atmosféricos.

2.1.1. Métodos y Definiciones.

Método de análisis aceptado – Método de análisis que no requiere verificaciones adicionales y que forma parte de la práctica habitual de la ingeniería estructural.

Relación de aspecto – Relación entre la longitud y el ancho de un rectángulo.

Condiciones de borde – Características de restricción estructural referidas a las condiciones de apoyo de los modelos estructurales y/o la continuidad de los mismos.

Limitar – Tomar dos o más valores extremos de un parámetro para envolver la respuesta con el objetivo de obtener un diseño conservador.

Método clásico de las deformaciones – Método de análisis, en el cual, la estructura se subdivide en componentes cuyas rigideces se pueden calcular independientemente. El equilibrio y la compatibilidad entre componentes se restablecen determinando las deformaciones en las interfases.

Método clásico de las fuerzas – Método de análisis, la estructura se subdivide en componentes estáticamente determinados. La compatibilidad entre componentes se restablece determinando las fuerzas en las interfases.

Solución cerrada – Una o más ecuaciones, incluyendo aquellas basadas en series convergentes, que permiten calcular las solicitaciones introduciendo directamente las cargas y parámetros estructurales.

Compatibilidad – Igualdad geométrica de los movimientos en la interface de componentes unidos.

Componente – Unidad estructural que requiere consideraciones de diseño individuales; sinónimo de elemento.

Condensación – Relacionar las variables a eliminar del análisis con aquellas que se mantienen a fin de reducir el número de ecuaciones por resolver.

Ancho de núcleo – Ancho de una superestructura de construcción monolítica menos los vuelos del tablero.

Tablero – Componente, con o sin superficie de rodamiento que soporta directamente las cargas de las ruedas.

Sistema de tablero – Superestructura, el tablero está integrado con los componentes que lo soportan, la cual las solicitaciones o deformaciones de los componentes que soportan el tablero tienen una influencia significativa sobre dicho tablero.

Deformación – Cambio de la geometría de la estructura provocado por las solicitaciones, incluyendo el desplazamiento axial, desplazamiento por corte y rotaciones.

Grado de libertad – Una de las diversas traslaciones o rotaciones requeridas para definir el movimiento de un nodo. La forma desplazada de los componentes y/o de la totalidad de la estructura se puede definir mediante un número de grados de libertad.

Diseño – Dimensionamiento y detallado de los componentes y conexiones de un puente para satisfacer los requisitos de estas especificaciones.

Grado de libertad dinámico – Grado de libertad que asocia una masa o un efecto de masa.

Elástico – Comportamiento de un material estructural caracterizado por una relación tensión-deformación constante; al retirar las cargas el material regresa a su condición no cargada original.

Elemento – Parte de un componente o elemento compuesto por un solo material.

Zona de extremo – Región de las estructuras donde, debido a una discontinuidad estructural y/o distribución de las cargas concentradas, no es aplicable la teoría normal de vigas.

Equilibrio – Estado de la sumatoria de fuerzas y momentos respecto de cualquier punto del espacio es 0,0.

Viga equivalente – Viga recta o curva única que resiste tanto flexión como torsión.

Faja equivalente – Elemento lineal artificial, que se aísla de un tablero; en este elemento las solicitaciones extremas calculadas para una fila transversal o longitudinal de cargas de rueda se aproximarán a las que realmente existen en el tablero.

Método de las diferencias finitas – Método de análisis en que la ecuación diferencial determinante se satisface en puntos discretos de la estructura.

Método de los elementos finitos – Método de análisis, la estructura se discretiza en elementos conectados por medio de nodos, se asume la forma del campo de desplazamientos de los elementos, se mantiene compatibilidad parcial o total en las interfases entre elementos, y los desplazamientos nodales se determinan usando principios energéticos variacionales o métodos de equilibrio.

Método de las fajas finitas – Método de análisis, en el que la estructura se discretiza en fajas paralelas. Se asume la forma del campo de desplazamiento de las fajas y se mantiene compatibilidad parcial en las interfases entre elementos.

Los parámetros de desplazamiento del modelo se determinan usando principios energéticos variacionales o métodos de equilibrio.

Método de las placas plegadas – Método de análisis, la estructura se subdivide en componentes tipo placa, y en las interfases entre componentes se satisfacen tanto los requisitos de equilibrio como los de compatibilidad.

Huella – Área de contacto especificada entre una rueda y la superficie de la calzada.

Solicitación – Deformación, tensión o esfuerzo resultante (Es decir, fuerza axial, esfuerzo de corte, momento torsor o flector) provocado por las cargas aplicadas, deformaciones impuestas o cambios volumétricos.

Fundación – Elemento portante que transfiere su carga al suelo o roca que soporta el puente.

Acción de pórtico – Continuidad transversal entre el tablero y las almas de una sección transversal de tipo celular o, en el caso de grandes puentes, entre el tablero y los componentes primarios.

Acción de pórtico para viento – Flexión transversal del alma de la viga y de los rigidizadores reticulados, si los hay mediante, la carga de viento lateral se transmite total o parcialmente al tablero.

Análisis global – Análisis de una estructura considerada en su totalidad.

Posición determinante – Ubicación y orientación de una carga transitoria que provoca solicitaciones extremas.

Analogía de la grilla – Método de análisis, donde toda o parte de la superestructura se discretiza en componentes ortótropos que representan las características de la estructura.

Inelástico – Cualquier comportamiento estructural, la relación tensión-deformación no es constante, y parte de la deformación permanece luego de retirar las cargas.

Sobrecarga de carril – Combinación de eje tandem más cargas uniformemente distribuidas, o combinación del camión de diseño más la carga de diseño uniformemente distribuida.

Respuesta lineal – Comportamiento estructural en que las deformaciones son directamente proporcionales a las cargas.

Análisis local – Estudio en profundidad de las tensiones y deformaciones en un componente o entre diferentes componentes usando las sollicitaciones obtenidas de un análisis más global.

Elemento – Sinónimo de Componente.

Método de análisis – Proceso matemático mediante el cual se determinan las deformaciones, fuerzas y sollicitaciones de una estructura.

Modelo – Idealización matemática o física de una estructura o componente que se utiliza para realizar un análisis.

Construcción monolítica – Puentes de tipo cajón unicelular de acero y/o hormigón, sistemas de tablero macizos o de tipo celular de hormigón colado in situ, y tableros compuestos por elementos longitudinales prefabricados, macizos o de tipo celular, efectivamente unidos mediante postesado transversal.

Nodo – Punto donde se encuentran elementos finitos o componentes de una grilla; en el contexto del método de las diferencias finitas, punto donde se satisfacen las ecuaciones diferenciales determinantes.

Respuesta no lineal – Comportamiento estructural en que las deformaciones no son directamente proporcionales a las cargas debido a la existencia de tensiones en el rango inelástico, deformaciones que modifican significativamente las solicitaciones, o una combinación de ambas.

Ortótropo – Perpendicular uno a otro; que tiene propiedades físicas diferentes en dos o más direcciones ortogonales.

Nudo – Punto donde se encuentran los ejes de los elementos, generalmente en puentes de cercha, arco, atirantados y suspendidos.

Unión articulada – Conexión puntual entre elementos por medio de un pasador ideal sin fricción.

Extremo articulado – Condición de borde que permite libre rotación pero no traslación en el plano de acción.

Punto de contraflexión – Punto donde cambia el sentido del momento flector; sinónimo de punto de inflexión.

Vehículo normalizado – Secuencia de ejes que se utiliza como base común para expresar la resistencia de los puentes.

Rigidez – Solicitación resultante de una deformación unitaria.

Método de las series o armónicas – Método de análisis. El modelo de cargas se subdivide en partes adecuadas, permitiendo que cada parte corresponda a un término de una serie convergente infinita mediante la cual se describen las deformaciones estructurales.

Ángulo de oblicuidad – Ángulo que forma el eje de un apoyo respecto de una recta normal al eje de la carretera.

Teoría de las pequeñas deformaciones – Base de los métodos de análisis que desprecian los efectos de la deformación sobre las solicitaciones en la estructura.

Separación entre vigas – Distancia entre centro y centro de las líneas de apoyo.

Vigas maestras – Vigas que no están en contacto físico, que soportan un tablero de hormigón colado in situ.

Deformación unitaria – Alargamiento por unidad de longitud.

Rango de tensiones – Diferencia algebraica entre tensiones extremas.

Submodelo – Parte constitutiva del modelo estructural global.

Deformación superpuesta – Efecto del asentamiento, fluencia lenta y cambio de temperatura y/o contenido de humedad.

Tandem – Dos ejes de igual peso poco separados e interconectados mecánicamente.

Carga de rueda – Mitad de la carga de eje de diseño especificada.

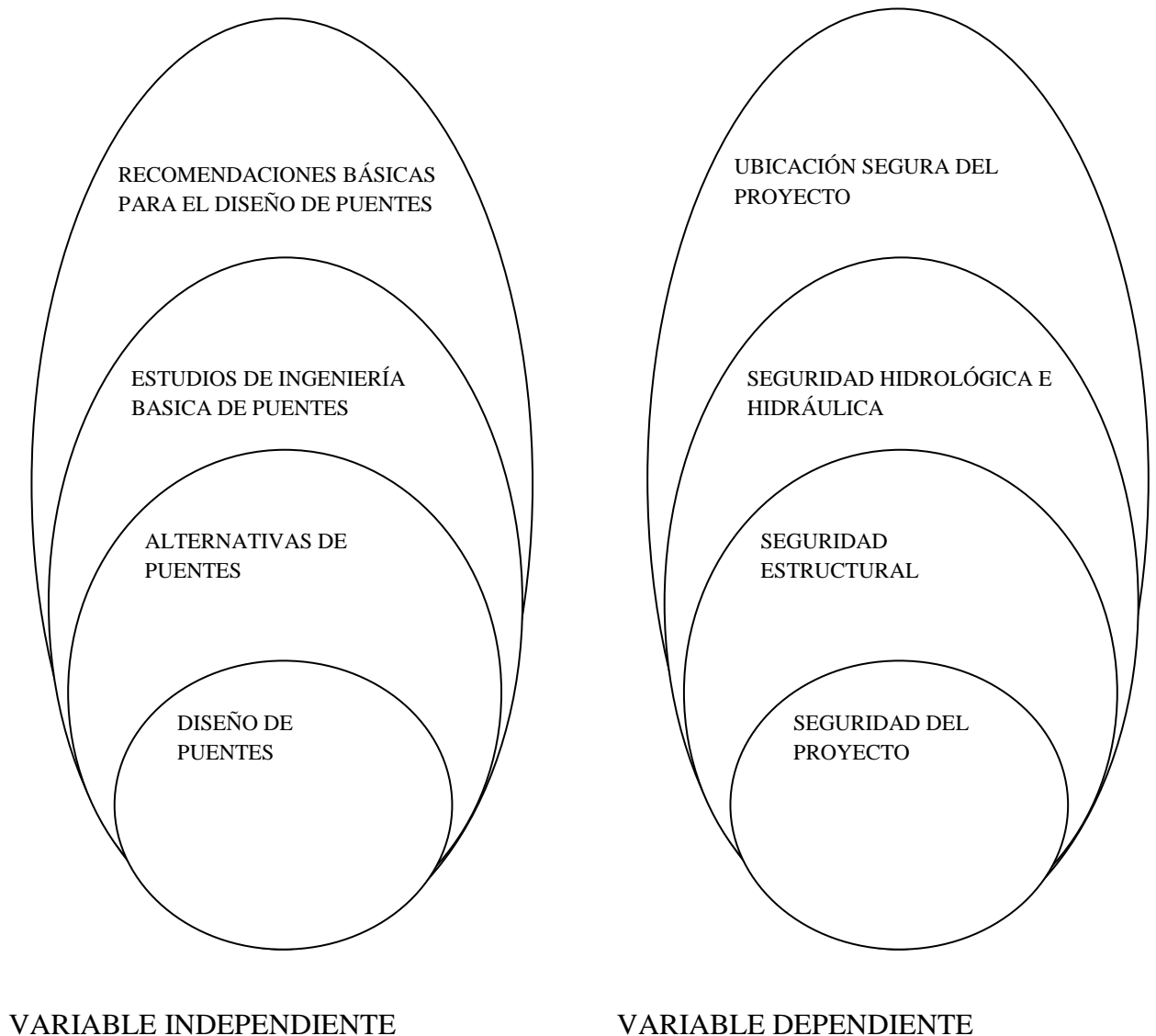
Línea de fluencia – Línea de rotulación plástica.

Método de las líneas de fluencia – Método de análisis en el que se examinan varios patrones posibles de líneas de fluencia con el objetivo de determinar la capacidad portante.

2.2. FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA

El presente proyecto se basa en una posición real, tiene aspectos y cualidades Crítico Positiva, dentro de este orden de ideas la finalidad de la investigación es fundamentalmente la comprensión de las causas y efectos estudio del comportamiento y seguridad estructural de puentes Vehiculares mediante el análisis y comparación del diseño por factores de carga y resistencia versus el diseño por esfuerzos permisibles ampliara el punto de vista estructural, para analizar límites de confiabilidad en el diseño estructural y de esta manera mejorar la seguridad del proyecto.

2.3. CATEGORÍAS FUNDAMENTALES



2.4. FUNDAMENTACIÓN LEGAL

Este estudio va a ser realizado en base a las siguientes normas:

- American Association of State Highway and Transportation Officials
- Normas Técnicas para puentes MOP-2002.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011.

2.4.1. Diseño Estructural de puentes

La infraestructura de un país y su desarrollo constituyen la plataforma más importante para su crecimiento económico. Siendo la infraestructura que conecta las vías terrestres un elemento de gran trascendencia para la integración nacional, al permitir el desplazamiento de su población a lo largo del territorio y al diversificar la conexión entre productores, distribuidores y consumidores para de esta manera contribuir a la eficiencia de la actividad económica del país.

“La denominación de las diferentes alternativas de puentes está ligada principalmente a los materiales con los que se construyen”.

- Los puentes de madera: son rápidos de construir, son poco resistentes y duraderos a agentes atmosféricos, como la lluvia y el viento, por lo que requieren un mantenimiento continuo y costoso.
- Los puentes de piedra: son tremendamente resistentes, compactos y duraderos, pero su construcción es demorada y muy costosa. Los cuidados necesarios para su mantenimiento son escasos, ya que resisten muy bien los agentes climáticos.
- Los puentes de acero: son extremadamente versátiles, permiten diseños de grandes luces, su construcción es rápida y eficiente, pero su gran desventaja es que son vulnerables a la corrosión, motivo por el cual su mantenimiento puede llegar a ser bastante costoso.

- Los puentes de hormigón armado: son una evolución de la ingeniería y permiten superar grandes luces, gastos de mantenimiento muy bajos por ser resistentes a la acción de los factores ambientales, además brindan una construcción rápida y segura.”

Las formas y configuraciones de sus elementos principales están directamente relacionadas con las denominaciones o tipos de puentes, entre los cuales se clasifican los más importantes a continuación:

Un puente es definido como una estructura que permite franquear un obstáculo natural como un río, quebrada o artificial (vía de circulación terrestre, marítima, facilita el movimiento de personas, animales o materiales, por lo tanto, tiene el objeto de dar continuidad a una vía, un canal o un conducto.

Un puente soporta el pasadizo entre distancias que se requieren salvar y las cargas permanentes y transeúntes que deban pasar por encima del mismo, consta primordialmente de un pasadizo, marcos estructurales que lo soportan pilas y contrafuertes para sostener los otros componentes a una altura adecuada por encima de los obstáculos. Su funcionamiento se basa en transmitir cargas del espacio a la tierra. El diseño de la gran mayoría de puentes está regido por las Normas AASHTO American Association of State Highway and Transportation Officials y de las Normas AREA American Railway Engineering Association, en Ecuador por las normas del MTOP Ministerio de Transportes y Obras Públicas.

2.4.2. Clasificación de los Puentes

Los puentes se clasifican de acuerdo a las siguientes características:

- De acuerdo a los servicios soportados.- Puentes de carreteras o de ferrocarril, puentes peatonales, puentes para acueductos y canales, para el manejo de materiales, puentes para el paso de tuberías, puentes mixtos.

- De acuerdo al material de construcción.- Puentes de concreto, puentes de acero, puentes metálicos, puentes de madera, de mampostería y mixtos.
- De acuerdo a la sección transversal.- Puentes losa, puentes sobre vigas simples y sobre vigas compuestas.
- De acuerdo al sistema estructural.- Puentes de claro simple, viga continua, puentes de arco simple o múltiples, puentes colgantes y puentes de marco o armadura.
- De acuerdo a la geometría básica.- En planta: Puentes rectos, curvos y esviajados. En elevación: Puentes de nivel bajo, de caballetes y de nivel alto.
- De acuerdo al obstáculo a superar.- Puentes sobre carreteras o líneas férreas, puentes sobre ríos, bahías, lagos o cruce de valles.
- De acuerdo a su movilidad.- Puentes fijos, móviles, desmontables y flotantes.
- De acuerdo a su duración.- Permanentes y Provisionales.
- De acuerdo a su longitud.- Puentes pequeños, medianos y grandes.

Esta clasificación es relativa ya que un puente considerado grande construido en un material puede resultar pequeño si se construye en otro tipo de material por lo tanto es posible que esta clasificación se encaje en aspectos visuales de la siguiente forma:

- Puentes Pequeños. Luces Menores A 6m.
- Puentes Medianos. Luces Entre 6 Y 10m.
- Puentes Grandes. Luces mayores a 50m.

Esta clasificación se denomina también como la naturaleza de la vía soportada ya que corresponde al estado de cargas con el cual se calculará el puente.

- PUNTES DE CARRETERAS.



- PUNTES DE FERROCARRILES.



- PUNTES PEATONALES.



- PUNTES DE ACUEDUCTOS.



- PUNTES DE VIADUCTOS.



SEGÚN EL ÁNGULO QUE FORMA CON EL EJE DEL OBSTÁCULO.

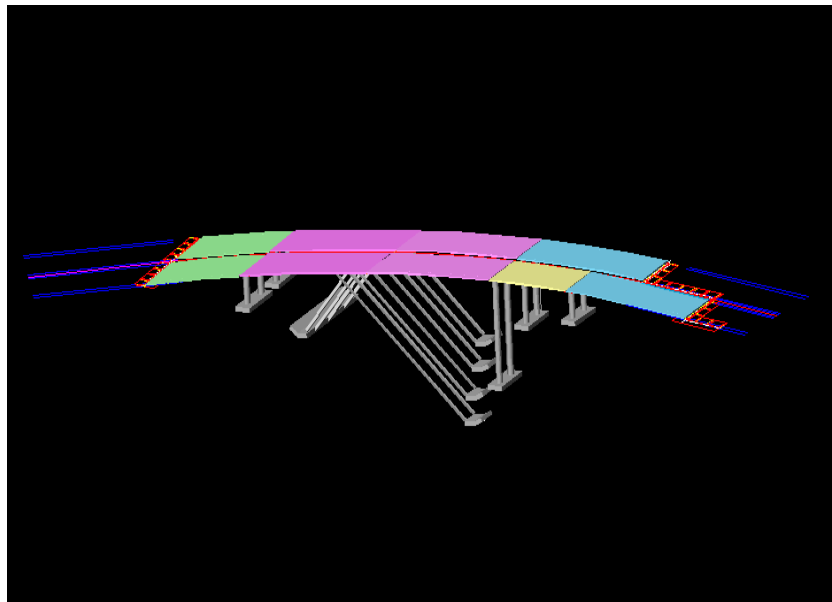
- PUNTES RECTOS



- Puentes CURVOS



- Puentes ESVAJADOS



SEGÚN EL MATERIAL CON EL QUE ESTÁN CONSTRUIDOS

- PUNTES DE PIEDRA



- PUNTES DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL.



- Puentes de hormigón presforzado.



- Puentes de madera.



- PUNTES MIXTOS



- PUNTES METÁLICOS.



LOS PUENTES METÁLICOS PUEDEN SER

- DE FUNDICIÓN DE HIERRO.



- DE ACERO.

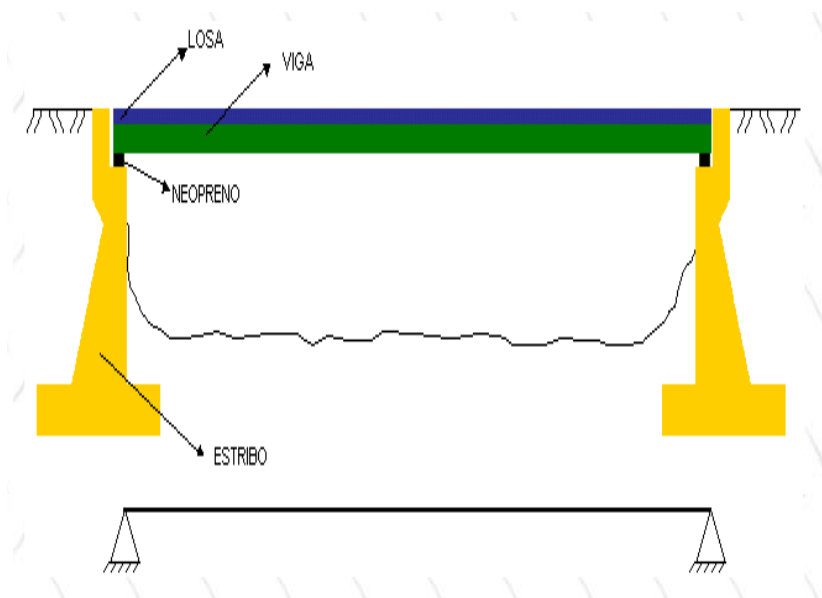


- DE ALUMINIO.

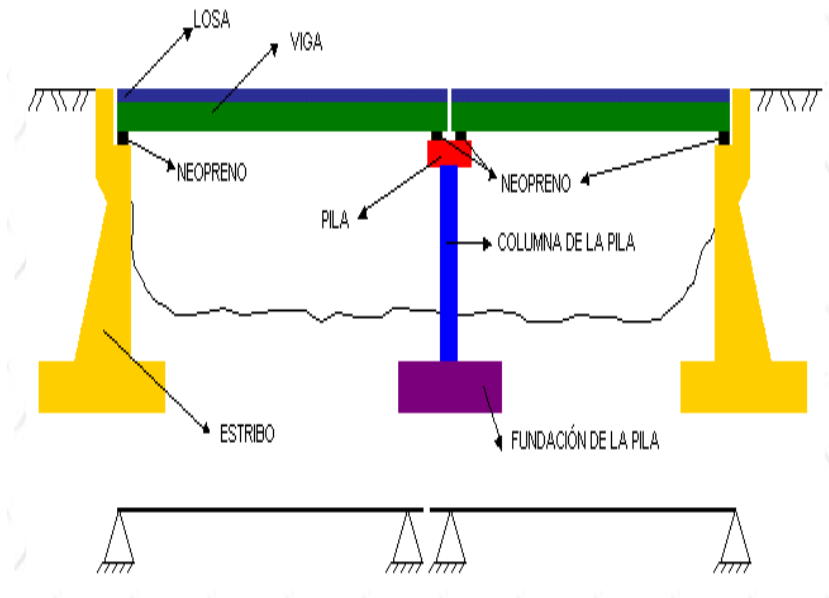


SEGÚN LA FUNCIÓN ESTRUCTURAL

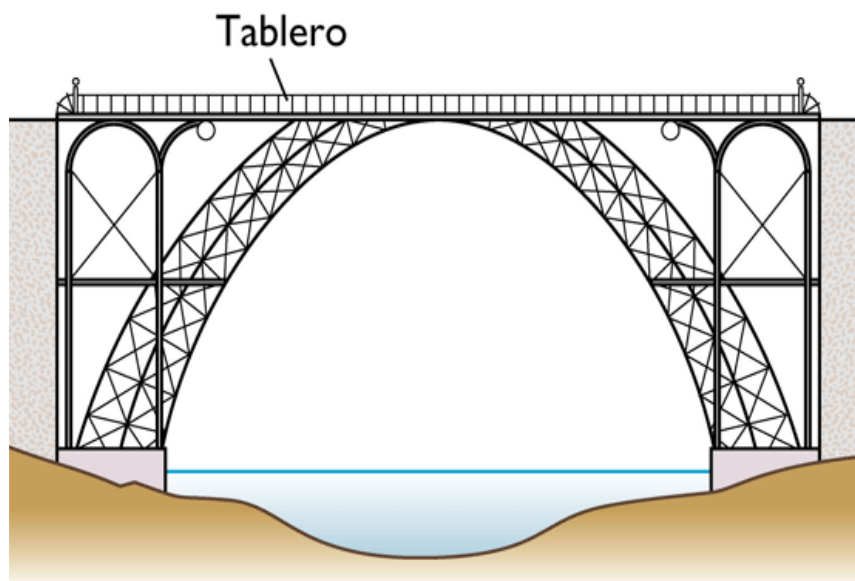
- PUENTES ISOSTÁTICOS.



- Puentes hiperestáticos.



- Puentes de arco.



- PUNTES DE CELOSÍA.

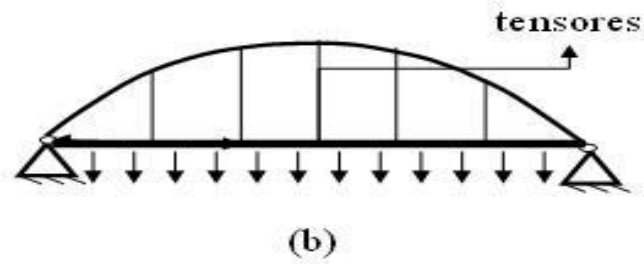
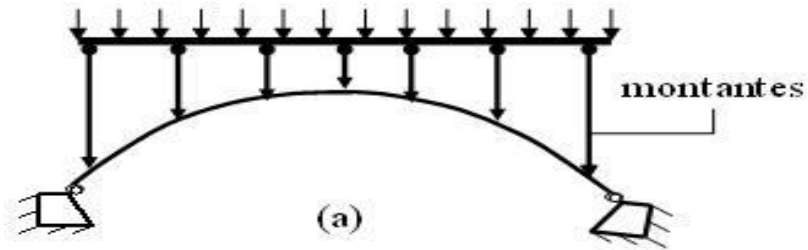


- PUNTES ATIRANTADOS.

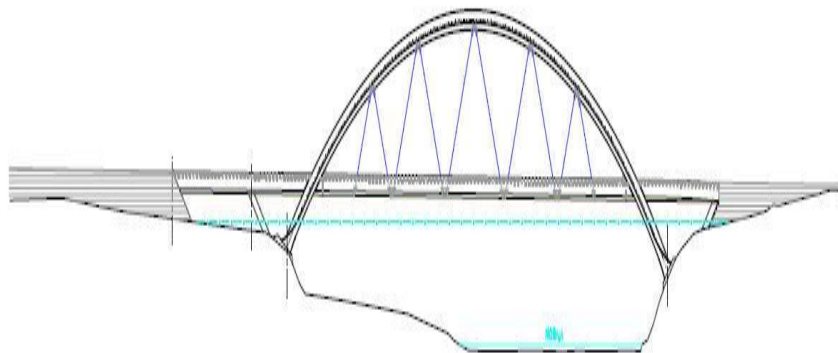


SEGÚN LA POSICIÓN DEL TABLERO RESPECTO A LA VÍA
CONSIDERADA

- PUNTES DE TABLERO SUPERIOR.



- PUNTES DE TABLERO INTERMEDIO.



- Puentes de Tablero Inferior.

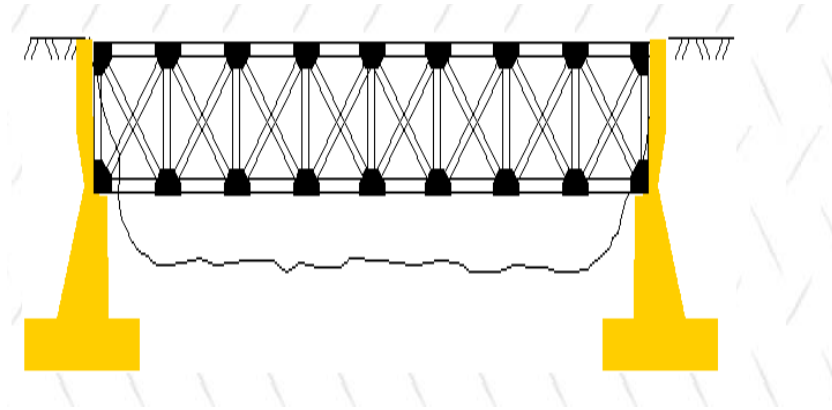


SEGÚN LA MOVILIDAD DEL TABLERO

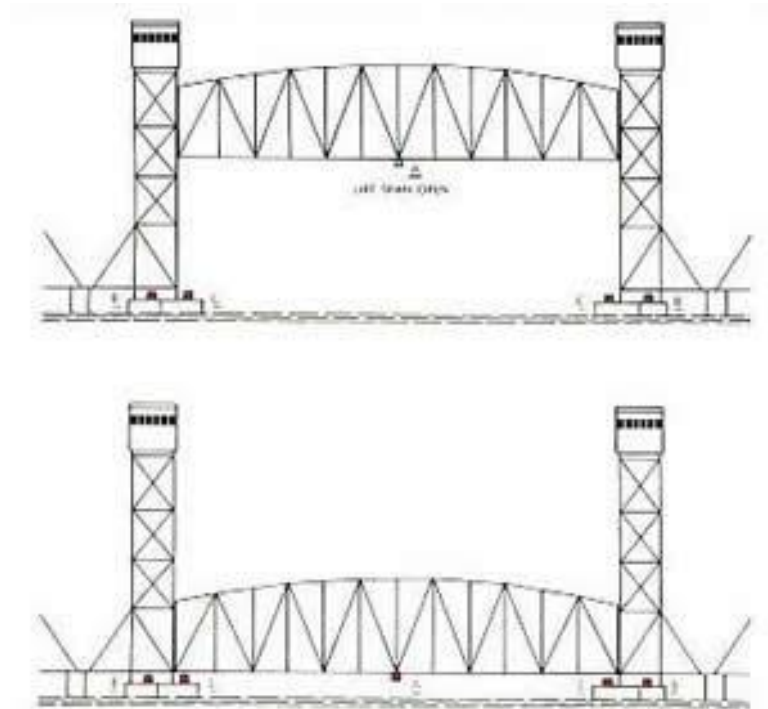
- Puentes Fijos



- PUNTES DESMONTABLES

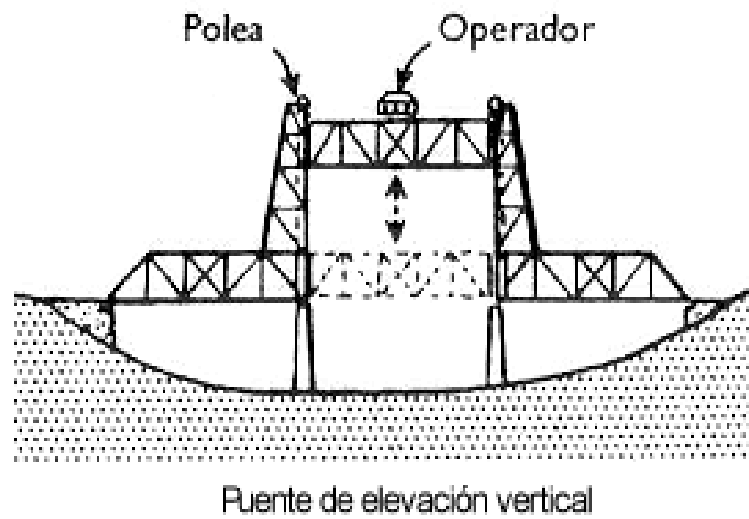


- PUNTES MÓVILES.



LOS PUENTES MÓVILES SE CLASIFICAN EN

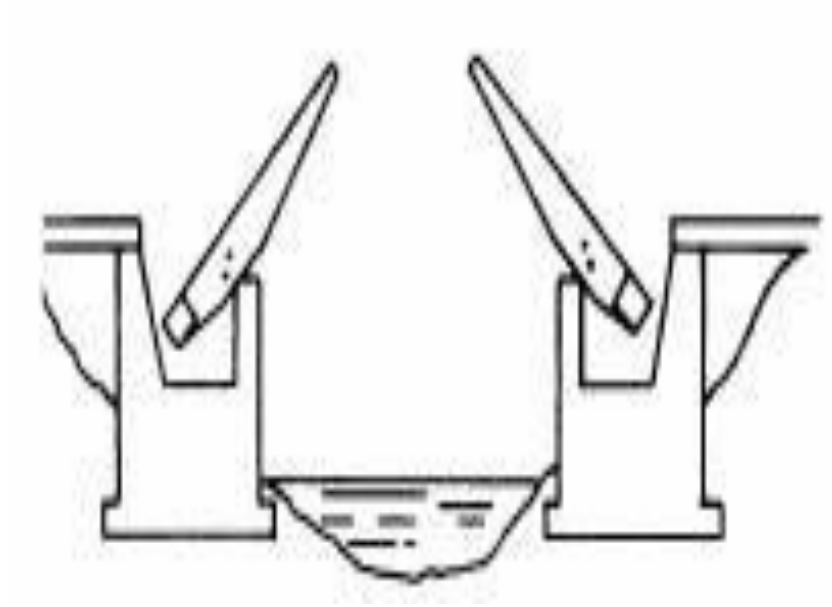
- LEVADIZOS.



- GIRATORIOS



- BASCULANTES.



- FLOTANTES

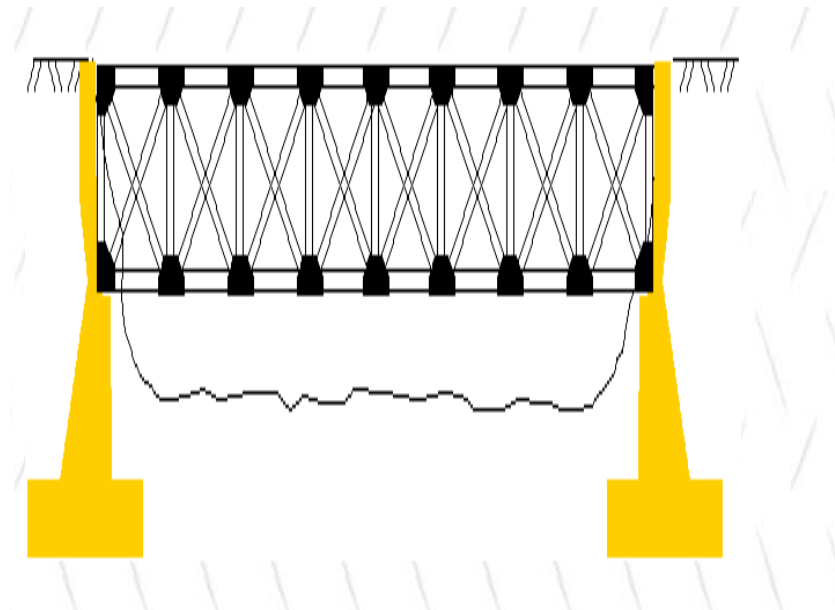


SEGÚN EL TIEMPO DE VIDA PREVISTO.

- Puentes permanentes



- Puentes provisionales.



2.4.3.- Partes Constitutivas de los Puentes

Los puentes están constituidos por dos partes principales y dos complementarias, las principales son: Superestructura e Infraestructura, mientras que las complementarias son: Obras adicionales y aparatos de apoyo.

La Superestructura consiste en la parte que soporta directamente las cargas y las armaduras constituidas por el tablero, vigas, cables, arcos, celosías y/o bóvedas que transmiten las cargas a la infraestructura.

Tenemos una parte secundaria de la superestructura en la cual tenemos diafragmas, capa de rodadura, pasamanos, aceras, bordillos, postes, parapetos y la señalización.

La Infraestructura es la encargada de transmitir las cargas al suelo y está formada por los estribos o pilares extremos, las pilas o apoyos centrales y los cimientos, que conforman la base de ambos.

Los aparatos de apoyo consisten en dar al puente el comportamiento previsto en el cálculo y diseño, un ejemplo de este son las placas de neopreno.

Las obras adicionales tienen como propósito el de dar seguridad a la integridad del puente, constituyen obras independientes al puente, entre las obras adicionales más comunes tenemos: los muros de gaviones y los muros de ala.

A continuación representamos los esquemas típicos de las partes constitutivas de los puentes.

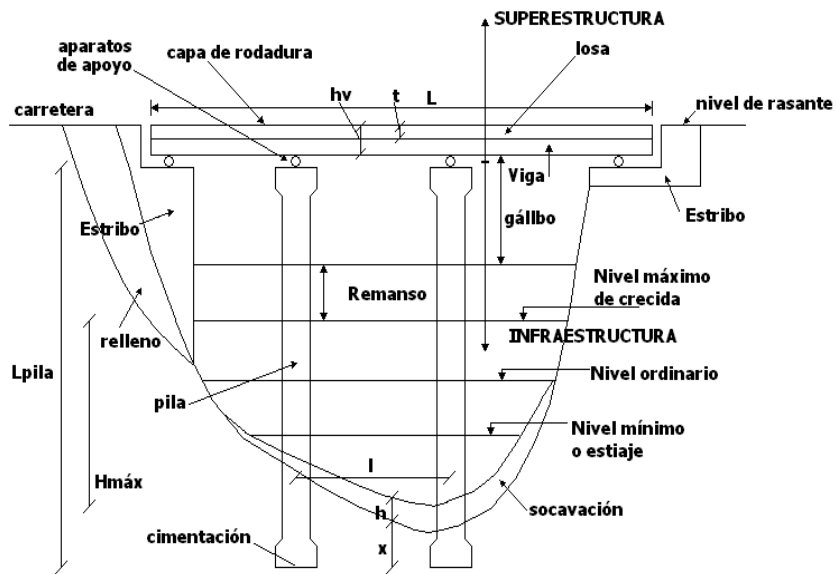


Figura 2.1.- Partes constitutivas de los puentes Vista longitudinal

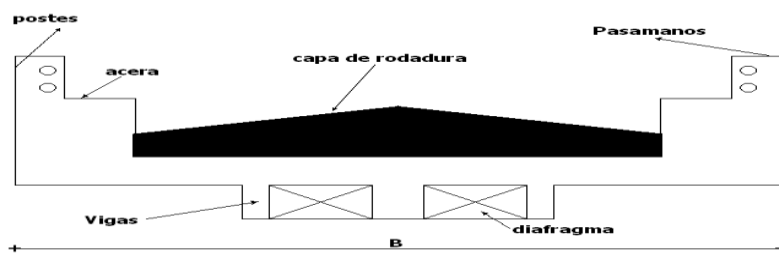


Figura 2.2.- Partes constitutivas de los puentes Vista Transversal

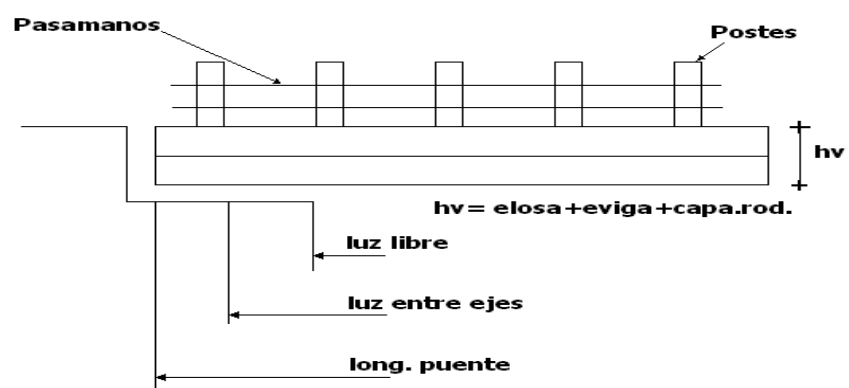


Figura 2.3.- Partes constitutivas de los puentes Vista Longitudinal

De los gráficos anteriores anotamos algunas definiciones:

- Remanso.- Sobre elevación del nivel de las aguas debido a la disminución de la sección libre de trabajo.
- Nivel máximo de crecida.- Es el máximo nivel esperado que va a tener el río en tiempo de lluvias.
- Socavación.- Es la erosión que sufre el suelo adyacente a las pilas y estribos por causa de la velocidad con que choca el agua en ellas, produciéndose pequeñas turbulencias que erosionan poco a poco el suelo de cimentación.
- Gálibo.- Es la altura libre entre el nivel de remanso y la parte inferior de la superestructura, sirve para que puedan circular objetos libremente sin poner en riesgo la estructura, es recomendable de 2 a 3 metros.
- Diafragmas.- Son elementos que dan estabilidad lateral a las vigas.

2.4.4. Criterios para el Diseño de los Puentes

Los principales criterios para el diseño de puentes son los que anotamos a continuación:

- La longitud del obstáculo a superar es fundamental en el diseño del puente, pues de esto dependerá el tipo y material del puente.
- Para puentes de carreteras el número de carriles depende del tipo de carretera, se recomienda como ancho mínimo por carril de 3m para vehiculares y para peatonales como mínimo 65 cm.

- El ancho de la calzada se tomará como la distancia libre, perpendicular al eje del puente entre los bordes de las aceras, si no existen aceras se toma entre los borde.
- El revestimiento del piso de los puentes debe ser de un material antiderrapante.
- El ancho de las aceras se toma la distancia perpendicular al eje del puente y entre su borde exterior interior a la cara interior de la baranda.
- La altura del puente está en función del máximo nivel de crecida, en el caso de un puente sobre un río $H_{máx}$, la altura de remanso y la altura de gálibos para los cuales se recomienda de 2 a 3 metros.
- Para el diseño hay que considerar la parte estética de la obra.
- El nivel de cimentación se verificará del estudio de suelos
- El esfuerzo inicial en el acero de refuerzo proveniente de la contracción o expansión del hormigón es despreciable, excepto en el diseño de columnas o pilas en hormigón armado.
- Los puentes en arco se ven sometidos a esfuerzos verticales y horizontales.

2.4.5. Recomendaciones para el Diseño de los Puentes

La selección del sistema estructural, material de construcción, detalles de las dimensiones, dependerá a más de las consideraciones de estética de las necesidades de seguridad estructural, economía de fabricación, operación y mantenimiento, así como también de la longitud del mismo y la del obstáculo a superar.

Anotamos a continuación ciertas recomendaciones que se deben tomar en cuenta para el diseño de un puente, teniendo como consideración principal a los puentes de carreteras:

- La ubicación del puente es importante, se debe elegir un sitio donde el cruce de las corrientes de agua sean las más favorables como que la velocidad y profundidad del agua no sean muy grandes. Se estudiará el recorrido natural de las corrientes y si fuese necesario se construirán obras de encauzamiento. Se debe tratar de reducir la longitud del puente lo que minimizará problemas constructivos y de mantenimiento.
- El suelo debe ser adecuado para cimentar, además en lo posible que el sector no sea erosionable para evitar la construcción de obras adicionales.
- El drenaje longitudinal se efectuará por medio de contra flecha del claro o bien por la pendiente de la rasante, el agua que se drene por las cunetas del camino debe desviarse, no permitiendo que fluya sobre el puente, los puentes cortos, de un solo claro, particularmente suelen construirse sin drenes, efectuándose el drenaje de la calzada mediante conductos abiertos o cerrados colocados en los extremos de la estructura.
- El drenaje de puentes largos se realiza por medio de drenes o coladeras de dimensiones y en número suficiente para desalojar debidamente la cuneta y su disposición debe ser tal que no descargue sobre ningún elemento de la estructura. Para evitar la erosión en dicho sitio.
- Si se va a diseñar un puente cercano a una presa este se debe ubicar aguas arriba a la presa.
- En las áreas inundables se deben construir obras de defensa apropiadas para en el caso de presentarse crecientes no afecten la estructura.

- Las pilas deben estar ubicadas donde estas interfieran lo menos posible en el normal recorrido de las corrientes de agua, estas deben estar ubicadas en dirección paralela a la corriente lo que disminuirá la fuerza de volcamiento, además, estas deberán tener la forma adecuada para permitir el paso de los materiales de arrastre.
- Cuando se requieran instalaciones destinadas a servicios públicos, se tomarán las precauciones necesarias para alojar las bases y los postes para los cables, así como los ductos de agua, drenaje, entre otros
- Las losas de hormigón armado son económicas hasta alrededor de los 10 metros.
- Los puentes muy altos y cortos deben ser continuos. Los puentes muy altos y largos, deben tener tramos intermedios colgados para que funcionen como junta de dilatación.
- Los puentes bajos y cortos se solucionan con vigas continuas que se obtienen al colocar aparatos de apoyo sobre las pilas.
- Los puentes bajos y largos se solucionan con vigas continuas y tramos intermedios colgados.

2.4.6. Estudios Fundamentales

Datos complementarios de diversa índole son necesarios para el desarrollo económico y a la vez seguro de las estructuras para puentes.

- Datos de puentes existentes.
- Niveles de agua alcanzados por la corriente y su frecuencia.
- Materiales de arrastre y estabilidad del cauce.

- Factores que afectan al régimen de las aguas tales como: crecientes, la presencia de reservorios, obras de control de inundaciones.
- Tipo de suelo sobre el cual se va a implantar el puente.
- Mapas, perfiles transversales, fotogrametría.
- Tipo de camino en la cual se va a construir el puente.
- Volumen y tipo de vehículos circulante sobre el camino.
- Los problemas ambientales a causarse y su mitigación.

2.4.7. Estudios de ingeniería básica de puentes

Para realizar el diseño de un puente, es indispensable contar con los estudios de ingeniería básica, tanto para la etapa de anteproyecto como para el proyecto mismo. Los datos que se obtienen de los estudios de ingeniería básica deben estar acordes con la magnitud e importancia de la obra, así mismo deben reflejar la realidad del entorno en que se pretende construir el puente.

Entre los principales estudios de ingeniería básica están:

Estudios Topográficos

Se conforma de una representación gráfica documental medible, principalmente con curvas de nivel, fotografías, registros digitales, perfiles longitudinales, perfiles transversales e informes que sustenten la técnica implementada para realizar este tipo de estudio.

Estudios Hidrológicos e Hidráulicos

Se debe establecer las características hidrológicas de los regímenes de crecidas máximas y extraordinarias acordes a la cuenca en estudio. Determinar los factores hidráulicos del cauce que propendan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río, para que permita definir los requisitos mínimos de geometría del puente en función de los niveles de seguridad aceptables.

Además definir la ubicación óptima del puente para que garantice la seguridad desde el punto de vista hidrológico e hidráulico de la estructura a implantarse

Los principales objetivos de un estudio hidrológico e hidráulico son:

- Realizar la caracterización climática de la zona de estudio.
- Determinar los caudales máximos producidos por la cuenca de drenaje de
- Los ríos del área de estudio, para un periodo de retorno de 100 años.
- Determinar el nivel mínimo del puente para el emplazamiento del mismo.
- Definir las cotas de socavación del cauce, en la secciones de interés.
- Recomendar la profundidad mínima para el diseño de la cimentación, basados en el estudio de socavación.

Estudios Geotécnicos

Basa su fundamentación en el reconocimiento del terreno y la interpretación de los datos obtenidos mediante una serie de ensayos en el sitio y en laboratorio. Sus principales objetivos son: determinar el tipo de cimentación, los niveles de cimentación, la capacidad admisible del suelo y los posibles asentamientos de la estructura.

Estudios de Tráfico

Este tipo de estudio presta su mayor contingente a nivel de anteproyecto y determina la cantidad y tipo de vehículos que harán uso del puente, que a su vez nos ayuda a determinar la factibilidad de construcción del puente.

Estudios de Riesgo Sísmico

Estos estudios están asociados a la geotecnia y a la geología, para determinar potenciales amenazas sísmicas.

Su principal objetivo es determinar los espectros de respuesta sísmica que definan las componentes horizontal y vertical del sismo, en función de la velocidad de transmisión de onda en el suelo.

Estudios de Impacto Ambiental

Este estudio pretende mitigar los efectos secundarios que pueden ocurrir cuando no se hace un planteamiento ambientalmente amigable con la ubicación, método de construcción y etapa de operación de un puente. Esto se los realiza a través de un plan de manejo ambiental.

Estudios de accesos

Son los estudios que enlazan la carretera existente con el puente. Realizando un diseño geométrico acorde con las normas vigentes en el país y determinar el tipo de capa de rodadura acorde al estudio de tráfico.

Recomendaciones básicas para el diseño de puentes

El diseño de puentes está estrechamente ligado a la técnica y a experiencia de los profesionales que se dedican a esta rama de la ingeniería. Así las recomendaciones o sugerencias se pueden clasificar principalmente desde los siguientes puntos de vista:

Estructural

- Definir el tipo de puente acorde al entorno donde se pretende construir el puente.
- Que la estructura seleccionada este coherente a lo recomendado en los estudios de ingeniería básica.
- La estructura seleccionada debe cumplir con todas las normas vigentes para el diseño de puentes, tanto nacional como internacionalmente.

- Verificar la estabilidad de la estructura frente a fenómenos especiales como sismos, viento y otros.
- Utilizar los materiales adecuados y tomando en cuenta la factibilidad constructiva de los mismos.

Hidrológico e hidráulico

- Analizar las medidas de protección de las zonas inundables inherentes al proyecto.
- De ser posible evitar ubicar la estructura en el cauce del río.
- Evitar reducir la sección del río abruptamente.

Geotécnico

- El suelo brinde las características apropiadas de carga y socavación para soportar la estructura.
- Realizar el mejoramiento o confinamiento del suelo a ser cargado.
- Determinar la ubicación de los taludes inestables que puedan perjudicar a la estructura.
- Ubicar la estructura evitando alterar el cauce natural del río.

Seguridad estructural

“Se denomina seguridad estructural a una serie de condiciones que deben cumplir las estructuras para considerar que las actividades para los que fueron diseñados pueden realizarse de forma segura. Estas condiciones aplican tanto para el uso previsto de la estructura como para su periodo de construcción.

La seguridad estructural contempla dos aspectos principales:

Resistencia y estabilidad

La resistencia y la estabilidad serán las adecuadas para que no se generen riesgos indebidos, de forma que se mantenga la resistencia y la estabilidad frente a las acciones e influencias previsibles durante las fases de construcción y usos previstos de las estructuras, y que un evento extraordinario no produzca consecuencias desproporcionadas respecto a la causa original y se facilite el mantenimiento previsto.

Aptitud al servicio

“La aptitud al servicio será conforme con el uso previsto del edificio, de forma que no se produzcan deformaciones inadmisibles, se limite a un nivel aceptable la probabilidad de un comportamiento dinámico inadmisibles y no se produzcan degradaciones o anomalías inadmisibles.”

“La seguridad estructural comprende todos los elementos estructurales de la estructura, así como vigas, losas, estribos, cimentaciones, cajones de anclaje, torres, cables, tableros, torones y más.

La construcción de edificios exige un proyecto redactado por un técnico facultativo competente y debidamente visado por el título a fin correspondiente.

El técnico consultor del proyecto es responsable de asegurar que todos los elementos estructurales o de servicio posean la resistencia necesaria para soportar las cargas o esfuerzos a los que puedan estar sometidos, y que estén fijados correctamente para garantizar su estabilidad.

La empresa constructora está obligada a ejecutar la obra respetando las características técnicas del proyecto, y siguiendo las órdenes de la dirección facultativa.”

Seguridad hidrológica e hidráulica

La seguridad hidrológica e hidráulica está inmersa en la seguridad estructural de un puente, debido a que el estudio hidrológico de la cuenca del río y el diseño hidráulico del puente son parte integral de los estudios de ingeniería básica para el diseño de la estructura.

Existen diferentes factores que intervienen en la seguridad desde el punto de vista hidrológico e hidráulico como son: el tipo de puente, el tipo de suelo, las precipitaciones, el periodo de diseño y más, para lo que se debe tomar en cuenta las siguientes condiciones:

- Se debe buscar el menor ancho del río.
- El subsuelo debe ser favorable para fundar.
- El ataque del agua a los taludes debe ser mínimo porque con ello se puede economizar la construcción de estructuras de protección y prevención.
- La profundidad de las aguas no debe ser excesiva.
- La velocidad de las aguas tampoco debe ser excesiva.
- Se deben evitar curvas o variantes que perjudiquen el trazado de la carretera o vía
- Se debe evitar ubicar estructuras en el lecho del río
- En caso de que las condiciones hidrológicas e hidráulicas sean desfavorables se debe reubicar la implantación del puente o rever el tipo de alternativa de puente propuesto.

Naturalmente que entre los casos anteriormente enunciados existen situaciones contradictorias por lo que habrá que compatibilizar y llegar a un equilibrio sin perjudicar la seguridad del puente.

Ubicación segura del proyecto

Una vez que se analizan los estudios de ingeniería básica, y en base a sus recomendaciones se procede a implantar la estructura, es decir ubicar en la topografía del sector el puente en proyecto. Para este fin se deberá garantizar principalmente que:

- La estructura no colapse ante una crecida del río.
- No existan asentamientos que comprometan la integridad del puente.
- Que los elementos de la estructura soporten las solicitaciones.

De esta manera es preciso que el conjunto de los estudios estén coherentemente relacionados para implantar el puente en su óptima ubicación y con la seguridad requerida para este tipo de obras.

Estudios de consultoría

Los estudios de consultoría son un servicio de asesoramiento profesional independiente que ayuda a las organizaciones o entidades públicas a alcanzar los objetivos, fines y requisitos burocráticos para la construcción de obras mediante la implementación de conocimientos específicos y la solución de problemas técnicos, la evaluación de nuevas alternativas y la puesta en práctica de las soluciones planteadas.

En el caso de la construcción de puentes un amplio campo de la ingeniería civil está inmerso en la consultoría de este tipo, los principales productos que se realizan son:

Diseño Estructural

- Síntesis de estructuración y metodología utilizadas
- Condiciones geométricas y de carga
- Cargas permanentes
- Cargas vivas
- Otras cargas (sísmicas, empujes, etc.)
- Hipótesis de carga
- Condiciones de apoyo
- Diseño de Infraestructura
- Diseño de Superestructura
- Diseño de Protecciones (postes y pasamanos)
- Diseño de Muros de defensa del puente
- Cargas de diseño utilizadas

Estudio Hidrológico e Hidráulico

- Generalidades
- Normas y especificaciones
- Objetivo
- Metodología: cálculo y diseño
- Granulometría del cauce
- Estudio de socavación
- Conclusiones y recomendaciones
- Datos, tablas, cartas gráficas y planos

Estudio Geotécnico de Cimentaciones y Fuentes de Materiales

- Generalidades
- Trabajos de campo
- Trabajos de laboratorio
- Trabajo de gabinete
- Conclusiones y recomendaciones

- Características y ubicación de fuente de materiales
- Anexo de ensayos de laboratorio (datos, gráficos, etc.)
- Planos y gráficos de estratigrafía del suelo.

2.5. HIPÓTESIS

Comportamiento y seguridad estructural de Puentes Vehiculares.

2.6. SEÑALAMIENTO DE LAS VARIABLES DE LA HIPÓTESIS

2.6.1. Variable independiente:

Diseño por factores de carga y resistencia versus el diseño por esfuerzos permisibles.

2.6.2. Variable dependiente:

Comportamiento y seguridad estructural de Puentes Vehiculares.

CAPITULO III

3. METODOLOGÍA

3.1. ENFOQUE DE LA INVESTIGACIÓN

La investigación, se basará en el enfoque critico-propositivo, su accionar se dirigirá a recabar información de la fuente y someterla a un análisis, para determinar la esencia del fenómeno causa-efecto con respaldo en su marco teórico.

3.2. MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN

La modalidad de investigación que se aplicará es la investigación Bibliográfica-Documental, ya que de esta se recabará toda la información necesaria para sustentar el proyecto, también se utilizará la modalidad de campo en la cual se investigará y a través de la cual se cumplirán los objetivos propuestos.

3.3. NIVELES O TIPOS DE INVESTIGACIÓN

3.3.1. Investigación exploratoria.- Ya que el objeto será definir mejor cuales son las soluciones para los tipos de amenazas que pueden influir en la seguridad del proyecto.

3.3.2. De campo.- Ya que el estudio se realizara en el lugar en donde se da el problema y se estudiaran en el mismo lugar las posibles soluciones para dar la propuesta del problema.

3.3.3. Documental.- Ya que se analizara la información descrita sobre el tema para así establecer un juicio del cual partiremos para estudiar el comportamiento y seguridad estructural de Puentes Vehiculares mediante el análisis y comparación del diseño por factores de carga y resistencia versus el diseño por esfuerzos permisibles.

3.3.4. Correlacional.- La presente investigación será correlacional, con la cual se establecerá el análisis, se realizara comparaciones entre las dos variables planteadas y se podrá establecer predicciones

3.4. POBLACIÓN Y MUESTRA

La población y la muestra utilizada en la investigación de un puente tipo en el Ecuador se la realizará en base a una encuesta a 300 profesionales de la Ingeniería Civil.

3.5. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

3.5.1.- Variable dependiente

Comportamiento y seguridad estructural de puentes

CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIONES	INDICADORES	ÍTEMS BÁSICOS	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS
<p>Puente.</p> <p>El puente es una estructura que salva un obstáculo, sea río, foso, barranco o vía de comunicación natural o artificial, y que permite el paso de peatones, animales o vehículos.</p>	<p>1. Estructura de un puente</p> <p>2. Confiabilidad en la estructura de los puentes</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Tipo de puente • Materiales a utilizarse en la construcción • Etapas de la construcción de un puente. • Elementos de carga. • Elementos de resistencia. 	<p>¿Qué elementos básicos se consideran para la construcción de un puente? ¿Los materiales a utilizarse están acordes al tipo de puente y a la realidad del medio?</p> <p>¿Cuáles son los factores que inciden en la carga?</p> <p>¿Cuáles son los factores que inciden en la resistencia?</p>	<p>Observación documental.</p> <p>Fichas nemotécnicas</p> <p>Técnicas: Observación de Guía de observación</p> <p>Entrevista</p> <p>Encuesta</p>

3.5.2.- Variable Independiente

Diseño de Puentes Vehiculares

CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIONES	INDICADORES	ÍTEMS BÁSICOS	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS
En el cálculo estructural de puentes, permiten confiabilidad y durabilidad en soportes de carga y ahorro de tiempo	<ul style="list-style-type: none"> • Confiabilidad • Condiciones de carga 	<p>Resultados</p> <p>Comprobaciones</p> <p>Datos exactos.</p> <p>La representación de datos y funciones,</p> <p>Especificaciones</p> <p>Condiciones eólicas</p>	<p>¿Qué grado de confiabilidad tenemos utilizando la informática en el cálculo estructural de los puentes?</p> <p>¿Cree usted que tendríamos datos exactos para las comprobaciones de gastos en los puentes?</p> <p>¿Se obtendría especificaciones confiables de carga?</p> <p>¿Soportaría especificaciones técnicas, aplicando la informática en puentes?</p>	<p>Técnica:</p> <p>Observación</p> <p>Instrumento:</p> <p>Guía de observación</p>

3.6. RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

Como técnica se utilizará la observación y su instrumento, las fichas de observación y hojas de recopilación de datos.

3.7. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS

La información básica para la presente investigación se realizara por medio de visitas al lugar propuesto para la ubicación del puente además del estudio de los planos de las alternativas propuestas.

3.7.1. Plan para la recolección de Información

- Definición de los sujetos que van a ser investigados
- Selección de las técnicas a emplear en el proceso de recolección de información
- Instrumentos seleccionados o diseñados de acuerdo con la técnica escogida para la investigación
- Selección de recursos de apoyo
- Explicitación de procedimientos para la recolección de información, como se va a aplicar los instrumentos, condiciones de tiempo y espacio

3.7.2. Plan para el Procesamiento de Información

- Revisión crítica de la información recogida; es decir limpieza de información defectuosa: contradictoria, incompleta, no pertinente
- Tabulación de cuadros según variables
- Estudio estadístico de datos para presentación de resultados
Representaciones graficas
- Representaciones graficas
- Comprobación de preguntas directrices

3.7.3. Plan de análisis e interpretación de resultados

- Análisis de los resultados estadísticos, destacando tendencias o relaciones fundamentales de acuerdo con los objetivos
- Interpretación de los resultados, con apoyo del marco teórico, en el aspecto pertinente
- Establecimiento de conclusiones y recomendaciones

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN

4.1 ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

En este capítulo se presenta los resultados obtenidos en las encuestas realizadas en campo y procesadas en oficina, para que en base a estos datos se pueda establecer una plataforma de solución para el problema planteado.

4.2 ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LA ENCUESTA

Del producto obtenido a través de las encuestas realizadas a profesionales de ingeniería civil de la ciudad de Ambato, se demuestra que el enfoque propuesto en la investigación que conduce hacia el objetivo que esta tesis plantea, que consiste el análisis y comparación del diseño por factores de carga y resistencia versus el diseño por esfuerzos permisibles.

Para alcanzar el objetivo planteado que es el analizar y comparar el diseño por factores de carga y resistencia versus el diseño por esfuerzos permisibles, se realizaron las encuestas enfocadas al comportamiento y seguridad estructural del puente tipo en el Ecuador será verificado desde el punto de vista estructural, permitirá garantizar la seguridad del proyecto y brindar directrices para su correcto análisis y diseño y posterior reforzamiento o grado de vulnerabilidad del puente si no presenta ningún inconveniente.

Se realizó una encuesta cuyo enfoque fue verificar la hipótesis así:

ENCUESTA DIRIGIDA A PROFESIONALES DE INGENIERÍA CIVIL DE LA CIUDAD DE AMBATO ACERCA DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTES

Pregunta 1.- ¿Cree usted que el comportamiento y seguridad estructural de puentes depende del análisis y del diseño?

Tabla 4.1.- Dependencia del análisis y del diseño para el comportamiento y seguridad estructural de puentes

Respuesta	Personas	(%)
Si	300	100%
No	0	0%
Total	300	100%

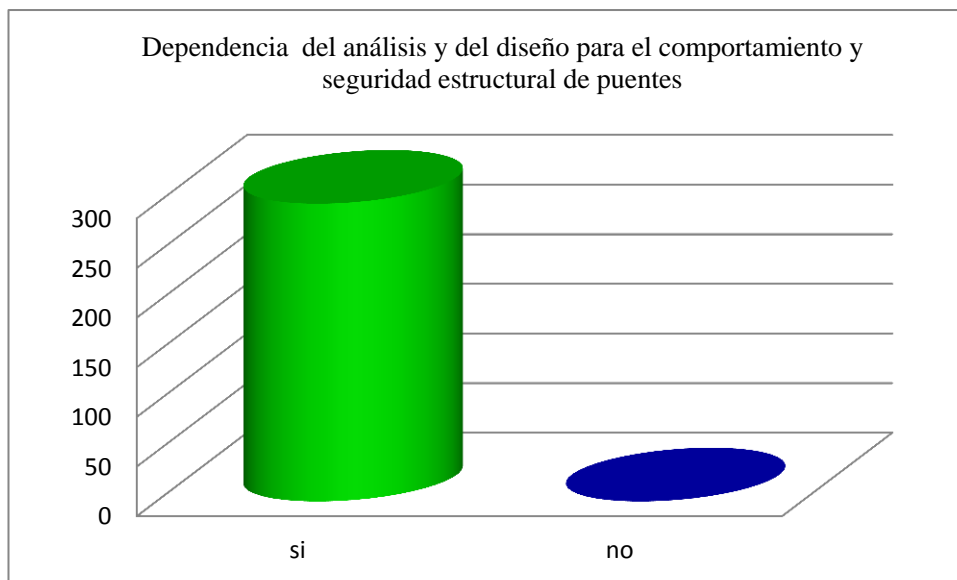


Figura 4.1.- Dependencia del análisis y del diseño para el comportamiento y seguridad estructural de puentes

Análisis e interpretación:

A partir de la muestra correspondiente se determina que los 300 encuestados, 300 que corresponde al 100% están de acuerdo que el comportamiento y seguridad estructural de puentes depende del análisis y del diseño

Pregunta 2.- ¿Conoce sobre el análisis y diseño estructural de puentes vehiculares mediante diseño por factores de carga y resistencia?

Tabla 4.2.- Análisis y diseño estructural de puentes vehiculares mediante diseño por factores de carga y resistencia

Respuesta	Personas	(%)
Si	300	100%
No	0	0%
Total	300	100.0%

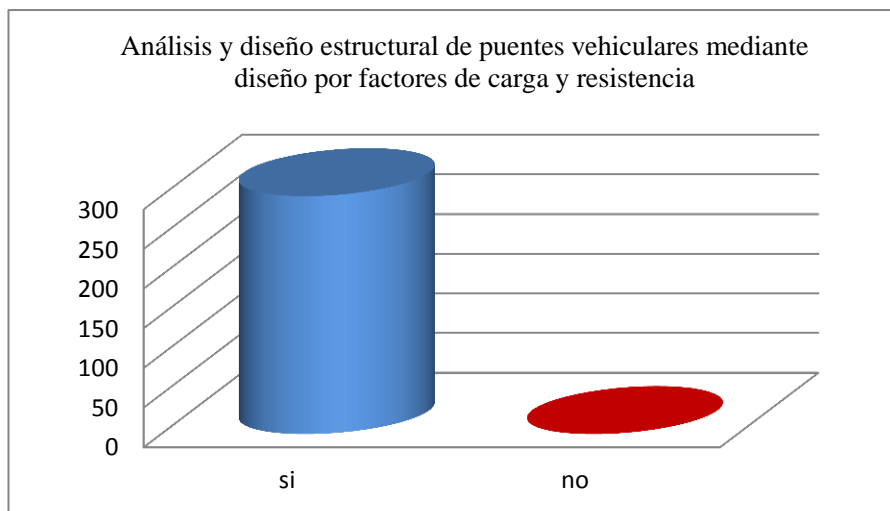


Figura 4.2.-Análisis y diseño estructural de puentes vehiculares mediante diseño por factores de carga y resistencia

Análisis e interpretación:

A partir de la muestra correspondiente se determina que los 300 encuestados, 300 que corresponde al 100% Conoce sobre el análisis y diseño estructural de puentes vehiculares mediante diseño por factores de carga y resistencia.

Pregunta 3.- ¿Tiene Ud. conocimiento sobre el análisis y diseño estructural de puentes vehiculares mediante diseño por esfuerzos permisibles?

Tabla 4.3.- Análisis y diseño estructural de puentes vehiculares mediante diseño por esfuerzos permisibles?

Respuesta	Personas	(%)
Si	300	100%
No	0	0%
Total	300	100.0%

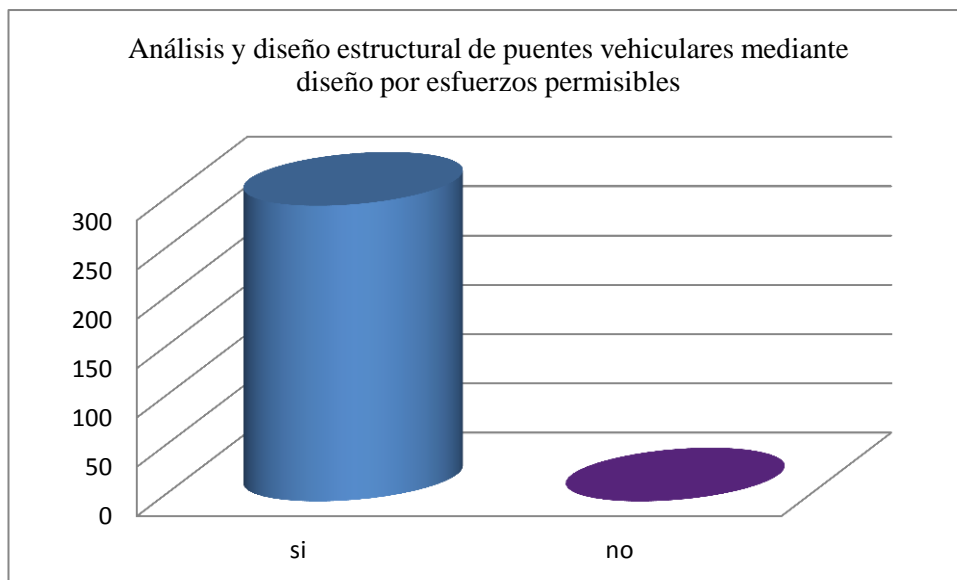


Figura 4.3.-Análisis y diseño estructural de puentes vehiculares mediante diseño por esfuerzos permisibles

Análisis e interpretación:

A partir de la muestra correspondiente se determina que el 100% de los encuestados tiene conocimiento sobre el análisis y diseño estructural de puentes vehiculares mediante diseño por esfuerzos permisibles

Pregunta 4.- ¿Como se puede verificar el comportamiento y seguridad estructural de puentes vehiculares que se realizan en el país?

Tabla 4.4.- El comportamiento y seguridad estructural de puentes vehiculares que se realizan en el país

Respuesta	Personas	(%)
Mediante un análisis comparativo	280	93%
Realizado varios análisis estructurales	20	7 %
Total	300	100%

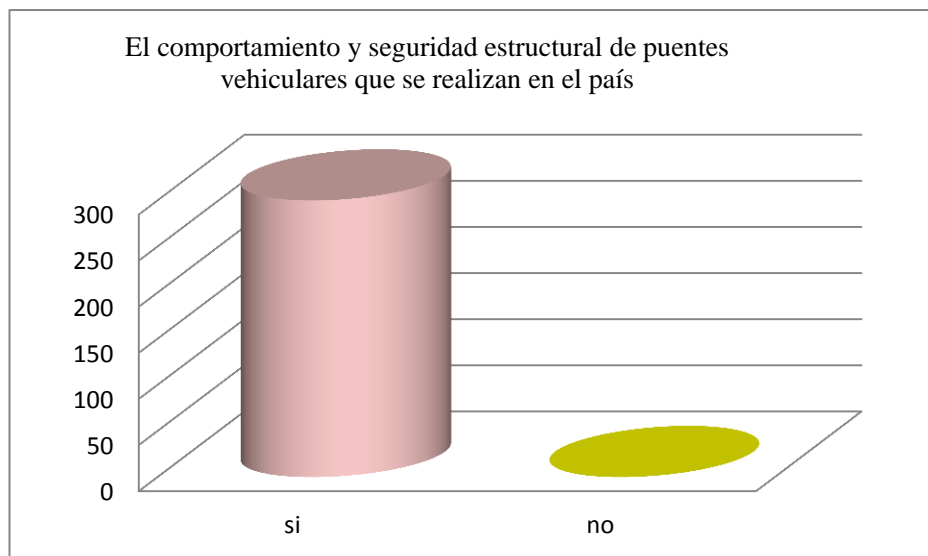


Figura 4.4.-El comportamiento y seguridad estructural de puentes vehiculares que se realizan en el país

Análisis e interpretación:

El 93% de los encuestados indica que mediante un análisis comparativo se puede verificar el comportamiento y seguridad estructural de puentes vehiculares que se realizan en el país, el 7% indica que se debe realizar Realizado varios análisis estructurales.

Pregunta 5.- ¿Cree que es necesario un análisis y comparación del diseño por factores de carga y resistencia versus el diseño por esfuerzos permisibles?

Tabla 4.5.- Análisis y comparación del diseño por factores de carga y resistencia versus el diseño por esfuerzos permisibles

Respuesta	Personas	(%)
Si	300	100%
No	0	0%
Total	300	100.0%

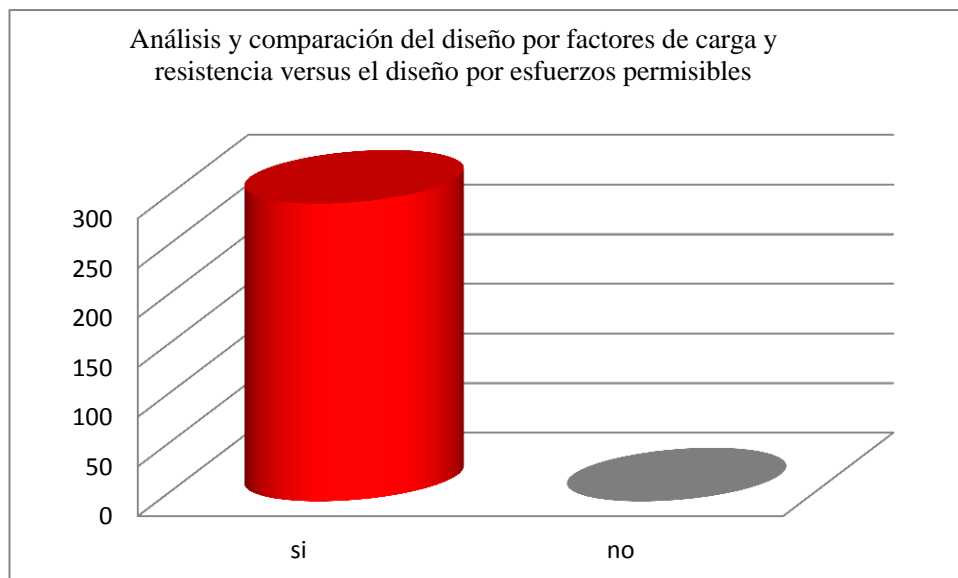


Figura 5.5.-Análisis y comparación del diseño por factores de carga y resistencia versus el diseño por esfuerzos permisibles

Análisis e interpretación:

A partir de la muestra correspondiente, se determina que los 300 encuestados cree que es necesario un análisis y comparación del diseño por factores de carga y resistencia versus el diseño por esfuerzos permisibles.

4.3 VERIFICACIÓN DE HIPÓTES

Al interpretar los resultados obtenidos de la encuesta realizada a los profesionales de ingeniería civil de la ciudad de Ambato, se verifica la necesidad del análisis y comparación del diseño por factores de carga y resistencia versus el diseño por esfuerzos permisibles en un puente tipo del Ecuador.

4.3.1 Modelo Lógico

H0 = El análisis y comparación del diseño por factores de carga y resistencia versus el diseño por esfuerzos permisibles NO interviene en el comportamiento y seguridad estructural del puente tipo en el Ecuador será verificado desde el punto de vista estructural, permitirá garantizar la seguridad del proyecto y brindar directrices para su correcto análisis y diseño y posterior reforzamiento o grado de vulnerabilidad del puente si no presenta ningún inconveniente.

H1 = El análisis y comparación del diseño por factores de carga y resistencia versus el diseño por esfuerzos permisibles SI interviene en el comportamiento y seguridad estructural del puente tipo en el Ecuador será verificado desde el punto de vista estructural, permitirá garantizar la seguridad del proyecto y brindar directrices para su correcto análisis y diseño y posterior reforzamiento o grado de vulnerabilidad del puente si no presenta ningún inconveniente.

4.3.2 Nivel de significancia

El nivel de significancia con el que se trabajó es de 5%

4.3.3 Elección de la Prueba Estadística Chi cuadrado

Para la verificación de la hipótesis se escogió la prueba ChiCuadrado, cuya fórmula es la siguiente:

$$\chi^2 = \sum \frac{(O-E)^2}{E}$$

Dónde:

Σ = Sumatoria

O= datos observados

E= datos esperados

Para realizar la matriz de tabulación cruzada se toma en cuenta dos preguntas de la encuesta realizada a los profesionales de ingeniería civil de la ciudad de Ambato, como se muestra a continuación:

Pregunta 3

¿Tiene Ud. conocimiento sobre el análisis y diseño estructural de puentes vehiculares mediante diseño por esfuerzos permisibles?

Si

No

Pregunta 5

¿Cree que es necesario un análisis y comparación del diseño por factores de carga y resistencia versus el diseño por esfuerzos permisibles?

Si

No

Frecuencia Observada

Tabla 4.6.- Frecuencia Observada

Población	Alternativas		Total
	Si	No	
Análisis y diseño estructural de puentes vehiculares mediante diseño por esfuerzos permisibles	300	0	300
Cree que es necesario un análisis y comparación del diseño por factores de carga y resistencia versus el diseño por esfuerzos permisibles	280	20	300
Total	580	20	600

Fuente: Encuesta realizada a 300 Ingenieros Civiles de la ciudad de Ambato

Elaborado: Jonathan Núñez

Frecuencia Esperada

Tabla 4.7.- Frecuencia Esperada

Población	Alternativas	
	Si	No
Ingenieros Civiles	290	10
Ingenieros Civiles	290	10

Fuente: Encuesta realizada a 300 Ingenieros Civiles de la ciudad de Ambato

Elaborado: Jonathan Núñez

Tabla 4.8.- Cálculo de la Prueba CHI Cuadrado

$X^2 = \sum \frac{(O-E)^2}{E}$	O	E	O-E	$(O-E)^2$	$\frac{(O-E)^2}{E}$
Análisis y diseño estructural de puentes vehiculares mediante diseño por esfuerzos permisibles/ Si	300	290	-10	100	0,34
Cree que es necesario un análisis y comparación del diseño por factores de carga y resistencia versus el diseño por esfuerzos permisibles/ No	0	10	10	100	10
Análisis y diseño estructural de puentes vehiculares mediante diseño por esfuerzos permisibles/ Si	280	290	-10	100	0,34
Cree que es necesario un análisis y comparación del diseño por factores de carga y resistencia versus el diseño por esfuerzos permisibles/ No	0	10	10	100	10
X^2					20,68

Fuente: Encuesta realizada a 300 Ingenieros Civiles de la ciudad de Ambato

Elaborado: Jonathan Núñez

Una vez obtenidas las frecuencias esperadas, se aplica la siguiente fórmula:

Grado de libertad = (Renglones - 1)(columna -1)

$$Gl = (r-1)(c-1)$$

$$Gl = (2 - 1)(2 - 1)$$

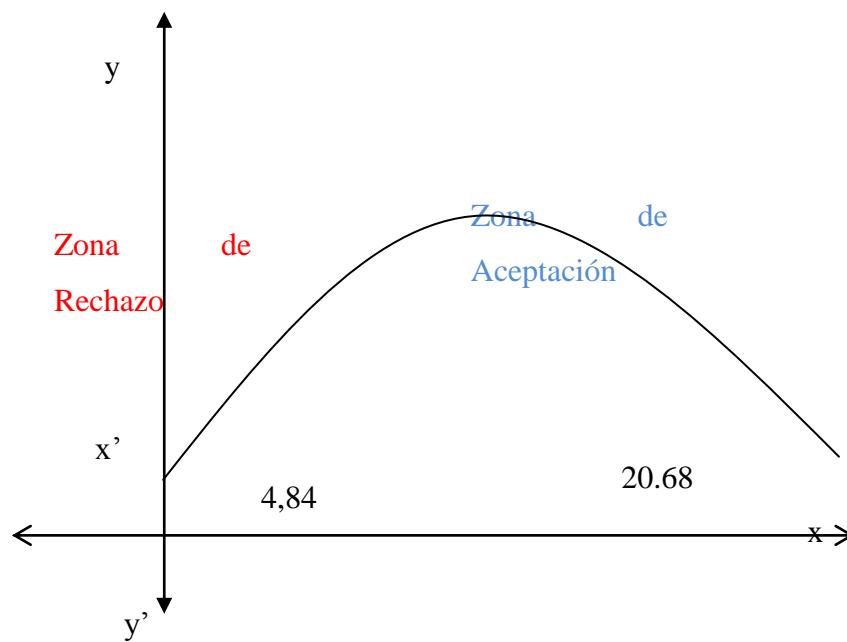
$$Gl = 1$$

El valor tabulado de X^2 con 1 grado de libertad y un nivel de significación de 0,05 es de 20.68

DECISIÓN

El valor de $X_{2t} = 4.84 < X_{2C} = 20.68$

Por consiguiente se acepta la hipótesis alterna, es decir, que el análisis y comparación del diseño por factores de carga y resistencia versus el diseño por esfuerzos permisibles interviene en el comportamiento y seguridad estructural del puente tipo en el Ecuador, y se rechaza la hipótesis nula.



Fuente: Resultados del cálculo del Chi Cuadrado

Elaborado: Jonathan Núñez

Figura 4.1.- Representación del Chi Cuadrado

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo al trabajo realizado se puede anotar las siguientes conclusiones y recomendaciones.

5.1. CONCLUSIONES

Se ha realizado el proyecto del puente considerando el factor económico de la obra y la seguridad a los usuarios de la vía considerando las recomendaciones del MTOP y las normas AASHTO par el diseño de puentes.

Al mejorar las vías de comunicación entre las poblaciones se facilita el comercio lo que es un factor preponderante en el desarrollo económico y social de los pueblos, el diseñar y construir puentes servirán a muchos usuarios que podrán sacar con facilidad sus productos para el expendio, lo que permitirá mejorar su nivel de vida.

El diseño se realiza de una manera óptima tratando de no sobrestimar las solicitudes requeridas para el cálculo y a la vez considerando factores de seguridad, de acuerdo a las normas que rigen para este tipo de estructuras la aplicación desarrollada es muy versátil e útil para el diseño de puentes tipo losa sobre vigas.

En Ingeniería Civil son muy importante los tiempos del análisis estructurales y de los costos unitarios, la rutina desarrollada puede ser implementada líneas de cálculo según la necesidad del usuario y datos requeridos para su verificación, el dimensionamiento recomendado es seguro y económico ya que se reflejaron el estudio de precios para la construcción de los diferentes rubros de la obra.

Cuando se requiere traslapes en el acero de refuerzo, no se deben realizar en los puntos de máximos esfuerzos, ni en paquetes enteros, lo que permitirá que la estructura funcione de una mejor manera.

Las varillas de diámetros grandes se pueden doblar según las recomendaciones del ACI si se considera un doblado en caliente se debe evitar el enfriamiento brusco, para que el material no pierda su resistencia.

Las aplicaciones de EXCEL para el cálculo de puentes pueden servir de verificación de las sentencias y cálculos del programas comerciales ya que su desarrollo y aplicación se basa en las normas de diseño de puentes AASHTO y MTOP, ya que se incluyen solo las rutinas aplicables al medio es decir se están realizando diseños y aplicaciones para el diseño de puentes según la realidad nacional.

5.2. RECOMENDACIONES

Para la correcta ejecución de la obra en especial los puentes se deben seguir todas las especificaciones técnicas para este tipo de construcciones, de esto dependerá la seguridad de la estructura.

Los materiales a usarse deben ser de buena calidad como se indican en las Especificaciones Técnicas del MTOP, y es indispensable que su almacenamiento preste las garantías necesarias para no alterar sus propiedades.

La elaboración del hormigón debe realizarse con el control de profesionales y mano de obra calificada, para asegurar la resistencia especificada en los cálculos.

El acero de refuerzo debe estar libre de impurezas, óxidos, aceite, entre otros, para garantizar la correcta adherencia con el hormigón.

CAPITULO VI

LA PROPUESTA

6.1 DATOS INFORMATIVOS

6.1.1 Tema

Comportamiento y seguridad estructural de Puentes Vehiculares mediante el análisis y comparación del diseño por factores de carga y resistencia versus el diseño por esfuerzos permisibles.

6.1.2 Institución Ejecutora

La Universidad Técnica de Ambato a través de la facultad de Ingeniería Civil y Mecánica como documento técnico que permanecerá en la Biblioteca de la Facultad.

6.1.3 Beneficiarios

Los beneficiados con la ejecución del proyecto son los alumnos y los profesionales de Ingeniería Civil específicamente los diseñadores de puentes de la Ciudad de Ambato

6.1.4 Ubicación

Para realizar el estudio se analizaron varias situaciones donde la implantación del proyecto no engloba al tema de investigación más depende de la geometría y las características del estudio en este caso se optó por realizar un análisis de un puente tipo para el estudio.

6.1.5.- Diseño de Puentes

En la construcción de una carretera o de una vía férrea se presentan ciertos obstáculos que han de ser salvados por una estructura segura y económica denominado puente, el cual debe soportar el tránsito de vehículos o de otro tipo sobre el cruce. Estas deben diseñarse estéticamente, de modo que armonicen y enriquezcan la belleza de sus alrededores. Los obstáculos pueden ser variados y presentan condiciones que obligan a usar diferentes tipos de estructura.

El más fuerte obstáculo lo constituyen las corrientes de agua que atraviesan el trazado de una vía, en donde se necesita una estructura tal, que la abertura que ella deja sea suficiente para permitir el cruce del agua en una crecida, sin que afecte la propia estructura ni sobrepase la altura de la rasante obstruyendo la circulación por la vía.

A lo largo del presente trabajo haremos un énfasis en los aspectos para determinar el tipo de puente, los procesos de construcción y los aspectos generales para la elección y diseño de un puente.

Definición

La AASHTO define a un puente como cualquier estructura que tiene una abertura no menor a 6100 mm y que forma parte de una carretera o está ubicada sobre o debajo de una carretera.

Partes de la Estructura.- Los componentes principales de una estructura de puente son: superestructura y subestructura

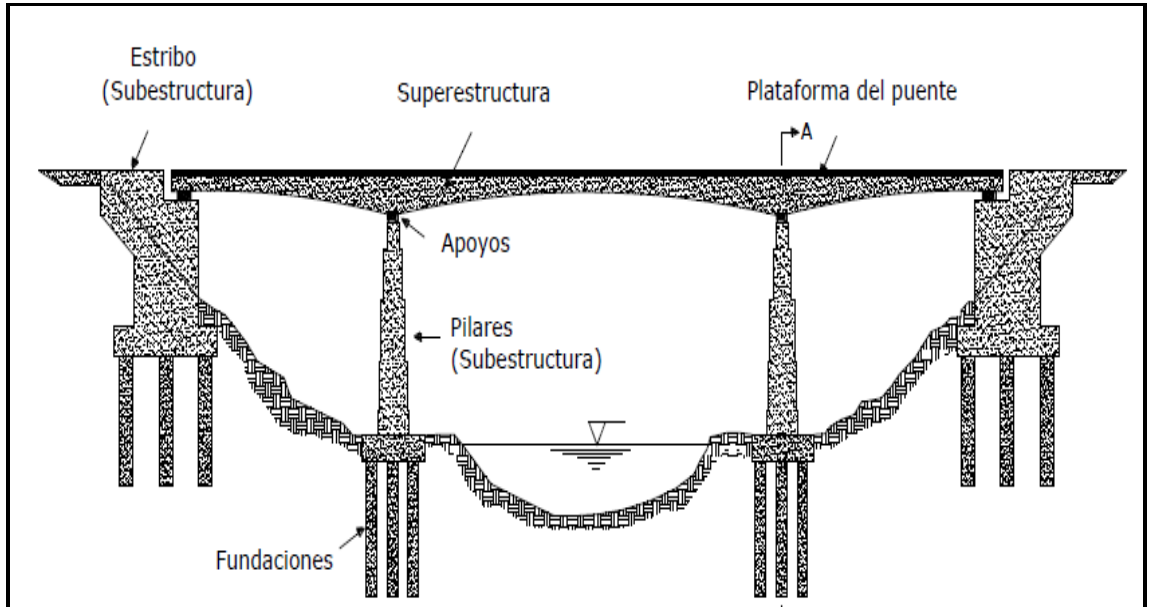


Figura 6.1.- Componentes de un puente, vista longitudinal

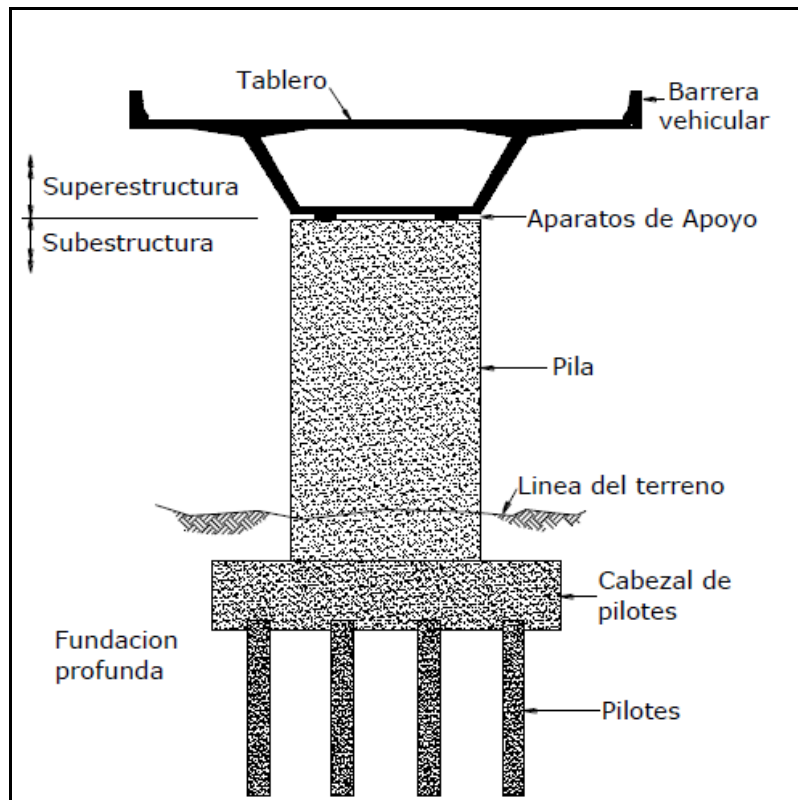


Figura 6.2.- Componentes de un puente, corte transversal A-A'

SUPERESTRUCTURA

Son los componentes estructurales del puente que constituyen el tramo horizontal, en la siguiente sección se ampliara con mayor detalle las superestructuras que se encuentran en los diferentes tipos de puentes.

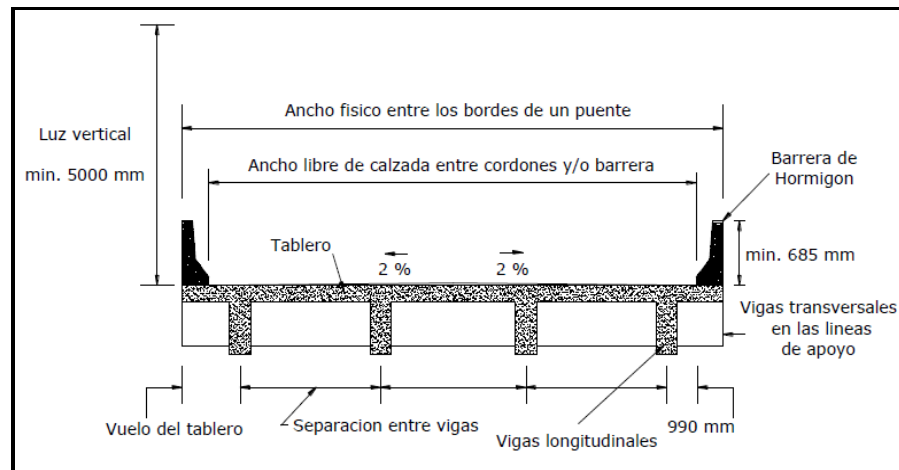


Figura 6.3.- Tablero y estructura portante, puente Viga-Losa

Tablero.- Es el componente, con o sin superficie de rodamiento, que soporta las cargas de rueda en forma directa y es soportado por otros componentes.

Estructura Portante.- Es el componente estructural que soporta al tablero y se apoya en sus extremos con la subestructura, es decir transmite las cargas procedentes del tablero a los estribos y/o pilas.

Accesorios del tablero.- Son elementos que sirven para dar funcionalidad al puente y seguridad tanto a los vehículos como a los peatones: cordón barrera, barandas, barreras.

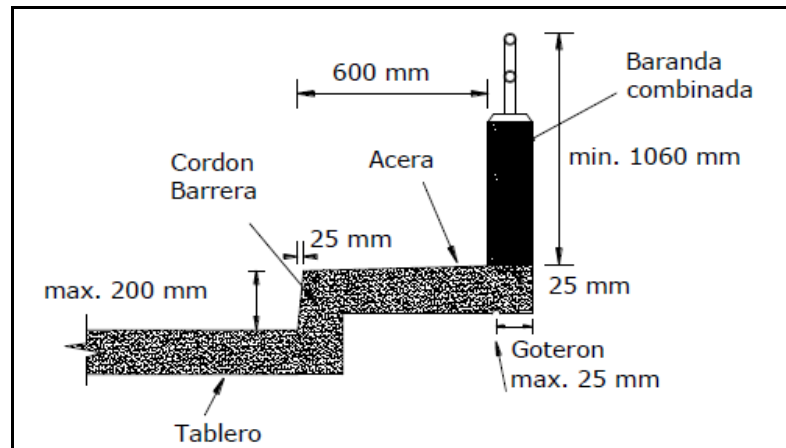


Figura 6.4.- Accesorios de un tablero

SUBESTRUCTURA

Son los componentes estructurales del puente que soportan el tramo horizontal, los componentes más importantes son:

- Pilares
- Estribos
- Fundaciones

PILARES

Son elementos de apoyo intermedios los cuales conducen los esfuerzos de la superestructura hacia las fundaciones están diseñados para resistir presiones hidráulicas, cargas de viento, cargas de impacto, etc., son más susceptibles a los efectos de la socavación por lo que las fundaciones deberán estar por debajo de la altura máxima de socavación.

Pueden ser de concreto o acero, aun en puentes de acero los pilares de concreto son a menudo adoptados, en algunos casos los pilares muy altos son elaborados en segmentos de concreto prefabricado.

Los pilares pueden ser de una sección transversal constante o variable eso dependerá de la altura del pilar, también pueden tener una sección llena o una

sección hueca la elección de los pilares depende de la constructibilidad y la estética.

Podemos clasificar a los pilares en dos tipos:

- Pilares-pared
- Pilares-columna.

Pilares-pared, en general abarcan el ancho total de las vigas principales. Según sea la conformación deseada se puede terminar en los bordes de las vigas principales, o pueden sobresalir respecto de ellos, o aún se pueden retirar con respecto a dichos bordes.

Los Pilares-pared son muy aconsejables por razones hidráulicas. Para ríos navegables, en general llegan a ser muy gruesos para su seguridad en casos de colisión de barcos. En cuanto a su configuración, se debe prevenir contra la adopción de pilares-pared demasiado delgados. En la Figura 6.5 se presenta diferentes posibilidades de forma para la sección transversal.

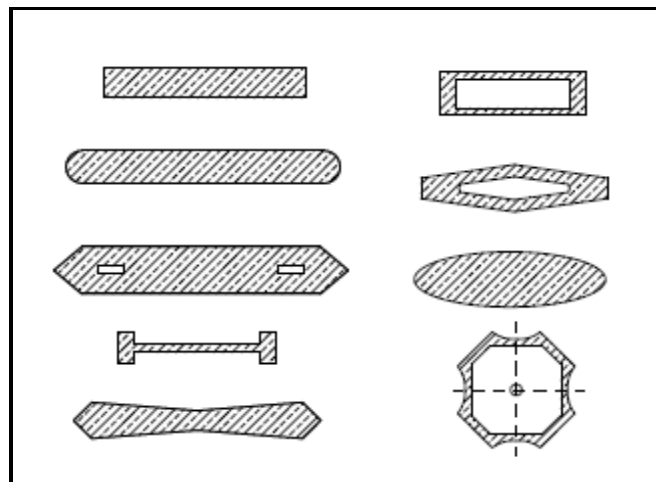


Figura 6.5.- Formas de secciones transversales de pilares-pared

Pilares-columna, las columnas ofrecen muchas ventajas frente a los pilares-pared debido a su módica necesidad de materiales, visión casi libre debajo del puente, mejor posibilidad de cruces oblicuos, aspecto más liviano. Se utiliza generalmente para carreteras elevadas y puentes en rampa.

Las posibilidades de sustentación y forma son numerosas, ver Figura 6.6

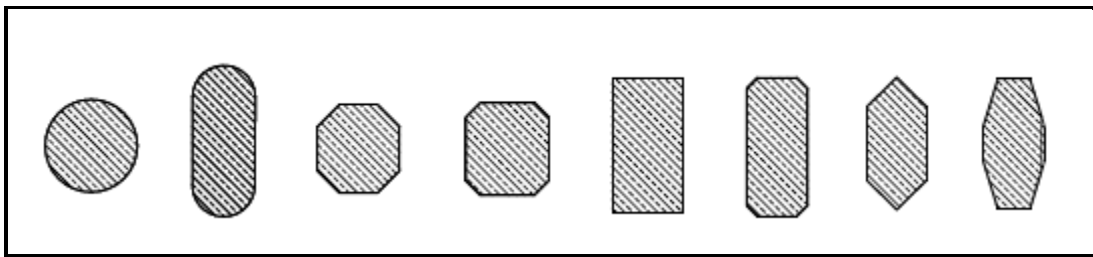


Figura 6.6.- Algunos tipos de sección transversal de columnas en puentes

ESTRIBOS

Son los que proveen soporte a la superestructura, establecen la conexión entre la superestructura y el terraplén, son diseñados para soportar la carga de la superestructura la cual es transmitida por medio de los elementos de apoyo, el peso de la losa de transición y las presiones del suelo (empuje de tierras).

Los estribos están conformados por una losa de fundación que transmite el peso de los estribos directamente al suelo, la losa sirve de cubierta para un sistema de pilotes que soportan la carga, el muro frontal, asiento del puente, muro de retención encima del asiento del puente, losa de aproximación, los estribos también poseen juntas de dilatación o expansión que ajustan los desplazamientos de la superestructura, ver Figura 6.17.

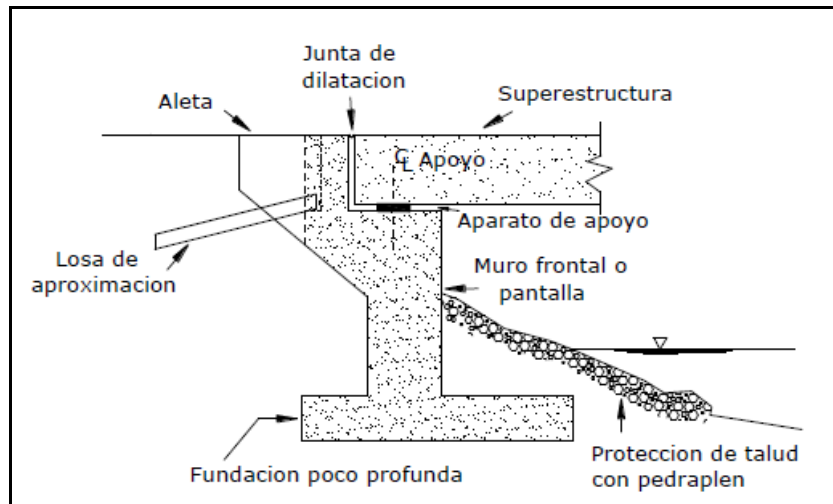


Figura 6.7.- Componentes de un estribo

FUNDACIONES

Se encuentran bajo el terreno de la superficie son encargados de transmitir toda la carga al suelo, al absorber dicha carga el suelo se producen efectos de contraccion dando origen a los asentamientos.

En todo diseño de fundaciones dos condiciones se deben satisfacer: “que el asentamiento total de la estructura este limitado a una cantidad tolerablemente pequeña y que en lo posible el asentamiento diferencial de las distintas partes de la estructura se elimine”. (Arthur Nilson,2000)

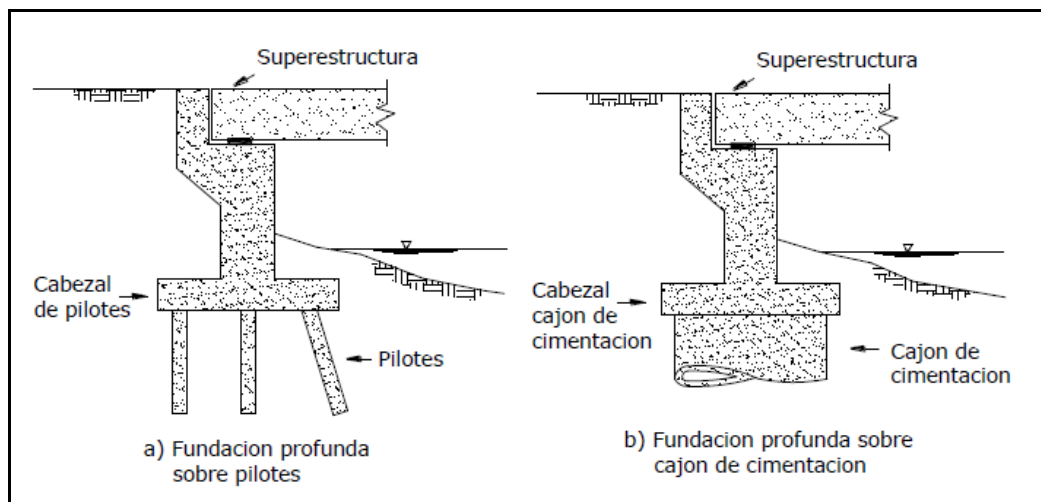


Figura 6.8.- Fundación profunda sobre a) pilotes, b) cajón de cimentación

Las fundaciones se pueden dividir en dos tipos: Fundación superficial, Fundación profunda

Fundación superficial.- Está conformada por losas que transmiten las cargas directamente al terreno. Este tipo de fundación se debe a que el estrato portante se encuentra a pequeñas profundidades y es posible llegar mediante excavaciones.

Fundación profunda.- Se realiza este tipo de cimentación cuando el estrato portante se encuentra a una profundidad que no es posible llegar mediante excavaciones, pueden ser pilotes o cajones de cimentación.

TIPOS DE PUENTES

Los puentes se pueden clasificar de muchas formas, ninguna de estas clasificaciones son mutuamente excluyentes, todas parecen contener partes de una u otra clasificación:

- 1.- Por el servicio que prestan: Acueductos, viaductos, peatonales.
- 2.- Por el material de la superestructura: Madera, concreto armado, concreto presforzado, acero, concreto-acero.
- 3.- Por el tipo estructural: Losa, losa-viga, cajón, a porticados, arco, atirantado, colgante.
- 4.- Según el tipo de apoyo: Isostáticos, hiperestáticos.
- 5.- Por el proceso constructivo: Vaciados en sitio, compuestos, prefabricados, dovelas.
- 6.- Por su trazo geométrico: Recto, oblicuo, curvo.

Durante el proceso de diseño el ingeniero debe escoger un tipo de puente el cual considera muchos factores relacionados con la funcionalidad, economía, seguridad, experiencia en la construcción, condiciones del suelo, sismicidad, estética, un factor muy importante es la longitud del tramo del puente el cual nos puede ayudar en la selección del tipo de puente más adecuado.

La Tabla 6.1. Longitudes de tramo para diferentes tipos estructurales de puentes.

Tipo Estructural	Material	Rango de tramo m	Máximo Tramo en servicio m
Losa	Concreto	0-12	
Viga	Concreto	12-300	301, Stolmasundet, Norway, 1998
	Acero	30-300	300, Ponte Coste e Silva, Brazil, 1974
Reticulado	Acero	90-550	510. Minato, Japón, 1974
Arco	Concreto	90-420	420, Wanxian, China, 1997
	Acero	240-550	550. Lupu, China, 2003
Atirantado	Acero	900-1100	1088, Sutong, China, 2008
Colgante	Acero	300-2000	1991, Akashi-Kaikyo, Japón, 1998

En el presente documento se desarrollara una descripción de los temas más sobresalientes de los distintos puentes según la clasificación del tipo estructural.

PUENTE ALCANTARILLA (0.0 mm – 9000 mm)

DEFINICIÓN

La AASHTO define una alcantarilla como un conducto enterrado de sección curva o rectangular que se utiliza para conducir agua, vehículos, servicios públicos y peatones.

En este subtítulo se tratarán las alcantarillas cajón de hormigón armado, algunos ejemplos se pueden ver en la Figura 6.9

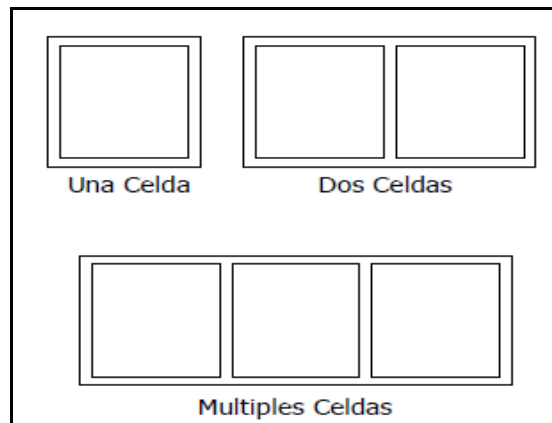


Figura 6.9.- Alcantarillas cajón de hormigón armado

INSTALACIÓN EN ZANJA Y BAJO TERRAPLÉN

Instalación bajo terraplén

$$W_E = g_x F_e x Y_s x B_c x H x 10^{-9}$$

Dónde:

$$F_e = 1 + 0.2 \frac{H}{B_c}$$

Instalación de zanja

$$W_E = g_x F_t x Y_s x B_c x H x 10^{-9}$$

Dónde

$$F_t = \frac{C_d B^2}{H B_c} \leq F_e$$

Dónde

W_E = Carga de suelo total no mayorada (N/mm)

g = Aceleración de la gravedad (m/sec²)

B_C = Ancho exterior de la alcantarilla (mm), ver Figura 6.10

H = Profundidad del relleno (mm)

F_e = Factor de interacción suelo-estructura para instalación bajo terraplén

F_t = Factor de interacción suelo-estructura para instalación en zanja

Y_s = Densidad del suelo (kg/m³)

B_d = Ancho horizontal de la zanja,

C_d = Coeficiente especificado

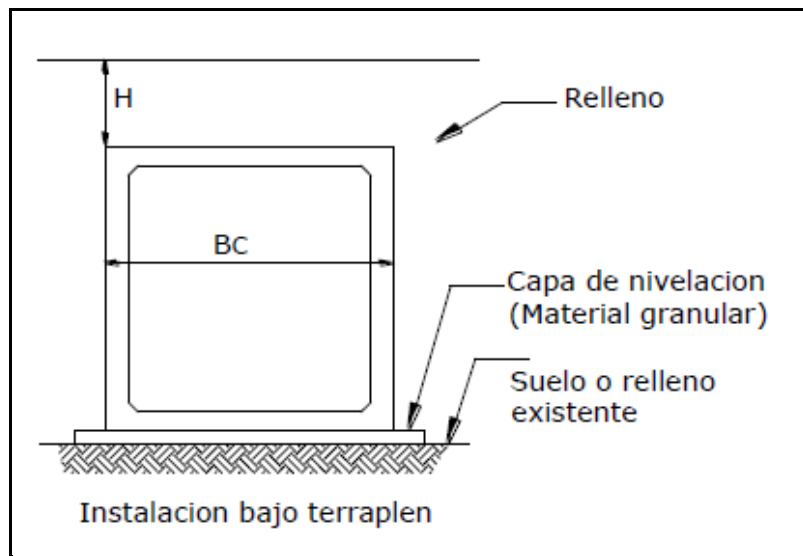


Figura 6.10.-Instalación bajo terraplén

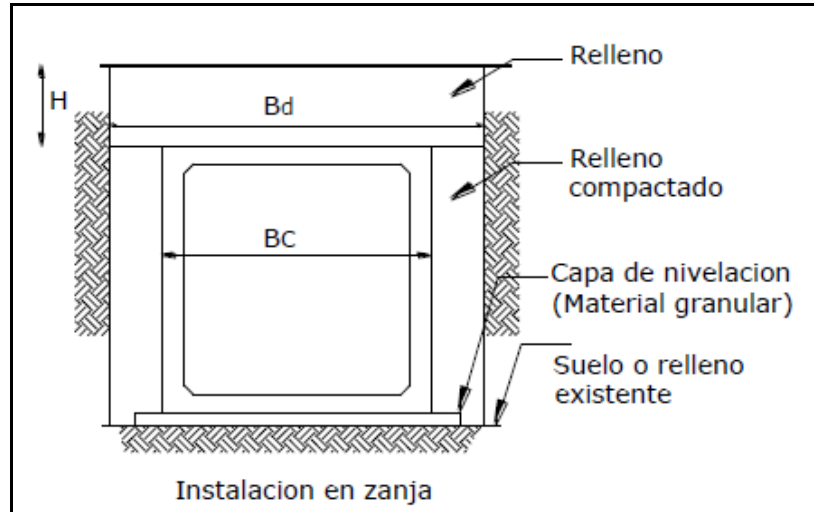


Figura 6-11.- Instalación en zanja

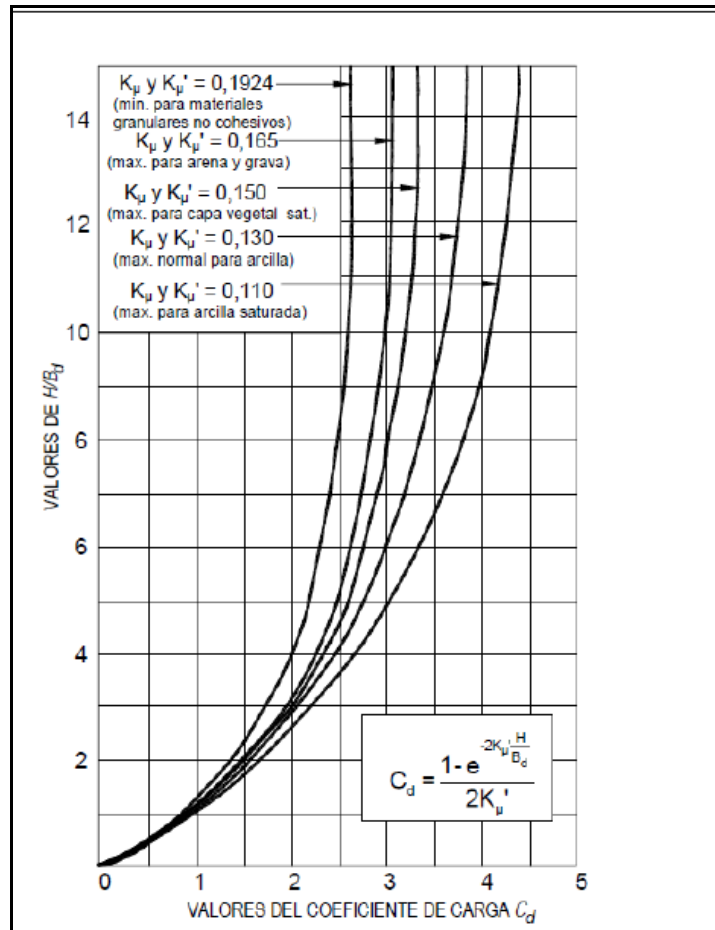


Figura 6.12.- Coeficiente C_d para instalación en zanja

PUENTE LOSA (0.0 mm – 12000 mm)

Los Puentes losa de concreto son las estructuras más simples y menos caras que pueden ser construidas dentro las limitaciones de tramo para este tipo de superestructuras. Este puede ser convenientemente de hormigón armado (0.0 – 9000 mm), pretensado y postensado (hasta 12000mm). Se lo puede construir por medio o mediante andamiajes provisionales apoyados en el suelo o pueden estar contruidos por medio de elementos prefabricados.

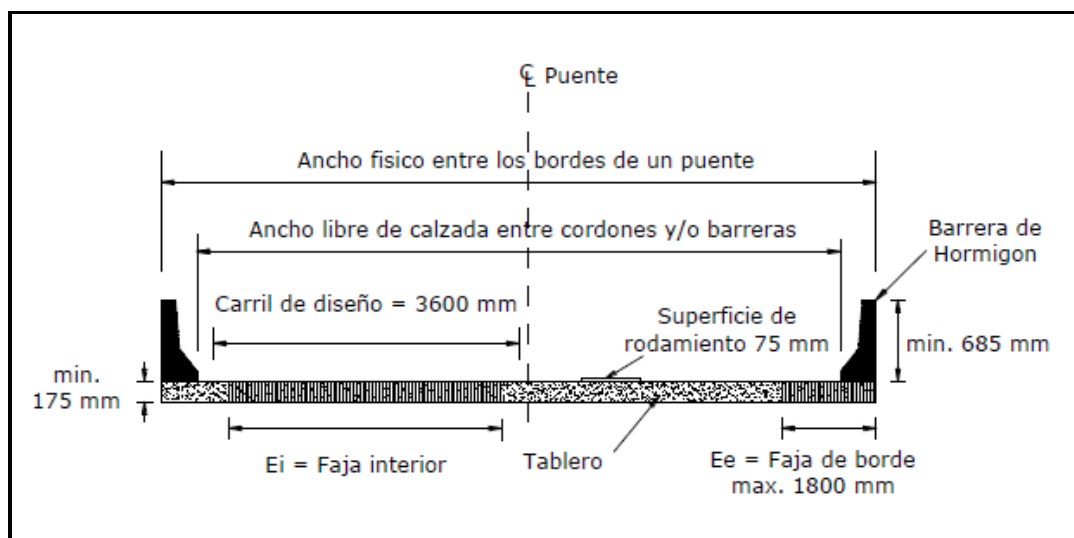


Figura 6.13.- Puente Losa, vista transversal

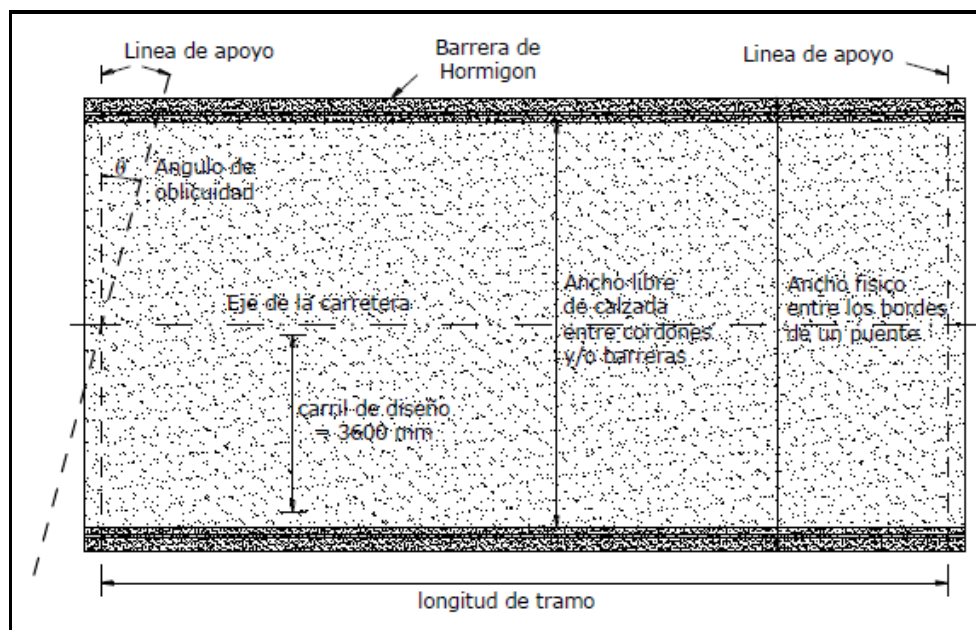


Figura 6.14.- Puente Losa, vista en planta

Los puentes losa pueden ser analizados estáticamente mediante Métodos de Análisis Aproximados, Métodos de Análisis Refinados, las cuales forman parte de las Especificaciones AASHTO LRFD.

Dentro los Métodos de Análisis Aproximados, encontramos el método de fajas equivalentes el cual consiste en dividir el tablero en fajas perpendiculares a los componentes de apoyo, estas fajas son interiores y de borde, las fajas se deberán tomar para el cálculo de solicitaciones como vigas continuas o como vigas simplemente apoyadas. Para determinar las solicitaciones en la faja se deberá suponer que los componentes de apoyo son infinitamente rígidos. La faja de borde no se deberá tomar mayor a 1800 mm.

La altura mínima de la losa de hormigón, excluyendo cualquier superficie sacrificable deberá ser mayor a igual a 175 mm. Para losas de hormigón armado la altura mínima se deberá tomar como:

Tramos simples

$$\frac{1.2(S+300)}{30}$$

Tramos Continuos

$$\frac{S+3000}{30} \geq 165mm$$

Para losas de hormigón pretensado se deberá la altura mínima se deberá tomar como:

Tramos simples

$$0.027L \geq 165mm$$

Tramos Continuos

$$0.030L \geq 165mm$$

Donde, S es la longitud de la losa y L es la longitud de tramo, ambos en mm.

Las losas se deberán diseñar para sobrecarga vehicular HL-93 para uno o más carriles de diseño cargados, cuando se desee controlar las deflexiones se pueden considerar los siguientes límites de deflexión:

- Carga vehicular, general Longitud/800
- Carga vehiculares y/o peatonales Longitud/1000

PUENTE VIGA-LOSA (12000 mm – 18000 mm)

Los puentes Viga-losa pueden ser analizados estáticamente y dinámicamente, dentro el análisis estático se encuentran los Métodos de Análisis Aproximados, los Métodos de Análisis Refinados, las cuales forman parte de las Especificaciones AASHTO LRFD.

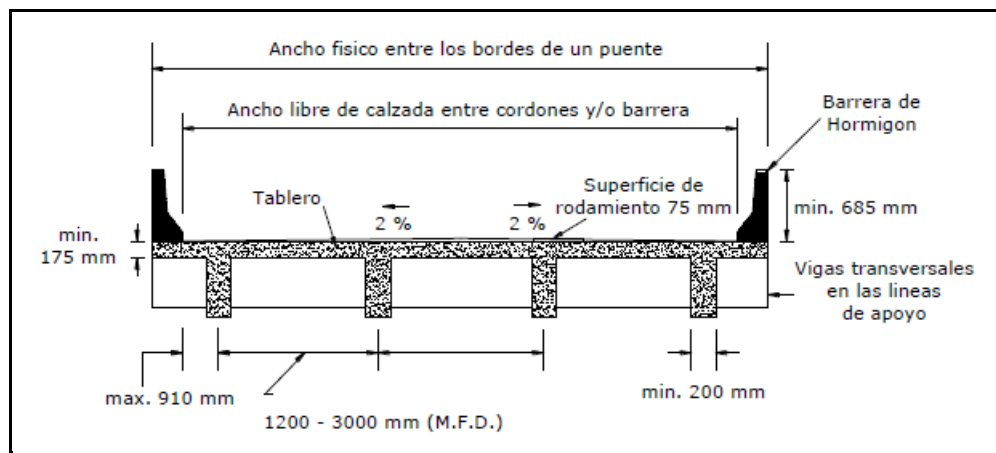


Figura 6.15.- Puente Viga-Losa, vista transversal

Dentro los Métodos de Análisis Aproximados se encuentra el Método de los Factores de Distribución para Momento y para Corte el cual consiste en asignar porcentajes de las solicitaciones de la sobrecarga vehicular HL-93 a las vigas interiores y a las vigas exteriores.

Es importante notar que se proveerán diafragmas o vigas transversales en los estribos, pilas y uniones articuladas para resistir las fuerzas laterales y transmitir las cargas a los puntos de apoyo.

Cuando utilizamos el Método de los Factores de Distribución los puentes tendrán como mínimo cuatro vigas paralelas de aproximadamente la misma rigidez, la parte del vuelo correspondiente no será mayor que 910 mm, la separación entre las almas de las vigas será de 1200 mm a 3000 mm, caso contrario se deberá utilizar un análisis refinado.

El ancho de una viga es controlado por el momento positivo del tramo generalmente varía entre 350 a 550 mm pero nunca deberá ser menor 200 mm.

La altura mínima del tablero sobre las vigas longitudinales, excluyendo cualquier superficie sacrificable deberá ser mayor a igual a 175 mm.

Para las vigas la profundidad mínima (incluyendo tablero) se deberá tomar como:

Tramos Simples	Tramos Continuos
0.065L	0.070L

Donde, L es la longitud de tramo, ambos en mm.

Las losas se deberán diseñar para sobrecarga vehicular HL-93 para uno o más carriles de diseño cargados, cuando se desee controlar las deflexiones se pueden considerar los siguientes límites de deflexión:

- Carga vehicular, general.....Longitud/800
- Carga vehiculares y/o peatonales.....Longitud/1000

Este tipo de estructuras son usualmente construidas sobre andamiajes apoyados en el suelo. Son más convenientes o adecuados para pequeñas longitudes de tramo.

Refuerzo.- Debido al ancho estrecho del alma se requiere múltiples capas de refuerzo en la región de momento positivo. Esto hace dificultoso la colocación del hormigón que a menudo ocasiona cangrejeras en las almas de las vigas. se deberá acomodar el refuerzo para permitir la fácil colocación del hormigón.

Juntas de construcción.- Usualmente la superestructura de las vigas son construidas en dos etapas separadas, las almas y las losas.

Para minimizar las fisuras en la parte superior de las almas debido a la temperatura y esfuerzo de contracción , así como posibles asentamientos diferenciales en el andamiaje se debe colocar refuerzo longitudinal extra en las almas justo debajo las juntas de construcción.

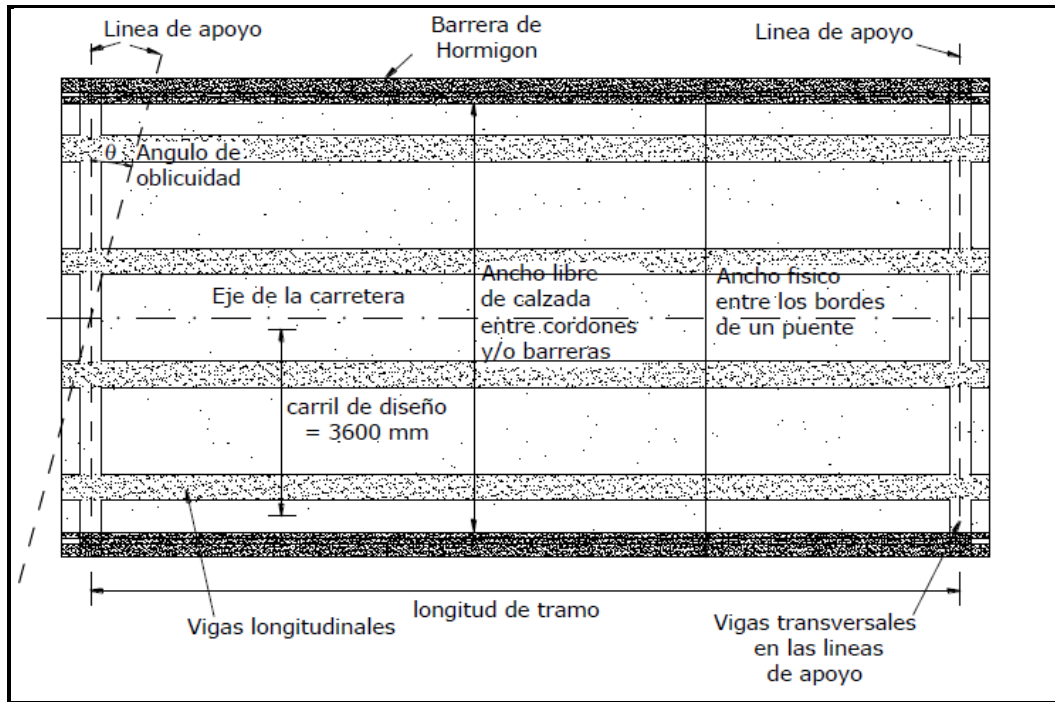


Figura 6.16.- Puente Viga-Losa, vista en planta

PUENTES DE VIGAS (12 m – 300 m)

En la actualidad el puente de vigas más largo del mundo es el Stolmasundet en Noruega terminado de construir el año 1998 con una longitud de tramo de 301m. Los puentes de vigas incluyen una gran variedad de puentes como las vigas prefabricadas de concreto pretensado o postesado, las vigas I de acero, los puentes cajón de concreto vaciados in situ o postesados, los puentes cajón de acero, etc.

Los puentes de vigas son los más comunes; se usan vigas estáticamente definidas, vigas simplemente apoyadas, vigas Gerber, vigas continuas, ver Figura 6.27.

Las vigas simplemente apoyadas se usan para tramos muy cortos (<25 m), las vigas continuas es uno de los tipos más comunes de puente. Las luces pueden diferenciarse en cortos (10-20m) m, medianos (20-50m) y largos (>100m), en luces medianos y largos las vigas continuas de secciones que varían con la profundidad son a menudo adoptadas por razones de comportamiento estructural economía y estética.

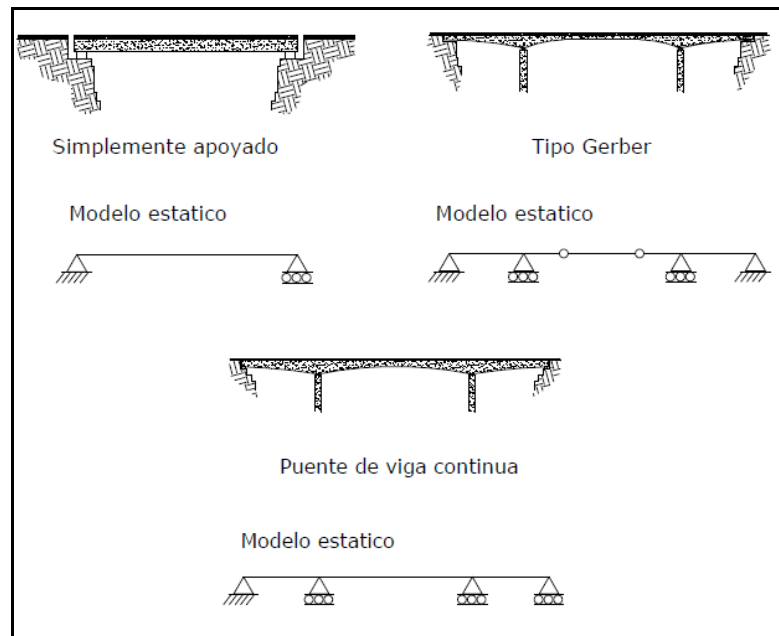


Figura 6.17.- Puentes Vigas

PUENTES DE HORMIGÓN PRETENSADO

El Hormigón Pretensado es el hormigón al cual se transmiten en forma artificial y permanente, antes y durante la aplicación de las acciones exteriores “estados elásticos” originados por fuerzas de compresión previas de manera que los estados elásticos resultantes sean convenientes al hormigón y a la función de la estructura en un marco de seguridad y economía.

Existen varios medios para precomprimir lineal y circularmente un elemento de hormigón; el más generalizado es aquel que consiste en pasar a lo largo del elemento uno o varios cables de acero de alta resistencia, los que son estirados mediante gatos hidráulicos a la tensión prevista, luego y sin perder la tensión y alargamientos obtenidos los cables son anclados en los extremos con la ayuda de cuñas u otros dispositivos mecánicos ver Figura 6.28 a y 6.28b.

Refiriéndonos a los materiales especialmente los aceros, los más comunes en el uso del pretensado son el grado 270 con una resistencia a la tracción de 1860 MPa y el grado 250 con 1725 MPa de baja relajación.

SISTEMAS DE PRESFORZADO

Dos grandes procedimientos existen para transmitir la “fuerza de pretensado” según el cable sea estirado después o antes de que el hormigón este endurecido. Estos procedimientos se denominan Postensado y Pretensado (postesado y pretensado).

Postensado.- En este procedimiento la fuerza de pretensado P se aplica estirando los cables contra el hormigón endurecido; es decir el gato hidráulico estira el cable y al mismo tiempo comprime al hormigón que en ese momento debe tener la resistencia especificada. El valor de la fuerza de pretensado se controla por la presión del fluido de la bomba/gato y la medida del alargamiento.

Cuando los valores previstos de presión y alargamiento son obtenidos, se anclan los cables mediante cuñas, y los conductos (vainas), donde se encuentran los torones que constituyen el acero de los cables, son llenados con mortero o lechada de cemento ver Figura 6.28a.

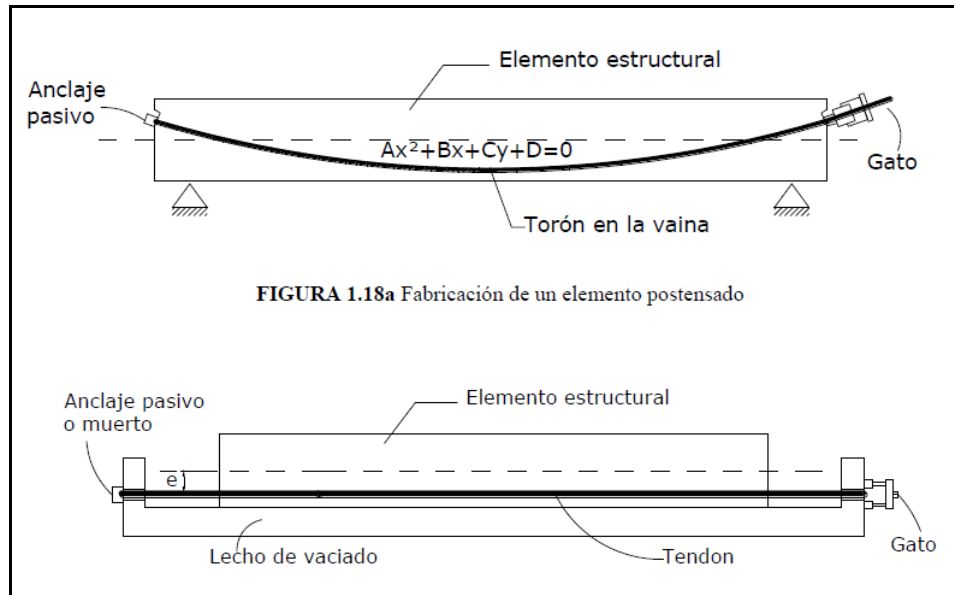


Figura 6.17- Campo de tesado – Sistema pretensado

Pretensado.- Antes del hormigonado los hilos o torones de acero se estiran y anclan temporalmente contra dos estribos de un campo de tesado, o contra encofrados metálicos suficientemente rígidos o dos muros paralelos a los encofrados. Cuando el hormigón adherido al acero vibrado y curado adquiere la resistencia especificada, los hilos o torones se liberan lentamente de sus anclajes transmitiendo su reacción al hormigón por adherencia y efecto de cuña en una corta longitud en cada extremo del elemento así precomprimido ver Figura 6.28b.

PRETENSADO PARCIAL

Se entiende por pretensado parcial, al hormigón en el cual se combinan cables de pretensado y barras de armadura.

La AASHTO define hormigón parcialmente pretensado como:

- Un elemento de hormigón armado con una combinación de armaduras pretensadas y no pretensadas diseñadas para resistir conjuntamente las mismas solicitaciones.

PRETENSADO TOTAL

Cuando todas y cada una de las secciones de una viga están sometidas a compresiones admisibles solamente.

PERDIDAS DE PRETENSADO

Las pérdidas de pretensado se refieren a la reducción de tensión en el tendón. Las pérdidas de pretensado pueden ser divididas en dos categorías.

a. Pérdidas instantáneas.- Incluyen pérdidas debidas al anclaje del cono Δf_{pA} fricción entre los tendones y el material que lo circunda (concreto) Δf_{pF} y el acortamiento elástico del concreto Δf_{pES} durante la construcción.

b. Pérdidas Diferidas.- Incluyen las pérdidas debido a la retracción del hormigón Δf_{pSR} , la fluencia del hormigón Δf_{pCR} y la relajación del acero Δf_{pR} durante su vida útil de servicio Δf_{pR2} relajación del acero después de la transferencia.

La pérdida total de pretensado Δf_T depende del sistema:

Para miembros Pretensados:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2}$$

Para miembros Postesados:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2}$$

En general es importante el análisis de las pérdidas porque si estos se subestiman se producen tracciones no previstas por el contrario si dichas pérdidas se superestiman se originaran deformaciones y tensiones no anticipadas.

Por otra parte es importante el conocimiento de las tenciones del acero, no solo para efectos de comparación con las tensiones admisibles del acero utilizado, sino también para el cálculo de los alargamientos que se medirán durante la transmisión de la fuerza de pretensado.

PUENTES APORTICADOS

Son una de las posibles alternativas para vigas continuas, evita aparatos de apoyo y provee un buen sistema estructural para soportar acciones horizontales como ser los terremotos, estos puentes pueden ser adoptados con pilas verticales o pilas inclinadas ver Figura 6.19. Los puentes pórticos son empotrados con sus estribos y pilares, esto reduce los momentos actuantes en el pórtico con lo que se consigue alturas constructivas extraordinariamente reducidas.

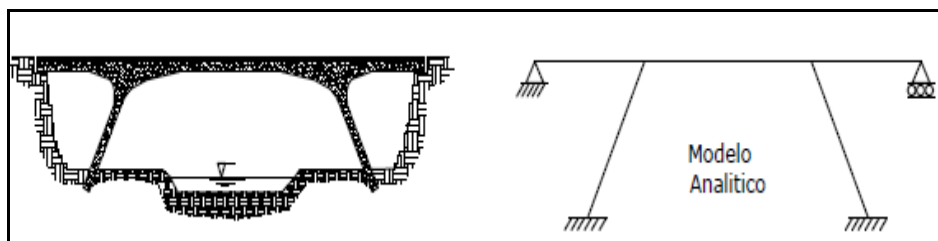


Figura 6.18.- Puentes Aporticados

Los puentes pórtico pueden clasificarse en:

Pórtico biarticulado.- Con tramos salientes del dintel, apoyados, y montantes verticales o inclinados, las articulaciones, en general, son articulaciones elásticas (estricciones fuertemente armadas). Estos pórticos son adecuados para pasos sobre las autopistas.

Pórtico doblemente empotrado.- Son especialmente adecuados para pequeñas obras de paso inferior, pasó de arroyos.

Pórtico cerrado (marco).- Son adecuados para cruces de bajo nivel, en casos de terrenos de fundación especialmente malos.

Pórtico biarticulado.- Con montantes de forma triangular, apoyados sobre articulaciones o empotrados elásticamente, adecuados para viaductos sobre autopistas.

Pórtico múltiple.- Pueden tener montantes articulados o empotrados, según la rigidez deseada y las posibilidades de permitir deformaciones longitudinales del dintel, debidas a Temperatura y Retracción.

PUENTES ARCO (90 m – 550 m)

Los arcos han jugado un papel importante en la historia de puentes, varios ejemplos sobresalientes se han forjado extendiéndose desde arcos de mampostería construidos por los romanos hasta modernos arcos de concreto pretensados o arcos de acero con luces de más de 300m.

En la actualidad el puente arco de concreto más largo es el Wanxian construido en china el año 1997 con una longitud de tramo de 420 m, también el puente arco de acero más largo es el Lupu construido en china el año 2003 con una longitud de tramo de 550 m.

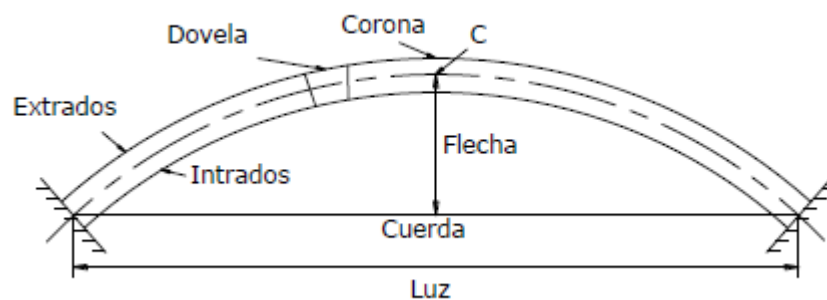


Figura 6.19.- Nomenclatura de un arco

Un arco verdadero, teóricamente es aquel que tiene solo fuerzas de compresión actuando en el centroide de cada elemento arco. La forma de un arco verdadero es el inverso del que se forma cuando se tiene dos puntos de apoyo y se cuelga una cuerda, la cual corresponde a una curva catenaria.

Prácticamente es imposible tener un arco verdadero de puente excepto para una condición de carga. Usualmente un puente arco está sujeto múltiples cargas (cargas muertas, cargas vivas, temperatura, etc.) los cuales producen tensiones de flexión en el arco que generalmente son pequeños comparados con las tensiones axiales. La nomenclatura de un arco se muestra a continuación, ver Figura 6.30.

Los puentes arcos se pueden clasificar según a sus articulaciones y según a la posición del tablero.

De acuerdo a sus articulaciones pueden ser de una articulación, biarticulados, triarticulados, y empotrados.

De acuerdo a la posición del tablero el arco puede trabajar por encima del tablero, por debajo el tablero o puede ser al nivel intermedio ver Figura 6.21 dando origen a los arcos de tablero superior, inferior, interior.

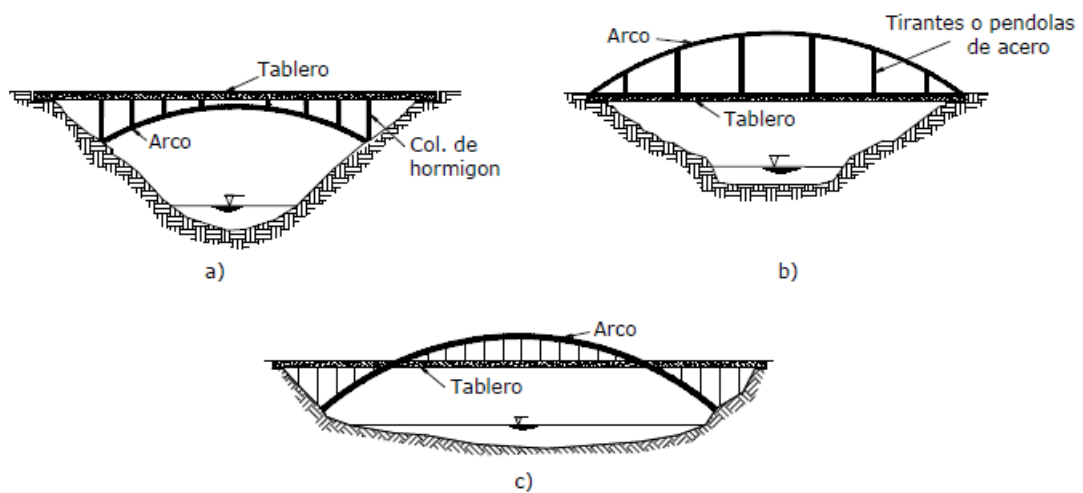


Figura 6.20.- Puentes Arco, a) Tablero superior, b) Tablero inferior, c) Tablero intermedio

Tablero superior.- Las cargas se transmiten al arco con elementos a compresión, denominados montantes.

Tablero inferior.- Las cargas son transmitidas al arco con elementos de tensión, denominados tirantes o tensores.

Tablero Intermedio.- Es la acción conjunta de lo descrito anteriormente.

Los puentes arco no eran difíciles de analizar antes de la aparición de los computadores, en la actualidad se utilizan elementos tridimensionales no lineales. La relación flecha luz de un puente arco está entre 1:4.5 a 1:6. Para soportar el tablero es recomendable usar pendolones de cables o columnas de hormigón, cables trabajan a tracción y las columnas de hormigón trabajan a compresión.

Otro aspecto importante que debe ser tomado en cuenta y que no puede ser ignorado es la posibilidad de pandeo del arco, porque el puente arco está sujeto a elevadas fuerzas axiales. Entre las desventajas de un puente arco es que este debe ser construido antes de entrar en funcionamiento

PUENTES ATIRANTADOS (90 m - 1100 m)

El puente Stromsund de Suecia es reconocido como el primer puente atirantado del mundo el año 1955, en la actualidad el puente atirantado más largo del mundo es el Sutong con una longitud de 1088m, este se encuentra en China y se terminó de construir el año 2008.

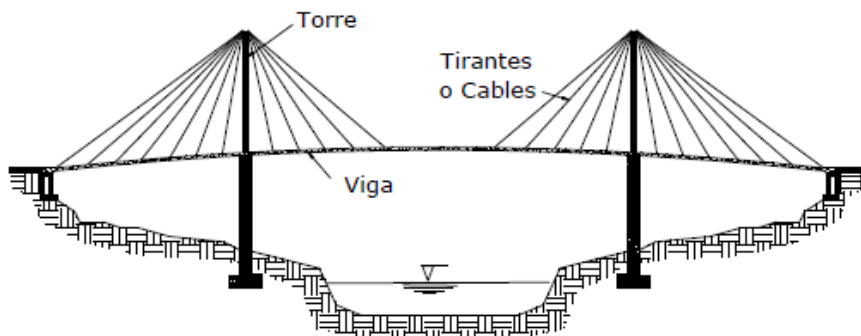


Figura 6.21.- Componentes de un puente atirantado

El concepto de un puente atirantado es simple. El puente soporta las cargas principales de dirección vertical actuando en las vigas. Los cables atirantados proporcionan apoyos intermedios para las vigas, esto hace que se tengan vanos largos.

La forma estructural básica de un puente atirantado es una serie de triángulos sobrepuestos que comprimen la pila o torre, tensionando los cables y comprimiendo las vigas ver Figura 6.23. Como se puede apreciar en estos miembros predomina la fuerza axial. Los miembros cargados axialmente son más eficientes que los miembros sometidos a flexión. Este hecho contribuye a la economía del puente atirantado.

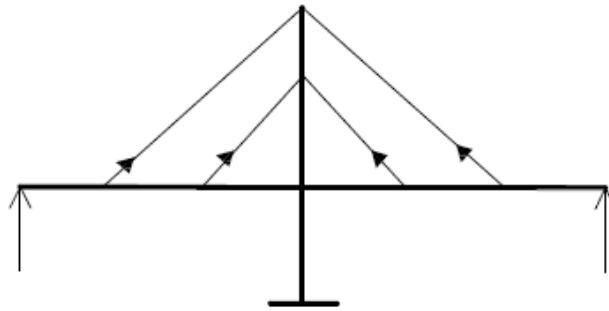


Figura 6.22.- Concepto de funcionamiento de un puente atirantado

Los elementos fundamentales de la estructura resistente de un puente atirantado son los tirantes (cables), las torres (pilón) nos sirve para subir el anclaje fijo de los tirantes de forma que introduzcan fuerzas verticales en el tablero para crear pseudo apoyos, también el tablero interviene en el esquema resistente porque los tirantes, al ser inclinados introducen fuerzas horizontales que se deben ser equilibrados a través. Por todo ello los tres elementos, tirantes (cables), tablero y torres constituyen la estructura resistente básica del puente atirantado.

Cables.- Los cables son los elementos más importantes de un puente atirantado, ellos soportan la carga viva y la transfieren a la torre y nuevamente al anclaje del cable. Los cables en un puente atirantado todos son inclinados, la rigidez real de un cable inclinado varia con la inclinación del ángulo α , el peso total del cable G , y de la fuerza de tensión del cable T ver Figura 6.34.

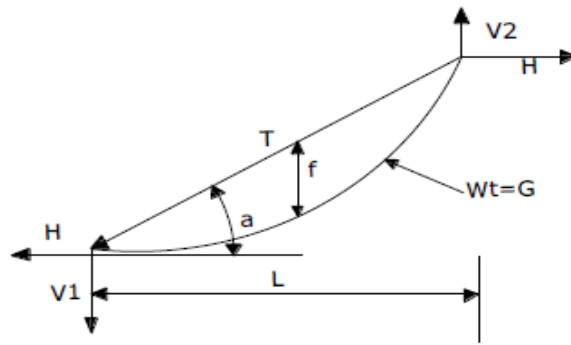


Figura 6.23.- Cable inclinado

Es importante notar que si el espaciamiento del cable es pequeño los momentos de flexión entre los cables también son pequeños. Las configuraciones de los cables pueden ser de tres tipos: radiales o en abanico, paralelos o en arpa y divergentes, ver Figura 6.35.

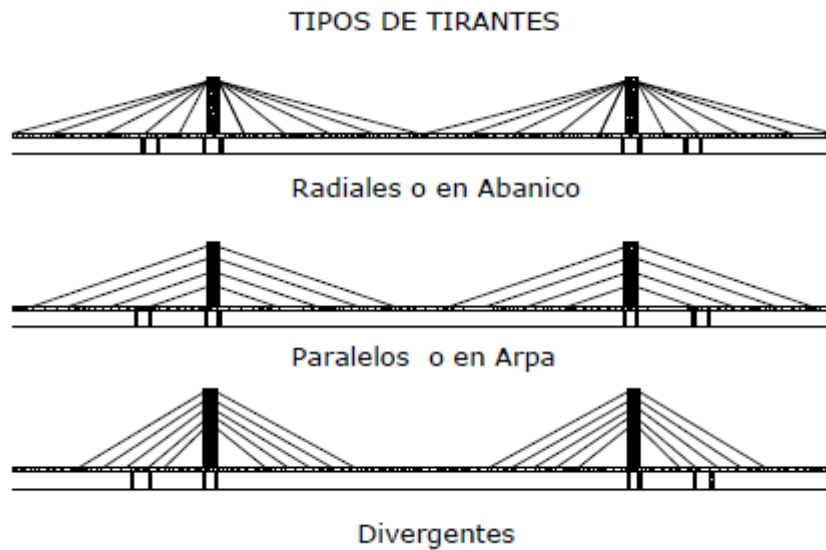


Figura 6.24.- Configuración de tirantes

Tablero.- Es muy importante dentro el esquema básico resistente de la estructura de puente atirantado, ya que va a resistir los componentes horizontales que le transmiten los tirantes. Estas componentes generalmente se equilibran en el propio tablero porque su resultante igual que en la torre debe ser nula.

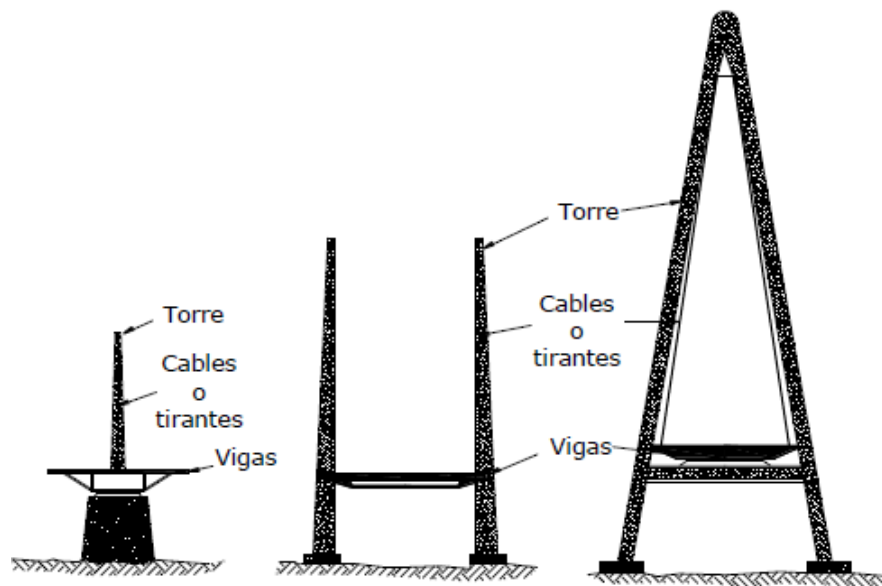


Figura 6.25.- Tres posibilidades para torres en puentes atirantados

Torres.- Son la parte más importante dentro la estructura de los puentes atirantados ya que van a soportar toda la carga que se va a distribuir del tablero a los cables y estos al pilon o torres.

Longitudinalmente pueden tener dos torres y ser simétricos, o una sola torre donde se atiranta todo el vano principal. Dentro las torres existen diferentes posibilidades.

PUNTES COLGANTES (300 m – 2000 m)

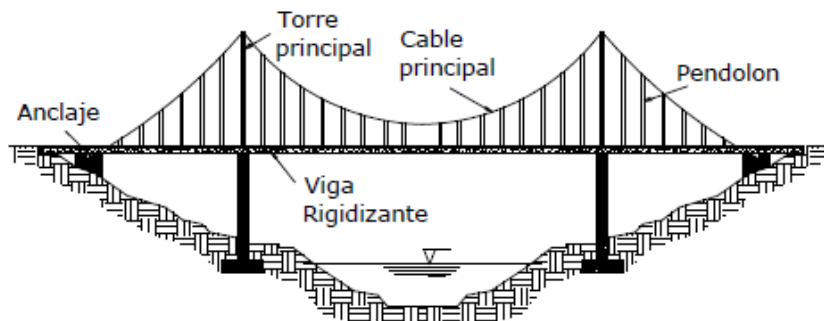


Figura 6.26.- Componentes de un Puente Colgante

Los orígenes de los puentes colgantes son muy antiguos que datan de hace más de 2000 años atrás, en la actualidad los puentes colgantes son usados para los puentes de grandes luces, el puente más largo es el Akashi-Kaikyo construido en Japón el año 1998 con una longitud de tramo de 1991m.

En principio, la utilización de cables como los elementos estructurales más importantes de un puente tiene por objetivo el aprovechar la gran capacidad resistente del acero cuando está sometido a tracción.

Utilizando la geometría más sencilla de puente colgante, el soporte físico de un puente colgante está provisto por dos torres de sustentación, separadas entre sí. Las torres de sustentación son los responsables de transmitir las cargas al suelo de cimentación.

Las torres de sustentación pueden tener una gran diversidad de geometrías y materiales de construcción, pero generalmente presentan como característica típica una rigidez importante en la dirección transversal del puente y muy poca rigidez en la dirección longitudinal. Este se constituirá en un factor importante para la estructuración de todo el puente colgante.

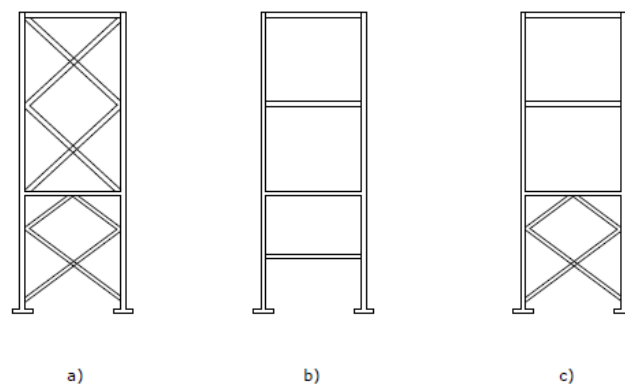


Figura 6.27.- Tipos de torres, a) Reticulada, b) Pórtico, c) Combinación reticulado-pórtico

Apoyados y anclados en la parte alta de la torres de sustentación, y ubicados de una manera simétrica con relación al eje de la vía, se suspenden los cables principales de la estructura (generalmente un cable a cada lado de la torre).

Debido a que los cables principales van a soportar casi la totalidad de las cargas que actúan sobre el puente. Se suele utilizar acero de alta resistencia. Adicionalmente con el objeto de que los cables tengan la flexibilidad apropiada para trabajar exclusivamente a tracción, los cables de gran diámetro están constituidos por un sin número de cables de diámetro menor, conformándose torones. Así mismo, los cables menores están constituidos por hilos de acero, de modo que su rigidez a la flexión es prácticamente nula.

De los cables principales se sujetan y se suspenden tensores (pendolón), equidistantes en la dirección longitudinal del puente, que generalmente son cables de menor diámetro o varillas de hierro enroscadas en sus extremos.

La separación entre tensores es usualmente pequeña, acostumbrándose valores comprendidos entre y 8 metros.

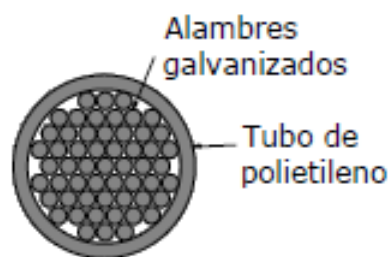


Figura 6.28.-.- Alambres paralelos que forman un cable

De la parte inferior de los tensores sostenidos en cables principales de eje opuesto, se suspenden elementos transversales (vigas prefabricadas de acero, de hormigón) que cruzan la vía a lo ancho.

De igual forma, en la dirección longitudinal del puente, de la parte inferior de los tensores se suspenden y sujetan elementos longitudinales (vigas rigidizantes) que unen todos los tensores.

Las vigas rigidizantes conforman una estructura similar a una viga continua sobre apoyos elásticos.

Cada tensor constituye un apoyo elástico. Este esquema de funcionamiento estructural permite que las dimensiones transversales de las vigas rigidizantes (y de las vigas transversales) dependan de la distancia entre tensores y no dependan de la distancia entre torres de sustentación.

La malla de vigas longitudinales y transversales se pueden arriostrar y rigidizar mediante diagonales y contra diagonales.

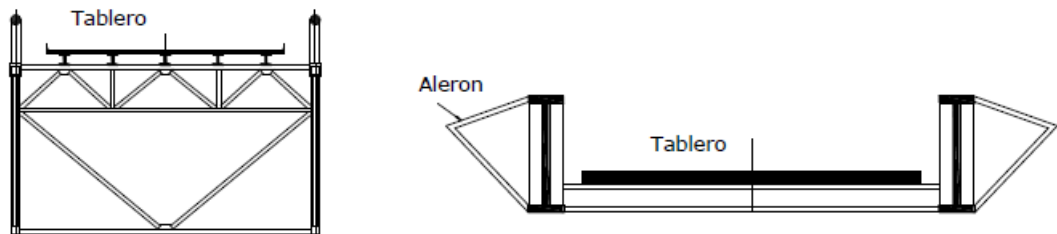


Figura 6.29.- Tableros de puentes colgantes, a) Viga reticulada, b) Vigas I con estabilizadores aerodinámicos

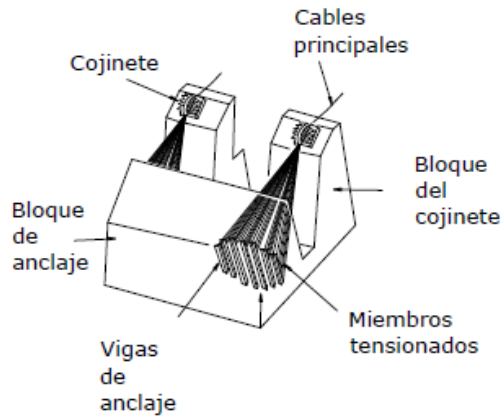


Figura 6.30.- Anclaje externo en puentes colgantes

Apoyada en las vigas transversales se construye la estructura que soportara directamente a los vehículos que circulan por el puente. Usualmente esta estructura es una losa de hormigón, pero podría ser una estructura conformada con planchas metálicas.

Debido a la gran rigidez de la losa sobre el plano horizontal, en caso de su uso podría prescindirse de la utilización de diagonales y contradiagonales. En el caso de a superestructura metálica para la circulación vehicular, las diagonales y contradiagonales (o algún mecanismo de rigidización) serán necesarios.

En principio, la carga viva vehicular es transmitida a su estructura de soporte; la estructura de soporte vehicular transmite la carga viva y su propio peso a las vigas transversales; las vigas transversales con sus cargas, a su vez, se sustentan en los tensores; los tensores, y las cargas que sobre ellos actúan, están soportados por los cables principales; los cables principales transmiten las cargas a las torres de sustentación; y, por último, las torres de sustentación transfieren las cargas al suelo de cimentación.

Generalmente los estribos son convertidos en anclajes que son bloques macizos de concreto en el que se anclan los cables principales y funciona como soporte final de la estructura.

6.1.6. Aspectos Generales para el Diseño de un Puente

PLANIFICACIÓN

Es la etapa inicial de diseño de todo proyecto, donde el ingeniero decide la posición forma, tamaño, y capacidad estructural del puente.

Estas decisiones son hechas sobre bases de encuestas de campo e información adicional:

- Condiciones del terreno.
- Requerimientos de diseño para la vida útil del puente.
- Volúmenes probables de tráfico.
- Recursos disponibles.

SELECCIÓN DEL SITIO

Hay tres consideraciones para tomar en cuenta:

- El sitio del puente debe ofrecer apropiadas alineaciones verticales y horizontales.
- Sus suelos deben ser lo suficientemente fuertes para asegurar la estabilidad de la estructura.
- El puente y sus obras asociadas no deberían tener un impacto adverso en edificios o terrenos contiguos o ellos sean susceptibles a daños del medio ambiente.

Para el ingeniero los ríos son los obstáculos más comunes necesitando ser cruzados. Los puentes que sirven para vencer obstáculos que no tengan que ver con pasos de ríos son relativamente simples porque implican consideraciones de altura y de longitud, cuando se trata de cruzar ríos se tiene que tomar muy en cuenta los estudios de hidráulica e hidrología.

MORFOLOGÍA DEL RÍO

La presencia de un puente impone condiciones al funcionamiento hidráulico del río cambiando la morfología del mismo y estos cambios están en función de la ubicación del puente, de la geometría y de la posición de los estribos y pilares.

Los ríos erosionan sus orillas socavan sus lechos a medida que aumenta la velocidad de flujo transportan sedimentos, en tiempos de lluvias sobrepasan sus orillas muchas veces causando desbordamientos e inundaciones.

Uno de los parámetros más considerados en esta parte del diseño son los efectos de la socavación.

Definiremos socavación como “el resultado de la acción erosiva del flujo del agua que arranca y acarrea material de lecho y de las bancas de un cause”, convirtiéndose en una de las causas más comunes de falla en puentes.

Lo que se busca es determinar la altura de socavación en pilares y estribos para establecer la cota de fundación de los mismos, porque ciertamente una falla en la determinación de tal efecto erosivo puede acarrear fatales consecuencias para la estructura o más al contrario tener alturas de fundación antieconómicas que compliquen los procesos de construcción.

La altura de socavación depende de variables como: velocidad, profundidad de la corriente, distribución geométrica del material de fondo, grado de cohesión, etc.

Una de las fórmulas que se utiliza para determinar la altura de socavación se da a continuación:

$$H=k \times h \times v^2$$

Dónde:

H = Profundidad de socavación en metros.

k = constante característica del terreno en seg^2/m^2

h = Profundidad de la corriente en metros.

v = Velocidad de las aguas en m/seg.

La constante k (Tabla 6.2) para algunos materiales tiene los siguientes valores:

Tabla 6.1. Constantes de Características del Terreno

Material	K (seg^2/m^2)
Ripio conglomerado	0.01
Ripio suelto	0.04
Arena	0.06
Fango	0.08

Determinada la altura de socavación se puede determinar la cota de fundación de las pilas adicionando al valor estimado con la fórmula anterior un mínimo de 3m (Belmonte,1984,19).

POSICIÓN DEL PUENTE

Para seleccionar la ubicación de un puente, a menudo el ingeniero tiene que alcanzar un acuerdo intermedio entre la economía y la vida útil.

Varios factores influyen en esta decisión, por ejemplo:

- Longitudes requeridas
- Procesos de ejecución
- Condiciones locales
- Restricciones de fundación

La decisión también debería basarse en comparaciones tales:

- Comportamiento estructural
- Aspectos económicos
- Estética

CONDICIONES DEL SITIO

Una vez identificado el sitio probable para el emplazamiento del puente se necesita obtener información de campo, las condiciones naturales del terreno, del río además los estudios geotécnicos del suelo.

Los puntos cruciales de información de campo referentes son:

- La cuenca de captación del río.
- Niveles de agua.
- Estudios de exploración de suelos

ÁREA DE CAPTACIÓN

En términos hidrológicos, una cuenca hidrográfica es un ámbito territorial formado por un río por sus afluentes y por un área colectora de aguas.

La extensión de la cuenca de captación del río determina el área para ser incluido en planos y secciones y puede ser usado para estimar los volúmenes de flujo.

NIVELES DE AGUA

Debe incluir por lo menos la media anual, las crecientes máximas y mínimas la velocidad de la corriente particularmente en las crecidas el caudal las variaciones climáticas y materiales de arrastre (Belmonte, 1984,16).

- M.A.M.E.: Nivel de aguas máximas extraordinarias
- N.A.M: Nivel de aguas máximas

- N.A.O: Nivel de aguas ordinarias
- N.A.M: Nivel de aguas mínimas

ESTUDIOS DE EXPLORACIÓN DE SUELOS

Se debe establecer la topografía actual del sitio e emplazamiento del puente mediante mapas de curvas de nivel y fotografías. Estos estudios deben incluir los antecedentes del predio en términos de los movimientos de masas del suelo, erosión de suelos y rocas y serpenteo de los cursos de agua.

La realización del programa de exploración de suelos es parte del proceso necesario para obtener información relevante para el diseño y la construcción de los elementos de la subestructura. Los procesos que deberían preceder al programa de exploración en sí incluyen la búsqueda y estudio de información publicada o no publicada sobre el predio donde se ubicará la construcción o sobre áreas cercanas, una inspección visual del sitio y el diseño del programa de exploración de suelos.

Como mínimo, el programa de exploración de suelos debe permitir obtener información suficiente para analizar la estabilidad y el asentamiento de las fundaciones con respecto a:

- Formaciones geológicas;
- Ubicación y espesor de las unidades de suelo y roca;
- Propiedades físicas de las unidades de suelo y roca, incluyendo su densidad, resistencia al corte y compresibilidad;
- Condiciones del agua freática;
- Topografía del terreno; y
- Consideraciones locales, por ejemplo, presencia de depósitos de suelos licuables, vacíos subterráneos debidos a la meteorización o actividad minera, o potencial de inestabilidad de taludes.

La Tabla 6.2 indica algunas características de los ensayos in situ que se realizan.

Tabla 6.2.- Ensayos de Suelos Realizados In Situ

Tipo de Ensayo	Mejor Aplicación	No es Aplicable para:	Propiedades que permite moldear
Ensayo de Penetración Estándar (SPT)	Arena	Grava gruesa	Evaluación cualitativa de compacidad Comparación cualitativa estratificación del subsuelo
Ensayo de Penetración Dinámica (Cono Dinámico)	Arena y Grava	Arcilla	Evaluación cualitativa de compacidad Comparación cualitativa estratificación del subsuelo
Ensayo de Penetración Estática (Cono Estático)	Arena. Limo y Arcilla	-	Evaluación continua de la densidad y resistencia de las arenas. Evaluación continua de la resistencia al corte no drenada en arcillas
Ensayo de Molinete	Arcilla	Todos los demás suelos	Resistencia al corte no drenada
Ensayo Presiométrico	Roca Blanda, Arena, Grava y Till		Capacidad de carga y comprensibilidad
Ensayo con Placa de Carga y Ensayo con Barrena Helicoidal	Arena y Arcilla	Arcillas blandas sensibles	Módulo de deformación. Módulo de reacción de la subrasante. Capacidad de carga
Ensayo con Dilatómetro de Placa Plana	Arena y Arcilla	-	Correlación empírica para tipo de suelo K_e , relación de sobreconsolidación, modulo y resistencia corte no drenada.
Ensayo de Permeabilidad	Arena y Grava	Grava	Evaluación del coeficiente de permeabilidad

También se deberán realizar ensayos en laboratorio y/o in situ para determinar las características de resistencia, deformación y flujo de los suelos y/o rocas y establecer si son adecuados para la fundación seleccionada.

Los ensayos de suelos realizados en laboratorio pueden incluir:

- Contenido de agua - ASTM D 4643
- Gravedad específica - AASHTO T 100 (ASTM D 854)
- Distribución granulométrica - AASHTO T 88 (ASTMD 422)
- Límite líquido y límite plástico - AASHTO T 90 (ASTMD 4318)
- Ensayo de corte directo - AASHTO T 236 (ASTMD 3080)
- Ensayo de compresión no confinado - AASHTO T208 (ASTM D 2166)
- Ensayo triaxial no consolidado no drenado - ASTMD 2850
- Ensayo triaxial consolidado no drenado - AASHTOT 297 (ASTM D 4767)
- Ensayo de consolidación - AASHTO T 216 (ASTMD 2435 o D 4186)
- Ensayo de permeabilidad - AASHTO T 215 (ASTMD 2434)

REQUERIMIENTOS DE DISEÑO PARA LA VIDA DEL PUENTE

La elección usualmente hecha es entre una estructura permanente con un periodo de diseño de 75 años o una estructura temporal. Decisiones que son influenciadas por las predicciones del tráfico y los recursos disponibles.

Donde se espera que el desarrollo futuro aumente la capacidad deseada, la elección esta entre construir un puente de bajo costo hasta que ocurra el desarrollo o construir una estructura de mayor envergadura que lo que inicialmente es requerido pero esta hará frente a las necesidades futuras.

Una solución alternativa es construir los estribos permanentes y una cubierta ligera que pueda ser reemplazado cuando el desarrollo ocurra. Se puede afirmar que los fondos disponibles son los factores que determinan la vida del diseño del puente.

FILOSOFÍA DE DISEÑO PARA PUENTES

Durante años, los ingenieros desarrollaron procedimientos de diseño para proveer un satisfactorio margen de seguridad a los puentes. Estos procedimientos de diseño fueron basados en los análisis de los efectos de las cargas y la resistencia de los materiales. Los procedimientos de diseño se plasmaron en especificaciones de diseño para puentes.

Los primeros métodos de diseño se encuentran en las Especificaciones Estándar Para Puentes Carreteros AASHTO, luego fue sustituido por las Especificaciones LRFD Para el Diseño de Puentes Carreteros AASHTO en el año 1994, las Especificaciones LRFD fueron desarrollados en el período 1988 a 1993 cuando estaban disponibles métodos probabilísticos basados en estadísticas, y que se convirtió en la base para cuantificar la seguridad.

Mucho del texto se ocupará primordialmente de las Especificaciones LRFD porque esta es una filosofía actual más que el método de diseño por factores de carga (LFD) o el método de diseño por esfuerzos admisibles (ASD), ambos métodos están disponibles en las Especificaciones Estándar, pero ninguno tiene una base matemática para establecer seguridad.

Hay muchos asuntos que hacen una filosofía de diseño – por ejemplo, la vida de servicio esperada de una estructura, el grado para el cual el mantenimiento futuro debería ser asumido para conservar la resistencia original de la estructura, las formas de comportamiento frágil pueden ser evitadas, en qué medidas son necesitadas la redundancia y la ductilidad, el grado para el cual se espera que el análisis represente exactamente los efectos de fuerza experimentados realmente por la estructura, la magnitud para el cual se piensa que cargas son comprendidas y previsibles, el grado para el cual el objetivo de los diseñadores será ayudado por rigurosos requisitos en los ensayos de los materiales e inspección minuciosa durante la construcción.

El balance entre la necesidad de una alta precisión durante la construcción en términos de alineación y el posicionamiento comparado con tener prevista la desalineación y compensarlos en el diseño, y, quizá fundamentalmente, las bases para introducir seguridad en las especificaciones de diseño.

Es este último asunto, la forma en que las especificaciones buscan establecer seguridad, eso es tratado dentro este capítulo

ESTADOS LÍMITE

Todas las especificaciones de diseño son escritas para establecer un nivel aceptable de seguridad. Hay muchos métodos para intentar proveer seguridad y el método inherente en muchas especificaciones modernas de diseño de puentes es el análisis de confiabilidad basado en probabilidades, este método inherente se encuentra en las Especificaciones LRFD, OHBDC, y CHBDC.

El método para tratar asuntos de seguridad en especificaciones modernas es el establecimiento de estados límite para definir grupos de eventos o circunstancias que podrían causar que una estructura sea inservible para su objetivo original.

Las Especificaciones LRFD están escritas con un formato de Estados Limite basado en probabilidades requiriendo el análisis de algunos, o todos, de los cuatro Estados Límite definidos abajo para cada componente de diseño en un puente. El estado límite de servicio. Trata con las restricciones impuestas a las tensiones, deformación, y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular. Estos requisitos están dirigidos a asegurar un funcionamiento aceptable del puente durante el periodo de diseño.

El estado límite de fatiga y fractura. El estado límite de fatiga se debe considerar como restricciones impuestas al rango de tensiones que se da como resultado de un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de tensión.

La intención del estado límite de fatiga es limitar el crecimiento de fisuras bajo cargas repetitivas, a fin de impedir la fractura durante el periodo de diseño del puente. El estado límite de fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos sobre resistencia de materiales de las Especificaciones sobre Materiales de AAHSTO.

El estado del límite de resistencia. Está dirigido a garantizar resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir combinaciones de carga estadísticamente significativas que se anticipa que un puente experimentara durante su periodo de diseño. Bajo el estado límite de resistencia se pueden producir tensiones muy elevadas y daños estructurales, pero se espera que la integridad estructural global se mantenga.

Los estados límites correspondientes a eventos extremos. Están dirigidos a garantizar la supervivencia estructural del puente durante una inundación, un terremoto principal, cuando es embestido por una embarcación, o vehículo o el flujo de hielo, posiblemente donde la fundación esté en condiciones socavadas. Se considera que los estados límites extremos son ocurrencias únicas cuyo periodo de recurrencia puede ser significativamente mayor al periodo de diseño del puente.

La probabilidad unida de estos acontecimientos es sumamente baja, y, por consiguiente, se especifica que son aplicadas separadamente. Bajo de estas condiciones extremas, se espera que la estructura experimentara considerables deformaciones inelásticas.

FILOSOFÍA DE SEGURIDAD

Una revisión de las filosofías usadas en una variedad de especificaciones da como resultado tres posibilidades de diseño, diseño por esfuerzos admisibles (ASD), diseño por factores de carga (LFD), y diseño basado en la confiabilidad, una aplicación particular es el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). Estas filosofías son discutidas debajo.

DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES (ASD)

Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD) los primeros procedimientos de diseño fueron desarrollados con el enfoque principal en las estructuras metálicas. Las estructuras de acero tienen un comportamiento lineal hasta un punto de fluencia que está debajo de la resistencia última del material. La seguridad en el diseño se obtiene dando límites de esfuerzo a los esfuerzos producidos por los efectos de carga, estos deben ser una fracción del esfuerzo de fluencia y f_y ; por ejemplo un medio. Este valor sería equivalente a un factor de seguridad $F=2$, es decir

$$F = \frac{\text{Resistencia } R.}{\text{Efectos de carga. } Q} = \frac{f_y}{0.5 f_y} = 2$$

Debido a que las especificaciones ponen límites a los esfuerzos, esto llegó a ser conocido como Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD)

Otro punto que debe ser enfatizado en el método ASD es que este método no reconoce que las cargas tienen diferentes niveles de incertidumbre. La carga viva, muerta, viento son tratados igualmente en ASD. En la desigualdad factor de seguridad es aplicado al lado de la resistencia y el lado de la carga no está factorizado. En el método ASD la seguridad está determinada por:

$$F = \frac{\text{Resistencia } R.}{\text{Factor de Seguridad, } F} \geq \text{efectos de carga, } Q$$

Para el método ASD las cargas de diseño son valores fijos y son seleccionados de un código de diseño, no se considera el grado de variación en la predicción de los diferentes tipos de carga.

Finalmente el factor de seguridad escogido es basado en la experiencia y el criterio, por tanto las medidas cuantitativas de riesgo no pueden ser determinadas por la ASD. Solo la tendencia es conocida. Si el factor de seguridad es alto el número de fallas es bajo.

Sin embargo si el factor de seguridad es incrementado por una cierta cantidad, no se conoce en cuanto es incrementada la probabilidad de que la estructura no falle o la probabilidad de supervivencia de la estructura.

Además es más significativo decir “este puente tiene una probabilidad de falla de 1 en 10000 en 75 años de servicio” que decir “este puente tiene un factor de seguridad de 2.3”.

DISEÑO POR FACTORES DE CARGA (LFD)

Diseño por Factores de Carga (LFD) realizo un esfuerzo preliminar al reconocer que la carga viva, en particular, era más altamente variable que el peso muerto. Este pensamiento es contenido en el concepto de usar un multiplicador diferente en la carga muerta y en la carga viva; Un criterio de diseño puede ser expresado como:

$$1.3 M_D + 2.17 M_{L+I} \leq \phi M_u$$

Dónde

M_D = momento del peso muerto

M_{L+I} = momento de la carga viva e impacto

M_u = resistencia

ϕ = factor de reducción de resistencia

La resistencia se basa usualmente ya sea en lograr la pérdida de estabilidad de un componente o lograr una fuerza inelástica transversal. En algunos casos, la resistencia es disminuida por un "factor de reducción de resistencia," lo cual se basa en la posibilidad que un componente puede ser más pequeño de lo normal, el material puede tener menor resistencia, o el método de cálculo puede ser más o menos preciso.

En algunos casos, estos factores se han basado en análisis estadísticos de sus resistencias. La probabilidad de cargas más altas de lo esperadas unida a resistencias más bajas de lo esperadas ocurriendo al mismo tiempo y en el mismo lugar no es considerado.

En las Especificaciones Estándar, las mismas cargas son usadas para ASD y LFD. En el caso de LFD, las cargas están multiplicadas por factores mayores a la unidad y añadido a otras cargas factorizadas para producir combinaciones de carga para propósitos de diseño.

La desventaja del diseño por factores de carga visto desde el punto de vista del diseño probabilístico es que la carga factorizada y los factores de resistencia no fueron calibrados sobre una base que toma en cuenta la variabilidad estadística de parámetros naturales de diseño.

DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)

Para tener en cuenta la variabilidad en ambos lados de la desigualdad en la ecuación el lado de la resistencia debe ser multiplicado por un factor de base estadística ϕ el cual su valor es usualmente menor que uno, y el lado de la carga es multiplicado por un factor de carga de base estadística Y_i , su valor es un numero usualmente mayor que uno.

Debido a que los efectos de carga en un estado limite particular envuelve una combinación de diferentes tipos de carga Q_i que tiene diferentes grados de predictibilidad, el lado de los efectos de carga es representado por la sumatoria de valores $\Sigma Y_i Q_i$. Si la resistencia nominal está dada por R_n , el criterio de seguridad es:

$$\phi R_n \geq \text{efectos de } \Sigma Y_i Q_i.$$

Debido a que la Ec. 2.3 toma en cuenta factores de carga y factores de resistencia el método de diseño es llamado “Diseño por Factores de Carga y Resistencia, LRFD”.

Un criterio de diseño para el estado límite de resistencia I, puede ser expresado como:

$$\eta_i (\gamma_p M_{DC} + \gamma_p M_{DW} + \gamma_i M_{LL+IM}) \leq \phi M_u$$

$$\eta_i (1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75M_{LL+IM}) \leq \phi M_u$$

Dónde:

M_{DC} = momento debido a componentes estructurales

M_{DW} = momento debido a superficie de rodamiento

M_{LL+IM} = momento debido a carga viva + incremento dinámico

M_U = resistencia

ϕ = factor de reducción de resistencia

$\phi = 0.85$ factor de reducción para corte en hormigón

$\phi = 0.90$ factor de reducción para flexión en hormigón

η_i = Modificador de cargas

$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I$; $\eta_i = Y_i \eta_R \eta_I \geq 0.95$ para cargas para las cuales un valor máximo Y_i es apropiado y

$\eta_i = 1 / (\eta_D \eta_R \eta_I) \leq 1.0$ para cargas para las cuales un valor mínimo de Y_i es apropiada

Ductilidad	No Dúctiles	Convencionales	Excepcional
η_D	1.05	1.00	0.95
Redundancia	No Dúctiles	Convencionales	Excepcional
η_R	1.05	1.00	0.95
Importancia Operativa	Importante	Normal	Menos Importante
η_I	1.05	1.00	0.95

Y_p = Factor de carga para carga permanente

$Y_p = 1.25$ Para carga muerta de los componentes en construcción

$Y_p = 1.50$ Para superficie de rodamiento

$Y_p = 1.75$ Para carga viva e incremento dinámico

Y_I = Factor de carga para carga viva e incremento dinámico

Cuando se selecciona los factores de carga y factores de resistencia para puentes, se utiliza la teoría de probabilidad para los datos de las resistencias de los materiales y la estadística en los pesos de los materiales y las cargas vehiculares. Algunas ventajas y desventajas del método LRFD pueden ser resumidos en:

Ventajas del método LRFD

- Toma en cuenta la variabilidad en las cargas y las resistencias.
- Logra claramente uniformes niveles de seguridad para diferentes estados límites y tipos de puentes sin complejos análisis probabilísticas o estadísticos.
- Provee un método de diseño racional y consistente.

Desventajas del método LRFD

- Requiere un cambio en la filosofía de diseño (de los anteriores métodos de la AASTHO).
- Requiere un conocimiento de los conceptos básicos de la probabilidad y la estadística.
- Requiere disponibilidad de suficientes datos estadísticos y algoritmos de diseño probabilística para hacer ajustes en los factores de resistencia en situaciones particulares.

6.2. DISPOSICIONES NORMA “AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES”

6. 2.1. GENERAL

Los aspectos más significativos de la norma AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges para el diseño de superestructuras de puentes, se encuentran recopilados en el siguiente capítulo.

6.2.2. CARGAS AASHTO STANDARD

Toda estructura está sometida a distintos tipos de cargas durante su vida útil. Estas cargas varían dependiendo de la ubicación geográfica y del uso de ésta. La estructura al ser diseñada, debe contemplar todas estas cargas, o bien, las de mayor impacto, de forma que a lo largo de su vida útil sea capaz de soportarlas, individualmente y en forma combinada.

Las cargas que se analizan en el diseño de puentes, son las siguientes:

Carga Muerta

Carga Viva

Además

-Impacto o efecto dinámico de la carga viva vehicular

-Carga de Viento -Otras Fuerzas o Acciones, tales como: Frenado, Fuerza Centrífuga, Esfuerzos Térmicos, Presión de Tierras, Presión de Aguas, Sismo,

6.2.2.1. Carga Muerta

La carga muerta consiste en el peso propio de la superestructura completa. Incluye el tablero, pasillos, carpeta de rodado, y accesorios tales como tuberías, cables, etc.

Los pesos unitarios utilizados para el hormigón serán:

2,5 (T/m³) para losa, vigas y pasillos 2,4 (T/m³) para pavimentos

6.2.2.2. Carga Viva

La carga viva consiste en el peso de las cargas en movimiento sobre el puente, tales como los vehículos y peatones.

Carga de Camión

La carga móvil vehicular es la carga de camiones estándares o cargas de faja.

Camiones estándares

El camión de diseño ocupa un ancho de vía de tránsito de 3,05 (m) , colocado en una vía de diseño de 3,66 (m) de ancho; este camión se debe colocar en cada vía de diseño, a lo largo de la calzada, tantas veces como vías de diseño se puedan colocar en dicha calzada. Fracciones de vías de tránsito, no deben considerarse. Sin embargo, para calzadas con ancho entre 6.1 y 7.32 (m) , deben considerarse dos vías de diseño, cada una con un ancho igual a la mitad de la calzada.

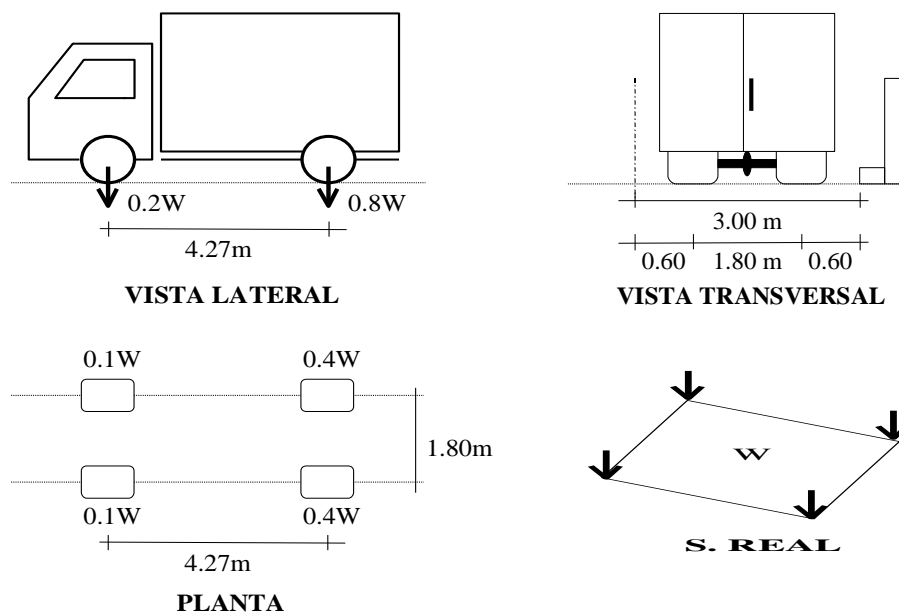


Figura 2.1: Ancho de camión según norma AASHTO Standard. Dimensiones en (m) .

La norma AASHTO Standard define cuatro clases de camiones estándares:

H 15 - 44

H 20 - 44

HS 15 - 44

HS 20 - 44

a) Camión H: La carga H consiste en un camión de dos ejes, como se ilustra a continuación.

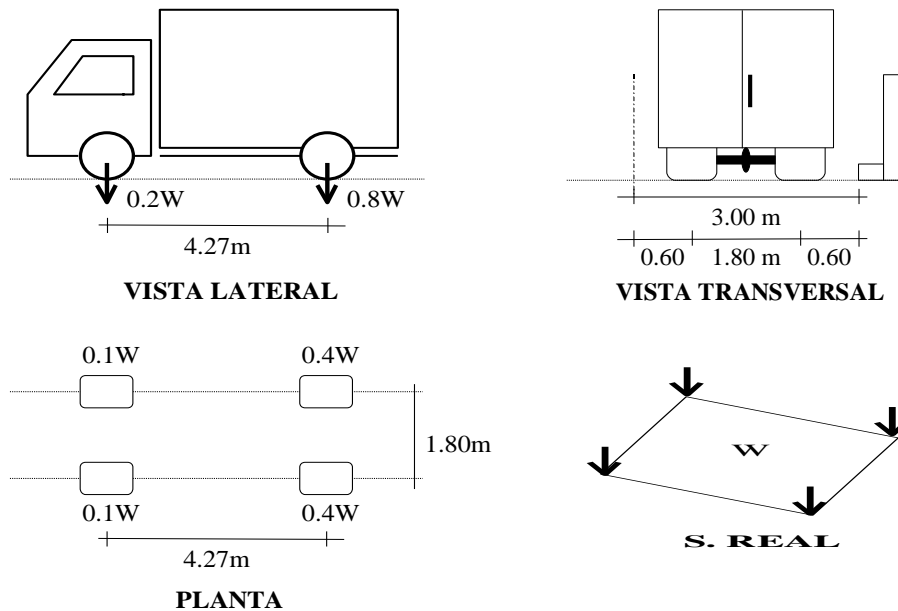


Figura 2.2: Camión Tipo H.

El camión H 20-44 tiene un peso de $3.63(T)$ y $14,52(T)$ en los ejes delantero y trasero respectivamente. En cambio, el camión H 15-44 tiene un peso de $2,72(T)$ y $10,88(T)$ en sus respectivos ejes, que corresponde a un 75% del camión H 20-44.

b) Camión HS: La carga HS consiste en un camión tractor con semitrailer. El camión HS 20-44 tiene un peso de $3.63(T)$ en el eje delantero y de $14,52(T)$ en cada uno de los ejes posteriores y es el que se ocupa en nuestro país. El camión HS 15-44 tiene un peso de $2.72(T)$ en el eje delantero y de $10.88(T)$ en cada uno de sus ejes posteriores, que corresponde a un 75% del camión HS 20-44.

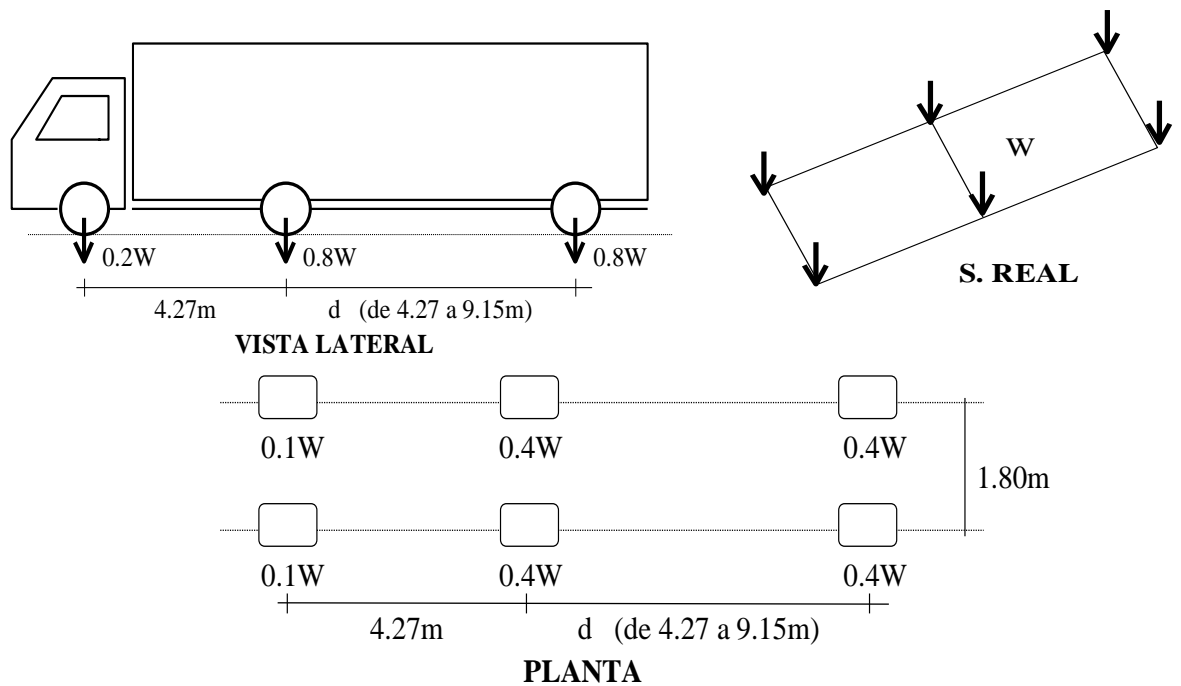
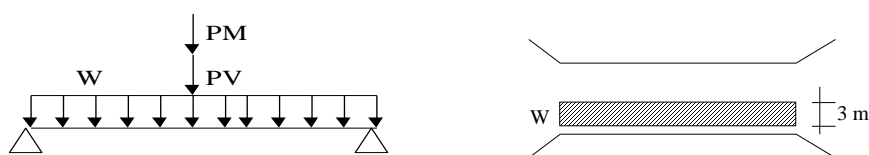


Figura 2.3: Cargas de Camión HS 20-44.

La separación entre los ejes traseros del camión se considera variable, debido a que este parámetro varía según los camiones actuales, y además, permite considerar la ubicación de las cargas, para así provocar los esfuerzos máximos en las vigas solicitadas.

Carga de Faja

La carga de faja consiste en una carga uniforme por metro lineal de vía de tránsito, combinada con una carga concentrada (o dos cargas concentradas en el caso de tramos continuos) colocada sobre la viga, en posición tal que provoque los máximos esfuerzos.



TIPO DE CARGA	W (Tn/m)	PM (Tn)	PV (Tn)
H20 – HS20	0.95	8.17	11.81
H15 – HS15	0.71	6.13	8.86
H10	0.48	4.09	5.91

Figura 2.5: Cargas de faja para camiones tipo.

Según la norma AASHTO STANDARD, para el cálculo de momentos y cortes, diferentes cargas concentradas deben ser usadas. Las cargas concentradas más ligeras deben ser usadas para calcular los esfuerzos por flexión, y las cargas concentradas más pesadas deben ser usadas para calcular los esfuerzos por corte.

Carga Peatonal

La carga móvil peatonal sobre los pasillos y sus apoyos adyacentes, consiste en una carga viva de 415 kg/m². Para el diseño de las vigas que soportan los pasillos y el tablero, la carga peatonal se debe tomar como se muestra a continuación:

Tabla 2.1: Carga viva peatonal

Luz (m)	CARGA VIVA PEATONAL W (Kg/m²)
0 a 7.60	416
7.61 a 30.5	293
Mayor a 30.5	$P = \left(146.3 + \frac{4489}{L} \right) \left(\frac{16.7 - b}{15.2} \right) \leq 292 \text{kg/m}^2$

Donde:

P : Carga viva sobre la acera (kg/m²).

L : Longitud de la acera (m).

b : Ancho de la acera (m).

6.2.2.3. Coeficientes que afectan a los Esfuerzos de Carga Viva

Los esfuerzos provocados por la carga viva vehicular, deben ser incrementados para incluir los efectos dinámicos, vibratorios y de impacto. Este aumento debe ser aplicado en el diseño de la superestructura, pilares y cepas (Grupo A, indicado en el apartado 3.8.1.1 de la norma AASHTO Standard), no así en el diseño de estribos, fundaciones, estructuras de madera y carga peatonal (Grupo B).

El coeficiente de impacto, se calcula como uno más el porcentaje de impacto.

$$C_I = 1 + \frac{15.24}{L + 38.11} \leq 1.30$$

Donde:

L = Longitud en metros de la porción de luz que es cargada para producir la máxima tensión en el elemento. Esta depende del miembro y sollicitación a analizar.

Coeficiente de Distribución C_D

El coeficiente de distribución es un factor que se obtiene de un análisis teórico complejo y trata de interpretar la distribución de las cargas de rueda del camión sobre las vigas longitudinales.

-Vigas interiores

El momento de flexión debido a la carga vehicular para cada viga interior, se debe multiplicar por una fracción de la carga de rueda, que depende del tipo de calzada, el tipo de viga y el número de vías de tránsito.

La fracción de la carga de rueda, llamada también coeficiente de distribución, está determinada por la Tabla 3.23.1 de la norma AASHTO Standard.

Para calzada y vigas T de hormigón armado, el coeficiente de distribución que entrega la norma es:

$$C_D = \frac{S}{1.829}$$

Donde:

S = Separación entre ejes de vigas (*m*)

En el caso de que S sea mayor a 3.05(*m*) , la fracción de carga de rueda sobre cada viga, debe ser la reacción de cada viga debido a la carga del eje más pesado del camión HS 20-44, asumiendo que la losa actúa como una viga simplemente apoyada entre las vigas. En nuestro país se utiliza, para este caso, todas las vías de diseño cargadas.

-Vigas Exteriores

La carga muerta sobre las vigas exteriores del puente, debe ser aquella porción de calzada sostenida por estas. Pasillos, barandas y pavimento, si se instalaron después de que la losa haya fraguado, pueden ser distribuidos equitativamente sobre las vigas.

El momento de flexión debido a la carga vehicular para cada viga exterior, se debe multiplicar por una fracción de la carga de rueda. Esta fracción será la reacción de cada viga debido a la carga del eje más pesado del camión HS 20-44, asumiendo que la losa actúa como una viga simplemente apoyada entre vigas.

En el caso de que el coeficiente para la viga exterior sea menor que el coeficiente para la viga interior, debe ser asumido este último coeficiente para la viga exterior.

Cuando la viga exterior soporta la carga peatonal, la carga vehicular, impacto y además la estructura está siendo diseñada por el método ASD, las tensiones admisibles deben ser incrementadas un 25% para la combinación de carga muerta,

carga peatonal, carga vehicular e impacto, proporcionando a la viga una capacidad no menor que la que se necesitaría si no existiesen los pasillos.

Los coeficientes de distribución para corte, se tomaran iguales que los de momento, debido a que la norma no presenta información sobre estos.

Coefficiente de Reducción CR

Según la norma AASHTO Standard, cuando los máximos esfuerzos son producidos en algún elemento debido a la carga simultanea de varias vías de transito, deben ser usados los siguientes porcentajes de carga vehicular, en vista de la menor probabilidad de ocurrencia.

Reducción por intensidad de Carga

Vías	CR
1 ó 2	1.00
3	0.90
4 ó más	0.75

Coefficiente de Mayoración, C_M

A fin de considerar el aumento de las cargas de los camiones que circulan por las carreteras del país, se ha agregado un coeficiente de mayoración sobre la carga viva del camión HS 20-44.

Este coeficiente de mayoración es tomado como 20%, es decir:

$$C_{MOP} = 1,2$$

6.2.2.4. Solicitación de carga vehicular sobre vigas

Momento

El momento de flexión debido a la carga viva vehicular, será el mayor valor obtenido entre el momento producido por la carga de camión HS 2044 y el momento producido por la carga de faja HS 20-44.

El momento máximo para la carga de camión HS 20-44, se determina mediante líneas de influencia, tal como se observa en la siguiente figura:

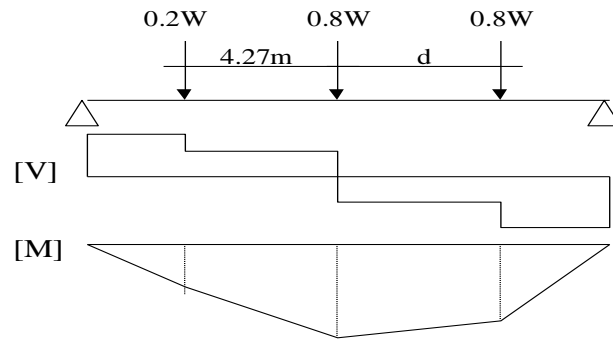


Figura 2.6: Carga de camión HS 20-44 para el cálculo de máximo momento, $L \geq 10.8 (m)$.

El momento máximo se encuentra en $x = L/2 + a/6$, de el apoyo izquierdo.

$$M_{\max} = P \left(\frac{1}{4L} \left(\frac{3L}{2} + \frac{a}{2} \right)^2 - a \right)$$

Donde:

$P = 7,26(T)$ para camión HS 20-44

$a =$ Distancia entre ejes mínima, $4.27 (m)$

El valor máximo se encuentra para una distancia entre ejes posteriores

(a1) mínima. Por lo tanto $a = a_1 = a_2 = 4.27 (m)$

Corte

El esfuerzo de corte máximo se obtiene colocando una de las cargas P del camión HS 20-44 sobre uno de los apoyos.

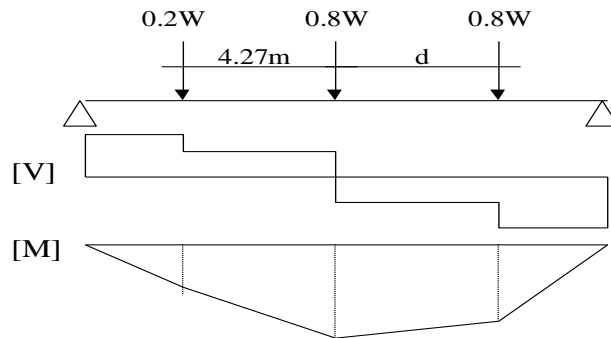


Figura 2.7: Carga de camión HS 20-44 para el calculo de corte máximo, $L \geq 10.8 (m)$.

El valor del corte máximo es igual a:

$$V_{\max} = \frac{P}{4} \left(9 - 6 \frac{a}{L} \right)$$

Donde:

$P = 7,26(T)$ para camión HS 20-44

$a =$ Distancia entre ejes mínima, 4.27 (m)

6.2.3. DISEÑO DE LA LOSA

El momento de flexión por carga viva vehicular por metro de ancho de losa deberá ser calculado de acuerdo a los siguientes métodos, a no ser que otros más exactos sean utilizados.

6.2.3.1. Tramos intermedios

El momento de flexión por metro de ancho de losa debe ser calculado acorde con los casos A o B, dados en la sección 3.24.3.1 y 3.24.3.2 de la norma AASHTO Standard. En este trabajo se usara el caso A.

Caso A: Refuerzo principal perpendicular al tránsito (AASHTO Standard, sección 3.24.3.1)

El momento de flexión (por metro de ancho de losa) causado por las cargas vehiculares se determina mediante la siguiente fórmula:

$$M_{\pm u} = \left(\frac{S + 0.61}{9.74} \right) P \quad [\text{Tn-m}]$$

Donde:

S = Longitud de luz efectiva de la losa (m)

$P = 7,26(T)$ para camión HS 20-44

Este momento se verá afectado por los coeficientes de impacto, mayoración y continuidad.

Para losas continuas sobre tres o más vigas, un factor por continuidad de 0.8 debe aplicarse a la fórmula anterior.

6.2.3.2. Tramos en voladizo

La fórmula para el cálculo de momento debido a carga vehicular sobre losas en voladizo, toma en cuenta que estos toman las cargas en forma independiente de los efectos del refuerzo de borde que se coloque a lo largo de sus extremos.

En el diseño, la carga de rueda deberá ubicarse a 0.305 (m) de la cara del guardarruedas. Si no se usan pasillos, la carga de rueda deberá estar a 0.305(m) del borde interior de la baranda o defensa.

En el diseño de los pasillos y losas, una carga de rueda debe localizarse sobre el pasillo y debe estar a 0.305(m) del borde interno de la baranda. Esto, en el “caso eventual” de que el camión suba sobre él.

Para este caso, se indica que las tensiones admisibles, tanto del hormigón como del acero, pueden ser aumentadas en un 50%.

De igual manera que para la sección anterior, se utilizara el caso A de la norma para el cálculo de los esfuerzos. Caso A: Refuerzo principal perpendicular al tránsito: Cada carga de rueda deberá ser distribuida sobre un ancho de losa de acuerdo a la siguiente expresión.

$$E = 0.8X + 1.143 \text{ (m)}$$

Donde: X = Distancia en metros desde el punto de aplicación de la carga hasta el punto de soporte del voladizo(m)

E = Ancho de distribución sobre la losa de la carga de rueda(m)

El momento por metro de ancho de losa será evaluado por la expresión:

$$M^-_u = \left(\frac{P}{E} \right) X$$

Donde: $P = 7.26(T)$. Carga de rueda del camión HS 20-44

6.2.3.3. Armadura de Repartición

El refuerzo de repartición debe ubicarse ortogonal y entre el refuerzo principal de la losa.

La cantidad de refuerzo de repartición será un porcentaje del refuerzo requerido para tomar el momento positivo. Si el refuerzo principal es perpendicular al tránsito:

$$P = \frac{121}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

Donde:

P = Porcentaje de la armadura principal que corresponde a la de repartición

S = Separación entre ejes de vigas (m)

Cuando se use la armadura principal perpendicular al tránsito, la cantidad especificada como armadura de distribución debe ubicarse en la parte central de la losa, y ha de usarse al menos el 50% de dicha armadura en los otros 2 dos cuartos de la losa.

6.2.4 HORMIGÓN ARMADO

6.2.4.1. General

Las especificaciones de esta sección son pensadas para el diseño de estructuras de puentes de hormigón armado (no pretensado).

Tabla 2.3: Clasificación de los hormigones según su resistencia a la compresión

GRADO	Resistencia especificada cilíndrica (AASHTO)	
	(MPa)	(kgf/cm ²)
H5	4	40
H10	8	80
H15	12	120
H20	16	160
H25	20	200
H30	25	250
H35	30	300
H40	35	350
H45	40	400
H50	45	450
H55	50	500
H60	55	550

Considerando que la resistencia f'_c para hormigones especificada por la AASHTO, se basa en ensayos sobre probetas cilíndricas a los 28 días de edad.

6.2.4.2. Análisis

Todos los miembros de la estructura deben diseñarse para los máximos efectos de las cargas especificadas anteriormente y determinadas por la teoría del análisis elástico.

Modulo de elasticidad

El módulo de elasticidad del hormigón E_c se debe considerar como:

$$E_c = 4730\sqrt{f'_c} \quad [\text{MPa}]$$

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo E_s , se tomará como 200000 (MPa)

Luces efectivas

La longitud de luces (efectiva), para miembros que no son construidos íntegramente con sus apoyos, será la luz libre más la altura del miembro, pero no necesita exceder la distancia entre centros de los apoyos.

La longitud efectiva para losas está especificada en el Artículo 3.24.1 de la norma AASHTO Standard. Este dice que:

Para losas simplemente apoyadas, la luz efectiva será la distancia entre centros de las vigas que la soportan, pero no debe exceder la luz libre más el espesor de la losa.

Para losas monolíticas continuas sobre 2 o más apoyos, su luz efectiva será la luz libre entre vigas que la soportan.

Control de las deformaciones

Los elementos de la estructura de un puente, sometidos a flexión, deberán diseñarse para tener una adecuada rigidez y así limitar las deflexiones que puedan afectar adversamente la resistencia o serviciabilidad de la estructura.

Limitaciones de altura para la superestructura

Las alturas mínimas estipuladas en la tabla 2.4. son recomendadas, a menos que el cálculo de las deflexiones indique que alturas menores pueden ser usadas sin efectos adversos.

Tabla 2.4: Alturas mínimas recomendadas para elementos de altura constante. (AASHTO Standard, Tabla 8.9.2)

Elemento	Luces simples(<i>m</i>)	Luces continuas(<i>m</i>)
Losas con refuerzo principal paralelo al tráfico. (No es nuestro caso)	$1.2 * \left(\frac{S + 3.05}{30} \right)$	$\left(\frac{S + 3.05}{30} \right) \geq 16.5$
Vigas T	0.07*S	0.065*S
Vigas cajón	0.06*S	0.055*S

Donde: S = Longitud de luz (efectiva)

Limitaciones para las deformaciones de la superestructura.

Si se calculan las deflexiones, los siguientes criterios son recomendados:

Miembros que tienen luces simples o continuas, preferentemente serán diseñados para que la deflexión debida a la carga viva más el impacto no exceda L/800 de la luz, excepto en puentes de áreas urbanas usados en parte por peatones donde la razón no deberá exceder L/1000.

La deflexión en elementos en voladizo debido a la carga vehicular más el impacto, preferentemente será limitada a $L/300$ de la longitud del voladizo, excepto para el caso en que sea usado también por peatones donde la razón será de $L/375$.

Ancho del ala en compresión

Vigas T:

El ancho efectivo total de la losa como ala de viga T no deberá exceder un cuarto de la luz efectiva de la viga. El ancho efectivo del ala que sobresale a cada lado del alma no deberá exceder seis veces el espesor de la losa o la mitad de la distancia libre a la próxima alma (Distancia entre bordes de almas de vigas consecutivas).

Diafragmas o travesaños.

La norma indica, que se deben usar diafragmas en los extremos de las vigas T y vigas cajón, a menos que se usen otros métodos para resistir las fuerzas laterales y mantener la sección geométrica del tablero. Los diafragmas podrán omitirse solo si un detallado análisis estructural demuestra un adecuado comportamiento de la estructura.

Según la norma AASHTO Standard, un travesaño intermedio es recomendado en la sección de máximo momento positivo para luces mayores a $12(m)$.

6.2.4.3. Método de diseño por cargas de servicio

Tensiones admisibles

Para el diseño de todas las estructuras y elementos de estas, se considerara un hormigón H 30 ($f'_c = 25(MPa)$) y acero de refuerzo Grado 60

- Hormigón (AASHTO Standard, sección 8.15.2.1)

Las tensiones en el hormigón no deben exceder las siguientes:

- Tensión de la fibra extrema en compresión $= f_c = 0,4 f'_c$ (MPa)
 - Tensión de la fibra extrema en tracción $= f_t = 0,21 f'_c$ (MPa)
 - -Módulo de rotura $= f_r = 0.66 \sqrt{f'_c}$
 -
- Refuerzo (AASHTO Standard, sección 8.15.2.2)

Las tensiones admisibles en el refuerzo, f_s , son:

- Acero con tensión de fluencia de 280 o 350 (MPa), $f_s = 140$ (MPa)
- Acero con tensión de fluencia de 420 (MPa) o mayor, $f_s = 168$ (MPa)

Flexión

Hipótesis de diseño

En flexión, se deben considerar las siguientes hipótesis de diseño para el método de tensiones admisibles.

-En los miembros de hormigón armado, el hormigón no resiste tracción.

-La razón de módulos, $n = \frac{E_s}{E_c}$, deberá tomarse como el número entero más cercano (pero no menor que 6).

Armadura mínima

La armadura mínima a utilizar para el diseño por tensiones admisibles será

$$A_s = \frac{1.4b_w d}{f_y}$$

Donde:

b_w = Ancho de alma

d = Distancia desde la fibra extrema de compresión al centroide del acero de refuerzo en tracción.

f_y = Resistencia de fluencia del acero

Corte

La tensión de diseño para corte, v , debe ser calculada por:

$$V_{ad} = \frac{V}{b_w d}$$

Donde:

V = Fuerza de corte de diseño en la sección considerada

b_w = Ancho de alma

d = Distancia desde la fibra extrema de compresión al centroide del acero de refuerzo en tracción.

Esfuerzo de corte tomado por el hormigón

Para miembros sujetos solo a corte y flexión, el esfuerzo de corte soportado por el hormigón, v_c , puede ser tomado como $0.09 * \sqrt{f'_c}$ (MPa). Un cálculo más detallado de la tensión de corte admisible puede ser hecho usando:

$$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{12} + 9\rho_w \left(\frac{Vd}{M} \right) \leq 0.16\sqrt{f'_c}$$

Donde:

M = Momento de diseño que ocurre simultáneamente con V en la sección que esta siendo considerada.

$$\left(\frac{V_d}{M}\right) = \text{Cantidad que no debe tomarse mayor que 1.}$$

Área de refuerzo.

Cuando la tensión de corte de diseño, v , exceda la tensión de corte soportada por el hormigón, v_c , deberá proveerse refuerzo de acero. Si el refuerzo de acero es perpendicular al eje del elemento, el área usada será:

$$A_v = \frac{(v - v_c)b_w s}{f_s}$$

Donde:

s = Espaciamiento de la armadura de corte.

f_s = Tensión admisible del acero de refuerzo.

Límites para el refuerzo de corte

-Refuerzo mínimo para esfuerzo de corte

Una mínima área de refuerzo debe ser proporcionada en todos los miembros a flexión, excepto losas y zapatas, donde la tensión de corte de diseño, v , exceda la mitad de la tensión admisible de corte soportada por el concreto, v_c . Cuando refuerzo de corte sea requerido, el área proporcionada no deberá ser menor que:

$$A_v = \frac{b_w s}{3f_y}$$

Donde:

b_w = Ancho del alma

f_y = Resistencia de fluencia del acero

S = Espaciamiento entre refuerzo

El espaciamiento del refuerzo de corte colocado perpendicular al eje del elemento no debe exceder $d/2$ o $0.60(m)$ (ACI 99, Apéndice A, Sección 7.5.4.1).

Cuando $(v - v_c)$ exceda $\frac{\sqrt{f'_c}}{6}$, el máximo espaciamiento dado, debe reducirse a la mitad.

Espaciamientos límites para refuerzo

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser el diámetro nominal de la barra, pero no menor de $25(mm)$.

Cuando la armadura paralela se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de $25 (mm)$. Para las losas, la separación de la armadura principal por flexión no debe ser mayor de 3 veces el espesor de la losa, ni de $500(mm)$.

Recubrimientos

Deben ser proporcionados los siguientes recubrimientos mínimos para el acero de refuerzo:

-Viga:	Refuerzo principal, superior e inferior:	5
	Estribos, amarras, zunchos:	4
-Losa	Refuerzo superior:	4
	Refuerzo inferior:	2.5

6.3. DISPOSICIONES NORMA AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS

6.3.1. GENERAL

El cambio más significativo que introdujo la norma AASHTO LRFD en el cálculo de estructuras de puentes es la utilización del método LRFD: Load and Resistance Factor Design, el cual corresponde a un método de estados límites últimos, que considera factores para cada carga y para cada resistencia nominal.

Otro aspecto importante que introdujo esta norma es la forma de combinar las cargas, ya que ésta considera algunos factores que van a cambiar el margen de seguridad del puente, dando una mayor confiabilidad a la estructura. Estos factores corresponden a coeficientes de ductilidad, redundancia e importancia de la estructura.

Esta norma, además, introdujo una nueva forma de combinar el modelo de carga vehicular, debido a que se establecen tres tipos de cargas vivas vehiculares: Camión de Diseño, Tándem de Diseño y Carga de Faja de Diseño.

En general, en este capítulo se muestran las disposiciones más importantes de la norma AASHTO LRFD (1998) que se utilizarán en el posterior diseño de las superestructuras de los modelos elegidos.

6.3.2. ESTADOS LÍMITES

Un Estado Límite define condiciones que se quiere que una estructura satisfaga. En general, un elemento estructural tendrá que satisfacer diferentes estados límites. Los Estados Límites definidos por la norma AASHTO LRFD son los siguientes:

6.3.2.1. Estado Límite de Servicio

Se debe considerar como restricciones a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura, bajo condiciones regulares de servicio.

Las combinaciones de carga de este estado son las siguientes (AASHTO LRFD, sección 3.4):

- **SERVICIO I:** Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 (km/h), tomando todas las cargas con sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.
- **SERVICIO II:** Combinación de carga cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y la falla de las conexiones críticas debido a la carga viva vehicular.
- **SERVICIO III:** Combinación de carga relativa sólo a la tracción en estructuras de hormigón pretensado con el objetivo de controlar el agrietamiento.

6.3.2.2. Estado Límite de Fatiga y Fractura

El estado límite de fatiga se debe considerar como restricciones impuestas al rango de tensiones.

El estado límite de fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos sobre resistencia de materiales de las Especificaciones sobre materiales de la AASHTO.

La combinación de carga de este estado límite es la siguiente (AASHTO LRFD, sección 3.4):

- **FATIGA:** Combinación de cargas relativa a la carga viva vehicular repetitiva y a la respuesta dinámica que se provoca producto de diseñar utilizando el camión especificado en el artículo 3.4.2.2 de esta tesis.

6.3.2.3. Estado Límite de Resistencia

Define los criterios de capacidad última de la estructura para asegurar su resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de carga estadísticamente significativas que se espera que el puente experimente en su vida útil. Las combinaciones de este estado límite son las siguientes (AASHTO LRFD, sección 3.4):

- **RESISTENCIA I:** Combinación de carga básica para el camión normal sin viento.
- **RESISTENCIA II:** Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida (sobrepeso), o ambos, sin viento.
- **RESISTENCIA III:** Combinación de carga que representa el puente expuesto a velocidades del viento mayores a 90 (Km/h) .
- **RESISTENCIA IV:** Combinación de carga que representa una alta relación entre las solicitaciones provocadas por sobrecarga y carga muerta.
- **RESISTENCIA V:** Combinación de carga que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 (Km/h) .

6.3.2.4. Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos

Se debe considerar el estado límite correspondiente a Eventos Extremos para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o sismo significativo, o cuando es embestido por una embarcación, un vehículo o un flujo de hielo, posiblemente en condiciones socavadas. Las combinaciones de este estado límite son las siguientes (AASHTO LRFD, sección 3.4):

- EVENTO EXTREMO I: Combinación de cargas que incluye sismos
- EVENTO EXTREMO II: Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos.

6.3.3. ECUACIÓN BÁSICA DE DISEÑO

El método LRFD, puede ser expresado mediante la siguiente expresión:

$$\sum \eta_i \cdot \gamma_i \cdot Q_i \leq \phi \cdot R_n = R_r$$

Donde:

η_i : Factor de modificación de cargas, relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operacional de la estructura.

γ_i : Factor de Carga, multiplicador estadístico que se aplica a las solicitaciones.

Q_i : Solicitación

ϕ : Factor de Resistencia, multiplicador estadístico aplicado a las resistencias nominales.

R_n : Resistencia Nominal

R_r : Resistencia de cálculo

El término de la izquierda corresponde a la Resistencia Requerida y el de la derecha a la Resistencia de Cálculo, siendo esta última la resistencia que provee el componente estructural considerado como viga, ó columna.

El factor η_i depende de los coeficientes η_D , η_R y η_I , los cuales están relacionados con la ductilidad, redundancia e importancia operacional, respectivamente.

-Ductilidad

Una estructura puede tener dos tipos de comportamiento: frágil o dúctil. El comportamiento frágil es indeseable porque implica, generalmente, la pérdida repentina de la capacidad de carga cuando se excede el límite elástico. El comportamiento dúctil es caracterizado por deformaciones inelásticas significativas antes de que ocurra cualquier pérdida de capacidad. Este comportamiento es una advertencia de la falla estructural. El factor relacionado con la ductilidad para el estado límite de resistencia es:

$\eta_D \geq 1.05$ Para componentes no dúctiles y conexiones

$\eta_D = 1.00$ Para diseños convencionales

$\eta_D \geq 0.95$ Para los componentes y conexiones con ductilidad mayor que la especificada.

Para los otros estados límites: $\eta_D = 1.00$

-Redundancia

A menos que existan motivos justificados, se deben usar estructuras continuas y con múltiples recorridos de cargas.

Estas estructuras son capaces de soportar cargas, incluso, luego de la pérdida de un elemento o conexión importante.

El factor relacionado con la redundancia para el estado límite de resistencia es:

$\eta_R \geq 1.05$ Para componentes no redundantes

$\eta_R = 1.00$ Para niveles convencionales de redundancia

$\eta_R \geq 0.95$ Para niveles excepcionales de redundancia

Para los otros estados límites: $\eta_R = 1.00$

-Importancia Operacional

Se basa en requisitos sociales, de seguridad y defensa. El factor relacionado con la importancia operacional para el estado límite de resistencia es:

$\eta_I \geq 1.05$ Para puentes de importancia

$\eta_I = 1.00$ Para puentes típicos

$\eta_I \geq 0.95$ Para puentes relativamente menos importantes

Para los otros estados límites: $\eta_I = 1.00$

Finalmente, el factor η_i , se define de la siguiente manera:

-Cuando se requiera un valor máximo de γ_i : $\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I \geq 0.95$

i DRI

1

-Cuando se requiera un valor mínimo de γ_i : $\eta_i = \frac{1}{\eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I} \leq 1.0$

6.3.4. CARGAS

6.3.4.1. Cargas Permanentes

Se distinguen dos grupos: Cargas Permanentes (AASHTO LRFD, sección 3.5.1) y Cargas de Suelo (AASHTO LRFD, sección 3.5.2).

Las cargas permanentes se subdividen en:

- DC: Carga permanente de componentes estructurales y accesorios no estructurales.
- DW: Carga permanente de superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos. Las cargas de suelo se subdividen en:
 - EH: Empuje horizontal del suelo
 - ES: Sobrecarga de suelo
 - DD: Fricción Negativa
 - EV: Presión Vertical del suelo de relleno

6.3.4.2. Cargas Transitorias

Se definen las siguientes cargas transitorias:

- BR: Fuerza de frenado de vehículos
- CE: Fuerza centrífuga de vehículos
- CR: Creep o Fluencia Lenta
- CT: Fuerza de Colisión de un vehículo
- CV: Fuerza de Colisión de una embarcación
- EQ: Sismo
- R: Fricción
- IC: Carga de Hielo
- IM: Carga Dinámica
- LL: Carga Viva vehicular
- LS: Sobrecarga Viva
- PL: Carga Peatonal
- SE: Asentamiento
- SH: Contracción
- TG: Gradiente de Temperatura
- TU: Temperatura uniforme
- WA: Carga Hidráulica y Presión del flujo de agua
- WL: Viento sobre la Carga Vehicular
- WS: Viento sobre la Estructura

Las cargas a utilizar en la investigación son:

- DC: Carga permanente de componentes estructurales
- DW: Carga permanente de superficies de rodamiento
- IM: Carga Dinámica
- LL: Carga Viva vehicular

Carga Viva

La carga viva vehicular consiste en el peso de las cargas en movimiento sobre el puente. Se tienen dos tipos: Vehicular y Peatonal.

Carga peatonal (AASHTO LRFD, sección 3.6.1.6)

La carga peatonal consiste en una carga de $0.0036(MPa)$ que se aplica a todos los pasillos de más de $600(mm)$, y que se considera simultáneamente con la carga vehicular.

Los puentes utilizados solamente para transito peatonal y/o de bicicletas serán diseñados para una carga viva de $0.0041(MPa)$.

Carga Vehicular

El número de vías de transito que se debe fijar, es la parte entera del cuociente:

$$\frac{w}{3.6}$$

Donde: w : Ancho libre del camino, entre guardarruedas o entre defensas(m)

Para caminos con ancho entre $6.0(m)$ y $7.2(m)$, se considerarán dos vías de transito, cada una con la mitad del ancho.

Se definen tres tipos de cargas: Carga de Camión, Carga de Faja y Carga de Tándem.

La carga vehicular total a utilizar es designada “Carga HL-93”. Esta carga será la mayor sollicitación proveniente de las combinaciones:

- Carga de Camión + Carga de faja
- Carga de Tándem + Carga de Faja

Carga de Camión

El camión de diseño de la norma AASHTO LRFD es similar al camión HS 20-44 especificado en la norma Standard. Transversalmente, el ancho de vía de diseño es de $3.6(m)$, con una separación entre ejes de ruedas de $1,8(m)$, tal como se muestra en la siguiente figura.

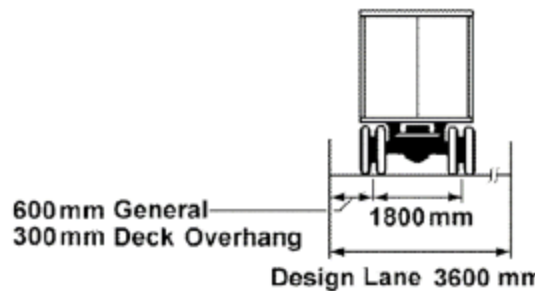


Figura 3.1: Sección transversal del Camión de la norma AASHTO LRFD.

En la dirección longitudinal se tiene una distancia de separación entre ejes de ruedas de $4.3(m)$ y otra que varía entre $4.3(m)$ y $9.0(m)$, considerando la que provoque las máximas sollicitaciones. Los dos últimos ejes reciben la mayor parte de la carga, $14,8 (T)$ en cada eje, y $3.57 (T)$ en su eje delantero, lo que se aprecia en la siguiente figura:

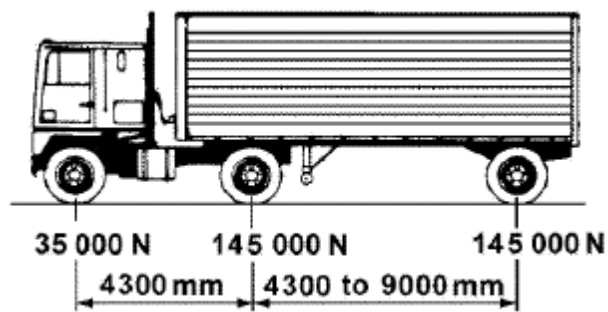


Figura 3.2: Sección longitudinal del Camión de la norma AASHTO LRFD.

Carga de Tándem

El Tándem de diseño consiste en un par de ejes de carga igual a $11.22(T)$ espaciados longitudinalmente a $1.2(m)$. El espaciamiento transversal de ruedas será de $1.8(m)$.

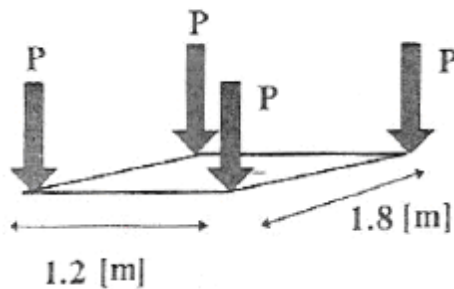


Figura 3.3: Carga de Tándem.

Carga de faja

La carga de faja consiste en una carga de $0.949 Tn/m$, distribuida uniformemente en la dirección longitudinal.

Transversalmente, la carga de faja se asume uniformemente distribuida sobre un ancho de $3(m)$.

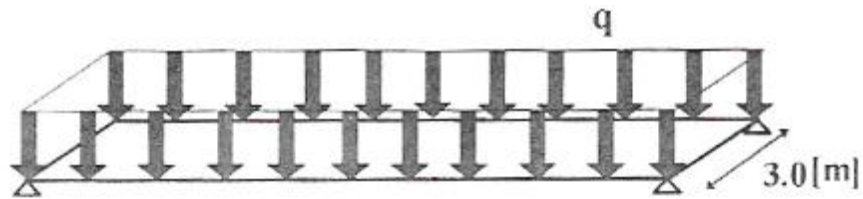


Figura 3.4: Carga de faja de la norma AASHTO LRFD.

Carga de fatiga

La carga móvil de fatiga consiste en un camión igual al establecido en Carga de Camión, solo que con un espaciamiento fijo de 9,0 (m) entre ejes de peso igual a $14.8(T)$. Además no se considera la carga de faja.

El estado de fatiga no necesita ser investigado para las losas de hormigón con vigas múltiples.

Carga dinámica admisible *IM*

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño serán aumentados en el porcentaje especificado en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1: Carga dinámica admisible (AASHTO LRFD, Tabla 3.6.2.1-1)

Componentes	IM (%)
Juntas de losa – Todos los estados limites	75
- Todos los demás componentes	
• Estado limite de fatiga y fractura	15
• Todos los demás estados limites	33

El factor que se aplicara a la carga estática será: $C_I = (1 + \frac{IM}{100})$

La carga dinámica admisible no se aplica sobre la carga peatonal ni sobre la carga de faja.

6.3.4.3. Combinaciones y factores de carga

Las combinaciones de carga consideradas para cada uno de los estados límites poseen diferentes factores de carga que se determinaran utilizando las siguientes tablas:

Tabla 3.2: Factores de carga para cargas permanentes, y_p (AASHTO LRFD, tabla 3.4.1-2)

Tipo de carga	Factor de carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Carga Muerta de componentes estructurales DW: Superficie de rodado	1,25 1,5	0,9 0,65

Tabla 3.3: Combinaciones de carga y factores de carga (LRFD 1998 tabla 3.4.1-1)

Combinación de cargas	<i>DC</i>	<i>LL IM</i>	<i>WA</i>	<i>WS</i>		<i>FR</i>	<i>TU CR</i>	<i>TG</i>	<i>SE</i>	Utilice uno de estos a la vez			
	<i>DD</i>									<i>CE BR</i>	<i>EQ</i>	<i>IC</i>	<i>CT</i>
Estado limite	<i>DW</i>	<i>PL LS</i>											
	<i>EH EV</i>						<i>SH</i>						
	<i>ES EL</i>						<i>WL</i>						
Resistencia I	<i>py</i>	1,75	1	-	-	1	0,5/1,2	<i>yTG</i>	<i>ySE</i>	-	-	-	-
Resistencia II	<i>py</i>	1,35	1	-	-	1	0,5/1,2	<i>yTG</i>	<i>ySE</i>	-	-	-	-
Resistencia III	<i>py</i>	-	1	1,4	-	1	0,5/1,2	<i>yTG</i>	<i>ySE</i>	-	-	-	-
Resistencia IV Solo EH, ES, EV, DW, DC	1,5 <i>py</i>	-	1	-	-	1	0,5/1,2	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	<i>py</i>	1,35	1	0,4	1	1	0,5/1,2	<i>yTG</i>	<i>ySE</i>	-	-	-	-
Evento extremo I	<i>py</i>	<i>yEQ</i>	1	-	-	1	-	-	-	1	-	-	-
Evento extremo II	<i>py</i>	0,5	1	-	-	1	-	-	-	-	1	1	1
Servicio I	1	1	1	0,3	0,3	1	1/1,2	<i>yTG</i>	<i>ySE</i>	-	-	-	-
Servicio II	1	1,3	1	-	-	1	1/1,2	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1	0,8	1	-	-	1	1/1,2	<i>yTG</i>	<i>ySE</i>	-	-	-	-
Fatiga - Solo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

6.3.4.4. Aplicación de las cargas

Aplicación de las cargas de camión

La carga vehicular a utilizar se determina como la condición más desfavorable entre: la carga de camión más la carga de faja o la carga de tándem más la carga de faja.

En el diseño, la carga de camión o de tándem deberá posicionarse transversalmente, tal que el centro de la rueda externa este a más de:

-0,3(m) de la cara interna del guardarruedas o de la baranda, para el diseño de la losa en voladizo.

-0,6(m) del borde de la vía de diseño, para el diseño de todos los demás elementos.

Coefficientes de distribución

Si el puente es analizado utilizando métodos aproximados se deben utilizar los coeficientes de distribución en el cálculo de las estructuras.

La distribución de la carga viva vehicular se puede utilizar para vigas y travesaños, con excepción de vigas cajón de acero con losa de hormigón, si cumplen con las siguientes condiciones (AASHTO LRFD, sección 4.6.2.2.1):

-Ancho de losa constante.

-Numero de vigas no menor a tres.

-Vigas paralelas y con aproximadamente igual rigidez.

- La superficie de rodado en el voladizo no debe exceder los 910 (mm) .
- La curvatura en el plano es menor que el limite especificado en el articulo 4.6.1.2 de la norma AASHTO LRFD.

-La sección transversal es constante y coincide con una de las secciones transversales mostradas en la tabla 4.6.2.2.1-1 de la norma AASHTO LRFD.

Los coeficientes de distribución para momento y corte que se utilizan para el diseño de las superestructuras de puentes con vigas de hormigón armado, se especifican en las siguientes tablas, haciendo la distinción entre vigas interiores y vigas exteriores. (AASHTO LRFD, Tablas 4.6.2.2.2b1, 4.6.2.2.2d-1, 4.6.2.2.3a-1, 4.6.2.2.3b-1)

Tabla 3.4: Coeficiente de distribución de momento para viga interior

Nº de Vías Cargadas	Coeficiente de distribución	Rango de Aplicabilidad) (mm)
1	$C_{dmi} = 0.06 + \left(\frac{S}{4300} \right)^{0.4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0.1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
1	Usar el menor valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o con la ley de momentos	$N_b = 3$
2 o más	$C_{dmi} = 0.075 + \left(\frac{S}{2900} \right)^{0.6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0.1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
2 o más	Usar el menor valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o con la ley de momentos	$N_b = 3$

Donde:

C_{dmi} = Coeficiente de distribución de momento para viga interior

S = Espaciamiento entre ejes de vigas(mm)

L = Luz de la viga

t_s = Espesor de la losa

N_b = Numero de vigas de la superestructura

K_g = Parámetro de rigidez longitudinal (mm^4)

$$K_g = n \cdot (I + A \cdot e_g^2)$$

En la cual:

$$n = \frac{E_b}{E_d}$$

Donde:

E_b = Modulo de elasticidad del material de la viga

E_d = Modulo de elasticidad del material de la losa

I = Momento de inercia de la viga no compuesta (mm^4)

A = Área de la viga no compuesta (mm^2)

e_g = Distancia entre los centros de gravedad de la viga no compuesta y la losa(mm)

Tabla 3.5: Coeficiente de distribución de momento para viga exterior

Nº de Vías Cargadas	Coeficiente de distribución	Rango de Aplicabilidad) (mm)
1	Usar Ley de momentos	
2 o más	$Cdme = e \times Cdm_i$	$N_b \geq 4$ $-300 \leq d_e \leq 1700$
2 o más	Usar el menor valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o con la ley de momentos	$N_b = 3$

Donde:

$Cdme$ = Coeficiente de distribución de momento para viga exterior

Cdm_i = Coeficiente de distribución de momento para viga interior

Además:

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$$

Donde:

d_e = Distancia entre la cara exterior del alma de la viga externa hasta el borde interior del guardarruedas o barrera(mm)

Tabla 3.6: Coeficiente de distribución de corte para viga interior

N° de Vías Cargadas	Coeficiente de distribución	Rango de Aplicabilidad) (mm)
1	$C_{dci} = 0.36 + \frac{S}{7600}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
1	Usar la ley de momentos	$N_b = 3$
2 o más	$C_{dci} = 0.20 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^2$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
2 o más	Usar la ley de momentos	$N_b = 3$

Donde:

C_{dci} = Coeficiente de distribución de corte para viga interior

S = Espaciamiento entre ejes de vigas (mm)

Tabla 3.7: Coeficiente de distribución de corte para viga exterior

N° de Vías Cargadas	Coeficiente de distribución	Rango de Aplicabilidad) (mm)
1	Usar Ley de momentos	
1	$Cdce = e \times Cdc_i$	$N_b \geq 4$ $-300 \leq d_e \leq 1700$
2 o más	Usar la ley de momentos	$N_b = 3$

Donde:

$Cdce$ = Coeficiente de distribución de corte para viga exterior

Cdc_i = Coeficiente de distribución de corte para viga interior

Además

$$e = 0.6 + \frac{d_e}{3000}$$

Donde:

d_e = Distancia desde la cara exterior del alma de la viga externa hasta el borde interior del guardarruedas o barrera (mm)

6.3.5. FACTORES DE RESISTENCIA

Los factores de reducción de la resistencia ϕ son los multiplicadores que se aplican a la resistencia nominal de cada elemento. Estos varían según el elemento considerado, el tipo de sollicitación y el material utilizado.

Tabla 3.8: Factores de resistencia

Uso	Factor de resistencia ϕ
- Flexión y tracción	
Hormigón armado	0,9
Hormigón pretensado	1
- Corte y Torsión	
Hormigón de peso normal	0,9
Hormigón liviano	0,7
-Compresión Axial	0,75
-Apoyo de hormigón	0,7
Compresión en los modelos de puntal y nudo	0,7
-Compresión en las zonas de anclaje	
Hormigón de peso normal	0,8
Hormigón liviano	0,65
-Tracción en el acero en zonas de anclaje	1

6.3.6. ESTADOS DE CARGA

Las combinaciones de carga que se utilizaran en el diseño de los modelos de las superestructuras serán:

$$\text{Resistencia I : } R_f = \eta \cdot [1,25 \cdot DC + 1,5 \cdot DW + 1,75 \cdot (LL + IM)]$$

$$\text{Servicio I : } S_f = \eta \cdot [1,0 \cdot (DC + DW) + 1,0 \cdot (LL + IM)]$$

$$\text{Fatiga : } F = \eta \cdot 0,75 \cdot (LL + IM)$$

6.3.7. DISEÑO DE LA LOSA DE HORMIGON ARMADO

El Método Elástico Aproximado (especificado en el artículo 4.6.2.1 de la norma AASHTO LRFD), el Método Refinado (especificado en el artículo 4.6.3.2 de la norma AASHTO LRFD), o el Método Empírico (especificado en el artículo 9.7.2 de la norma AASHTO LRFD), pueden ser utilizados para realizar el diseño de losas de hormigón armado.

El Método Elástico Aproximado, conocido también como Método de las Franjas, simula franjas que van de un lado a otro del tablero, modelándolas como vigas simplemente apoyadas. Este método corresponde a un método similar al utilizado en la norma AASHTO Standard.

El Método Refinado, consiste en modelar el sistema de losas y vigas del puente con elementos finitos.

El Método Empírico de diseño para las losas de hormigón, no es un método de análisis, sino que un procedimiento para fijar la cantidad de armadura que la losa necesita. Este método se aplica en los tramos interiores de las losas. No se utiliza para tramos de losa en voladizo.

El espesor mínimo de la losa será de (AASHTO LRFD, sección 9.7.1.1):

$$e_{MIN} = 175 \text{ (mm)}$$

6.3.7.1. Diseño de tramos centrales por el Método Empírico

Según la norma AASHTO LRFD, la investigación ha demostrado que la acción estructural por la que las losas de hormigón resisten las cargas de ruedas no es la flexión, si no que es un estado tensional complejo interno tipo membrana, referido a un efecto de “Arco interno”, por lo cual, se requiere solamente cantidad mínima de refuerzo isotropico para resistir la sollicitación. Este refuerzo de acero provee una resistencia de flexión local y es requerido para un confinamiento global y así desarrollar el efecto arco.

El diseño de la losa por medio de este método se puede realizar si se satisfacen las siguientes condiciones (AASHTO LRFD, sección 9.7.2.4)

- Los elementos soportantes deben estar diseñados de acero u hormigón.
- El tablero se hormigona totalmente in situ y se cura al agua.
- El tablero es de espesor uniforme, con la excepción de los acartelamientos en las alas de las vigas y otros aumentos de espesor localizados.

$$6.0 \leq \frac{S_E}{e_L} \leq 18.0$$

Donde:

S_E = Largo efectivo

e_L = Espesor de la losa ($B - B$)

$$S_E = S - \frac{(B_{IS} - B_A)}{2}$$

Donde:

S = Espaciamiento entre vigas(mm)

B_{IS} := Ancho del ala superior de la viga(mm)

B_A := Espesor del alma(mm)

- El espesor del núcleo de la losa no es menor que 100(mm) .
- El largo efectivo S_E debe ser menor o igual a 4100(mm) .
- El espesor de la losa debe ser mayor o igual a 175(mm) .
- El largo del voladizo L_{Vol} debe ser mayor que 5 veces el espesor de la losa.
- La resistencia del hormigón $f'c$ debe ser mayor que 28 (MPa) .
- El tablero trabaja de forma conjunta con los componentes estructurales sobre los cuales se apoya.

Para losas diseñadas con el método empírico se deberá disponer de cuatro capas de armadura isotropica. El refuerzo será colocado tan cerca de las superficies exteriores de la losa según lo permitan los recubrimientos. Se deberá proveer armadura en cada cara de la losa, con las capas más externas ubicadas en la dirección de la longitud efectiva.

Según lo estipulado en el punto 9.7.2.5 de la norma AASHTO LRFD, la cantidad mínima de acero será:

$0.57 \text{ (mm}^2 / \text{mm)}$ Para cada capa inferior

$0.38 \text{ (mm}^2 / \text{mm)}$ Para cada capa superior

El espaciamiento no debe ser superior a 450(mm) y el acero de refuerzo debe tener una resistencia no menor a 420(MPa) .

6.3.7.2. Diseño de voladizos

Estrictamente, los voladizos del tablero se deben diseñar considerando separadamente los siguientes casos de diseño.

1° Caso: Fuerzas transversales y longitudinales especificadas en el artículo A.13.2 de la norma AASHTO LRFD. Estado Límite correspondiente a Evento Extremo.

2° Caso: Fuerzas verticales especificadas en el artículo A.13.2 de la norma AASHTO LRFD. Estado Límite correspondiente a Evento Extremo.

3° Caso: Carga vehicular sobre el voladizo, especificada en el artículo 3.6.1 de la norma AASHTO LRFD. Estado Límite correspondiente a Resistencia.

Para el diseño según el 3° Caso se utilizara el método elástico aproximado de diseño. El ancho de vía equivalente del tablero se puede tomar como se especifica en la Tabla 4.6.2.1.3-1 de la norma AASHTO LRFD.

Para los voladizos, cuando sea aplicable, se pueden usar los requisitos del artículo 3.6.1.3.4 de la norma AASHTO LRFD en vez del ancho de vía especificado en la tabla mencionada. El artículo estipula que para el diseño de las losas en voladizo que no exceden los 1.8 (m) desde la línea central de la viga exterior a la cara interior de una defensa de hormigón estructuralmente continua, la fila exterior de cargas de rueda se puede sustituir por una línea de carga uniformemente distribuida de 1,46 T/m, ubicada a 0,3(m) de la cara interna de la baranda.

Las cargas de cálculo sobre la losa en voladizo se aplicaran mediante un diagrama de cuerpo libre, independiente de los otros tramos de la losa.

En esta tesis, el tablero a utilizar será de hormigón. En este caso, el ancho equivalente de vía, E, esta dado por la siguiente expresión (AASHTO LRFD, tabla 4.6.2.1.3-1):

$$E = 1.14 + 0.833 * X$$

Donde:

X= Distancia entre el centro de la rueda externa y el punto de apoyo.

6.3.8. HORMIGÓN ARMADO

6.3.8.1. Propiedades de los materiales

-Hormigón El hormigón utilizado para todas las estructuras, será tipo H30, con $f'_c = 25(MPa)$.

a) Modulo de elasticidad (AASHTO LRFD, sección 5.4.2.4)

El modulo de elasticidad para hormigón de densidad normal, se puede tomar como:

$$E_c = 4800 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (MPa)$$

b) Modulo de rotura (AASHTO LRFD, sección 5.4.2.6) El modulo de rotura para hormigón de densidad normal, esta dado por la siguiente formula:

$$f_r = 0.63 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (MPa)$$

-Acero de refuerzo

El acero de refuerzo utilizado en todas las estructuras será del tipo A63-42H, con un modulo de elasticidad, E_s , igual a 200000(MPa).

6.3.8.2. Estados limites

Estado limite de servicio

Se deberán verificar las deformaciones y fisuraciones para las vigas de hormigón armado. La losa de hormigón armado no necesita ser verificada para este estado límite, pues se acepta que cumple con los requerimientos.

Estado límite de fatiga

Este estado límite no necesita ser investigado para losas de hormigón armado en aplicaciones multiviga, como es nuestro caso. En el caso de las vigas de hormigón armado, este estado límite debe verificarse para las barras de acero.

-Barras de refuerzo

El rango de tensión en el centroide del acero de refuerzo, como resultado de la combinación de carga de fatiga, especificada en la tabla 3.4.1-1 de la norma AASHTO LRFD, no deberá exceder:

$$f_r = 145 - 0.33 \cdot f_{min} + 55 \cdot (r/h)$$

Donde:

f_r = Rango de tensión (MPa)

f_{min} = Mínima tensión por sobrecarga resultante de la combinación de cargas correspondiente a fatiga, combinada con la más severa tensión debida a las cargas permanentes o a las cargas permanentes más las cargas externas inducidas por contracción y creep (fluencia lenta); la tracción se considera positiva, la compresión negativa (MPa) .

h/r = Razón entre el radio de base y la altura de giro de las deformaciones transversales; si el valor real se desconoce, 0.3 debe ser usado.

Estado límite de resistencia

Para el estado límite de resistencia se tendrán los siguientes factores Φ , que multiplican a la resistencia nominal de los elementos considerados:

Para flexión y tracción: 0.9 Para corte y torsión: 0.9

6.3.8.3. Flexión

Resistencia a la flexión

La resistencia a la flexión nominal, M_n ($T \cdot m$), para una viga rectangular simplemente armada, esta dada por:

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde:

A_s = Área de acero de refuerzo a tracción

f_y = Tensión de fluencia del acero de refuerzo

d = Distancia desde la fibra extrema de compresión hasta el centroide del acero de refuerzo en tracción

a = Profundidad del bloque de tensiones equivalente

Como:

$$c = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times \beta_1 \times b}$$

Y tenemos que

$$a = \beta_1 \cdot c \quad \text{con } \beta_1 = 0.85 \quad \text{Para } f'_c \leq 28MPa$$

Tendremos que:

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

Donde:

b = Ancho de la zona comprimida

Limitaciones al refuerzo

a) Refuerzo mínimo (ACI 2008, Sección 10.5.1)

En toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, el A_s proporcionado no debe ser menor que el obtenido por medio de:

$$A_{s_{MIN}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} \times b_w \times d$$

Donde:

b_w = Ancho del alma (mm)

f_y = Tensión de fluencia del acero de refuerzo

Control de la fisuración

Los elementos de hormigón sometidos a flexión, excepto las losas diseñadas según el método empírico, deben verificarse para tener grietas de anchos aceptables. Estos anchos se controlan mediante el parámetro Z , el cual no debe exceder los 30000 (N/mm) para miembros sometidos a exposición moderada, 23000 (N/mm) para miembros en condiciones de exposición severa y 17500 (N/mm) para miembros enterrados.

Se debe cumplir que la tensión de tracción en el acero de refuerzo en el estado límite de servicio, f_{SA} , no sobrepase el valor de $0,6 f_y$.

Por lo tanto

$$f_{ci} = \frac{Z}{(d_c \times A)^{\frac{1}{3}}} \leq 0,6 f_y$$

Donde:

d_c = Profundidad del hormigón medido desde la fibra extrema a compresión del hormigón hasta el centro de la barra más cercana a esta fibra. Para fines de cálculo, el espesor de recubrimiento libre usado para calcular d_c no se deberá tomar mayor que 50(mm).

A = Área de hormigón que tiene el mismo baricentro que la armadura principal de tracción y limitada por las superficies de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro, dividida por el número de barras (mm^2); Para fines de cálculo, el espesor de recubrimiento libre de hormigón usado para calcular A no se deberá tomar mayor que $50(mm)$.

Z = Parámetro relacionado con el ancho de fisuración

Deformaciones

Si el propietario del puente decide controlar las deformaciones, se deberían aplicar los siguientes principios:

- Al investigar la máxima deflexión, todos los carriles de diseño deberían estar cargados, y se debería asumir que todos los elementos portantes se deforman de igual manera.
- Se debería utilizar la carga viva vehicular, incluyendo el incremento por carga dinámica. La combinación de cargas a utilizar sería Servicio I de la Tabla 3.4.1-1 de la norma AASHTO LRFD.
- La sobrecarga viva se debe tomar del Artículo 3.6.1.3.2;

Este indica que la deflexión se deberá tomar como el mayor valor entre:

- a) La deflexión debida solo al camión de diseño, o
- b) La deflexión debida al 25 % del camión de diseño más la carga de faja.

En ausencia de otros criterios, para las construcciones de acero, aluminio y/u hormigón se pueden considerar los siguientes límites de deflexión (AASHTO LRFD, sección 2.5.2.6.2):

- Carga vehicular, general: $L/800$
- Cargas vehiculares y/o peatonales: $L/1000$
- Carga vehicular sobre voladizos: $L/300$
- Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos: $L/375$ L en (mm)

En ausencia de un análisis más exhaustivo, las deformaciones instantáneas se podrán calcular usando el módulo de elasticidad del hormigón especificado en el Artículo 5.4.2.4 de la norma AASHTO LRFD y tomando el momento de inercia ya sea como el momento de inercia bruto, I_g , o bien un momento de inercia efectivo, I_e . Este último se obtiene de la

siguiente formula:

$$I_c = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \times I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \times I_{cr} \leq I_g$$

Siendo:

$$M_{cr} = f_r \times \frac{I_g}{y_t}$$

Donde:

M_{cr} = Momento de fisuración ($N \cdot mm$)

f_r = Modulo de ruptura del hormigón(MPa)

y_t = Distancia desde el eje neutro hasta la fibra extrema en tracción(mm)

M_a = Momento máximo para el cual la deformación es calculada ($N \cdot mm$)

I_{cr} = Momento de inercia fisurado (mm^4)

I_g = Momento de inercia de la sección bruta del hormigón (mm^4)

6.3.8.4. Corte

Resistencia al corte

La resistencia nominal al corte V_n , debe determinarse mediante la siguiente fórmula:

$$V_n = V_c + V_s$$

Con:

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c} \times d_w \times d}{6}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$$

Donde:

V_c = Resistencia al corte del hormigón (N)

V_s = Resistencia al corte del acero de refuerzo transversal (N)

b_w = Ancho del alma de la viga(mm) d = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo (mm)

A_v = Área de acero de refuerzo para el corte (mm^2)

s = Espaciamiento entre estribos(mm)

Refuerzo de corte mínimo

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante $A_v \min$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión donde V_U exceda

$$0.5\phi V_c$$

Cuando se requiera refuerzo para cortante, AV min se debe calcular mediante:

$$A_{v\min} = \frac{\sqrt{f'c} \times b_w \times w}{16 \times f_y} \quad s$$

Donde:

b_w = Ancho del alma de la viga(mm)

s = Espaciamiento entre estribos(mm)

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder de $d/2$ en elementos de concreto no preesforzado ni de 600(mm)

Donde V_s sobrepase $V_c = \frac{\sqrt{f'c} \times d_w \times d}{3} \quad s$ las separaciones máximas dadas anteriormente se deben reducir a la mitad.

6.3.8.5. Ancho colaborante de la losa

a) Viga interior

Para vigas interiores, el ancho efectivo deberá tomarse como el menor valor entre:

- Un cuarto de la luz efectiva de la viga.
- 12 veces el espesor de la losa, mas el mayor valor entre el ancho del alma o la mitad del ancho del ala superior de la viga.
- El espaciamiento promedio entre vigas adyacentes.

b) Viga exterior

Para las vigas exteriores el ancho de ala efectivo se puede tomar como la mitad del ancho efectivo de la viga interior adyacente, más el menor valor entre:

- Un octavo de la luz efectiva de la viga.
- 6 veces el espesor de la losa, mas el mayor valor entre la mitad del ancho del alma o un cuarto del ancho del ala superior de la viga no compuesta.
- El ancho del voladizo.

6.3.9. RECUBRIMIENTOS

Deben ser proporcionados los siguientes recubrimientos mínimos para el acero de refuerzo:

-Viga: Refuerzo principal, superior e inferior: 5

Estribos, amarras, zunchos: 4

-Losa Refuerzo superior: 4

Refuerzo inferior: 2.5

6.3.10. ESPACIAMIENTO DE LA ARMADURA

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser el diámetro nominal de la barra, pero no menor de 25(*mm*) .

Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 (*mm*) .

En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, la separación del refuerzo principal por flexión no debe ser mayor de 3 veces el espesor del muro o de la losa, ni de 450 (mm) .

**6.3.11. PROFUNDIDADES MÍNIMAS PARA SUPERESTRUCTURAS
(AASHTO LRFD, TABLA 2.5.2.6.3-1)**

Superestructura		Profundidad mínima (Incluyendo tablero) Si se usan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y momento negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	0,070 L	0,065 L
	Vigas cajón	0,060 L	0,055 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,035 L	0,033 L
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	0,045 L	0,040 L
	Vigas doble T prefabricadas	0,045 L	0,040 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,033 L	0,030 L
	Vigas cajón adyacentes	0,030 L	0,025 L
Acero	Profundidad total de la viga doble T compuesta	0,040 L	0,032 L
	Profundidad de la porción de sección doble T de la viga doble T compuesta	0,033 L	0,027 L
	Cerchas	0,100 L	0,100 L

6.4. DISEÑO DE UN PUEBTE LOSA AASHTO STANDAR

DISEÑO DE PUEBTE LOSA

L	S/C	Sup. Rodad.2"
8.00	HS-20	0.05

1.- ANALISIS ESTRUCTURAL

PREDIMENSIONAMIENTO : Como $L > 6.00\text{m}$.

$$h = L/15 = 0.53, \text{ asumir } h = 0.60 \text{ m}$$

METRADO DE CARGAS :

$$\text{Losa} = (h \cdot \rho_u \cdot C^0 \cdot L) = 1.44 \text{ Tn-m}$$

$$\text{Asfalto} = (e \cdot \rho_u \cdot A^0 \cdot L) = 0.10 \text{ Tn-m}$$

$$\mathbf{1.54} \text{ ----- } \mathbf{Wd = 1.54 \text{ T/m}}$$

MOMENTO POR PESO PROPIO : Momento máximo al centro de luz

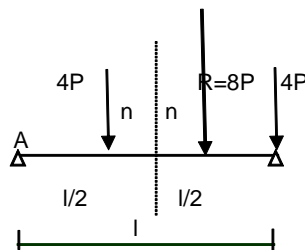
$$\text{Momento} = (w \times l^2)/8 \text{ ----- } M = 14.24 \text{ T-m}$$

$$l = 8.60 \text{ m}$$

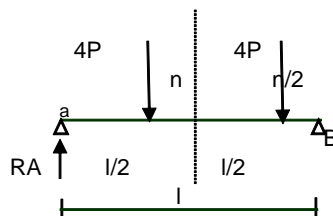
2.- ANALISIS LONGITUDINAL : Aplicando la S/C del tipo de trailer:



TEOREMA DE BARRE (P=2T)



$$MA = 4P(l/2 - n) + 4P(l/2 - n + 4.27) = 8P(l/2 + n) \quad \mathbf{n = 1.07}$$



$$MB = 4P(n/2) + 4P(l/2+n) = RA(l)$$

$$RA = 5.707 \text{ T}$$

El Momento Máximo por S/C será :

$$M_{\text{máx}} = RA(a)$$

$$M = 15.18 \text{ T-m}$$

Nota: $P=2T$, es el peso por eje, siendo el de la rueda la MITAD.

ANCHO AFECTIVO:

$$e = 1.219 + 0.06 * L = 1.735$$

$$e = 1.67 < 2.13 \quad ! \text{ Ok !}$$

Entonces el Momento Máximo por metro de losa será:

$$Ms/c = M/e = 9.09$$

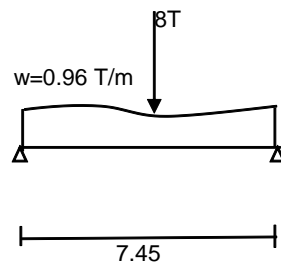
$$Ms/c =$$

$$9.09 \text{ T-m/metro de ancho de luz}$$

SOBRE CARGA EQUIVALENTE :

Para HS-20 :

$a = 3.00 \text{ m}$, ancho de un carril



$$M_{\text{máx}} = M/a = 21.56/3.00$$

$$= 7.19 \text{ T-m/ metro de ancho de carril.}$$

Observamos : $9.09 > 7.19$; $Ms/c = 9.09 \text{ T-m}$

COEFICIENTE DE IMPACTO:

$$i = 15.24/(L + 38) = 0.3270$$

$$i > 0.30 \quad \longrightarrow \quad i = 0.30$$

El Momento por sobre carga de corrige :

$$Ms/c = 1.30 * M =$$

$$Ms/c = 11.8168 \text{ T-m}$$

FINALMENTE EL MOMENTO SERA:

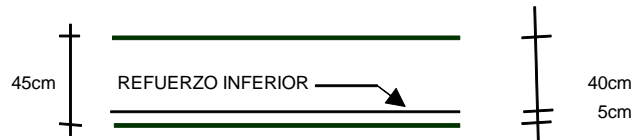
$$M = M_d + Ms/c$$

$$M = 26.0541 \text{ T-m}$$

3.- DISEÑO

VERIFICACION DEL PERALTE DE SERVICIO:

$$\begin{aligned}
 M &= 20.15 \text{ T-m} , & f'c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\
 M &= 2015000 \text{ kg-cm} , & fy &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\
 & & Es &= 2100000 \text{ kg/cm}^2 \\
 & & Ec &= 217371 \text{ kg/cm}^2 \\
 f'c &= 0.4*f'c = 84 \text{ kg/cm}^2 \\
 f's &= 0.4*fy = 1680 \text{ kg/cm}^2 \\
 r &= fs/fc = 20 \\
 n &= Es/Ec = 9.66 = 10.00 \\
 R &= 1/(1+r/n) = 0.333 \\
 j &= 1-R/3 = 0.889 \\
 b &= 100 \text{ cm (1m ancho de losa)} \\
 K &= 0.5*f'c*j*R = 12.44 \\
 d &= (M/(k*b))^{0.5} = 40.24 < 45.00 \text{ ! OK !} \\
 & \text{Asumir } d = 40.00 \text{ cm ; } t = 45.00 \text{ cm} \\
 & \text{Nos da un recubrimiento que excede los 3 cm m\u00ednimos solicitados:}
 \end{aligned}$$



4.-ARMADURA PRINCIPAL:

$$\begin{aligned}
 As &= M/(fs*j*d) = 33.73 \text{ cm}^2 \\
 S &= 100*as/As
 \end{aligned}$$

DIAMETRO	AREA (cm ²)	ESPACIAM.(cm)
1"	=5.07cm ²	15.04
7/8"	=3.88cm ²	11.51
3/4"	=2.85cm ²	8.96

USAR Ø 7/8" @ .11

ARMADURA DE REPARTICION :

$$\% \text{Asr} = 100/((3.28*L)^{0.5}) = 18.83 \% < 50\% \text{ ! Ok !}$$

$$\text{Asr} = \% \text{Asr} * As = 6.35 \text{ cm}^2 \text{ (usar como min 1/2")}$$

$$\text{Ø 1/2" = } \left| \begin{array}{l} 1.27 \text{ cm}^2 \longrightarrow S=100*as/As = 20 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

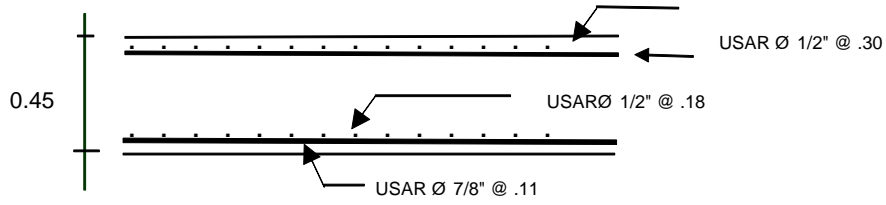
USAR Ø 1/2" @ .18

ACERO POR TEMPERATURA Y CONTRACCION :

$A_{st}/c = 0.0010 \cdot b \cdot d = 4.00 \text{ cm}^2$

$\varnothing 1/2" =$	1.27 cm ²	→	$S=100 \cdot a_s / A_s =$	32 cm.
$\varnothing 3/8" =$	0.71 cm ²	→	$S=100 \cdot a_s / A_s =$	18 cm.

USAR $\varnothing 1/2" @ .30$



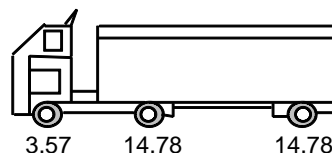
6.5. DISEÑO DE UN PUENTE LOSA AASHTO LRFD

DISEÑO DE PUENTE TIPO LOSA : MÉTODO LRFD

SE CONSIDERA:

LUZ DEL PUENTE (L->mts)
SOBRECARGA VEHICULAR
NUMERO DE VÍAS

8	m
HL-93	
2	



MATERIALES:

RESISTENCIA DEL CONCRETO (f'c)
FLUENCIA DEL ACERO (f'y)
CARPETA ASFÁLTICA
DENSIDAD DEL CONCRETO
DENSIDAD DEL ASFALTO
BOMBEO

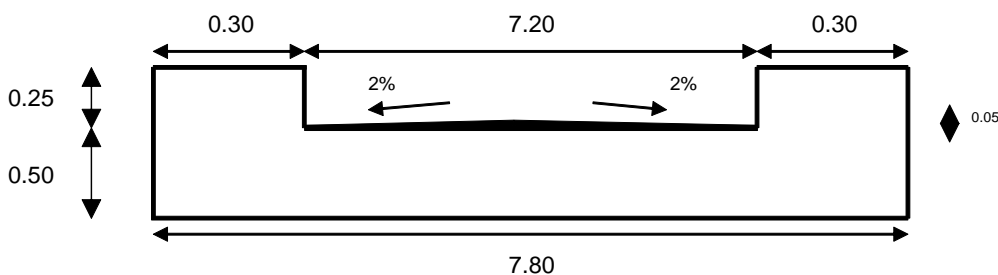
280	Kg./cm ²
4200	Kg./cm ²
0.05	m
2400	Kg./cm ³
2000	Kg./cm ³
2%	

2.4	Tn/m ³
2.0	Tn/m ³

A. REDIMENSIONAMIENTO

LUZ DEL PUENTE LUZ (L,S) = 8 m
ANCHO DE CALZADA 7.2 m
PERALTE DE LOSA $h=(1.2(S+3000))/30 = 0.44$ m

SE ASUME
ANCHO DE SARDINEL $h = 0.50$ m
H. DE LA VIGA BORDE $b = 0.30$ m Entre 0.20 a 0.25 m
 $hb = 0.25$ m Entre 0.20 a 0.25 m



B. DISEÑO DE LOSA

METRADO DE CARGAS

b.1 Momentos por Carga Muerta (Franja Interior de 1.00 m de ancho)

DC **Peso Concreto = 1.20 Tn/m**
 MDC = DC*L²/8 = 9.60 Tn.m

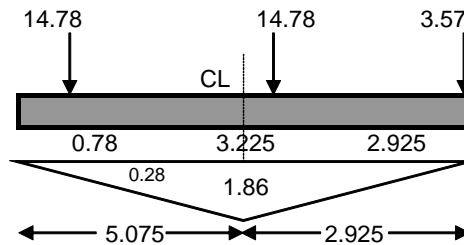
DW **Peso Asfalto = 0.10 Tn/m**
 MDW = DW*L²/8 = 0.80 Tn.m

b.2 Momentos por Carga Viva

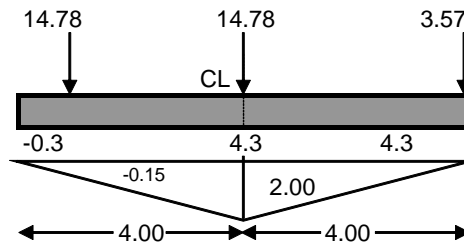
*** Camión HL-93**

(Por Barrett)

Mcamion = 31.63 Tn-m



Mcamion = 27.34 Tn-m

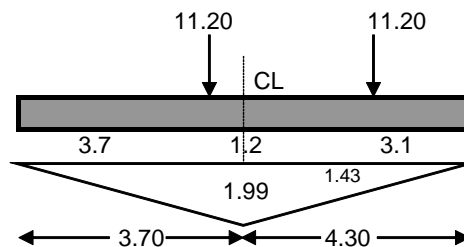


Mcamion = 31.63 Tn-m

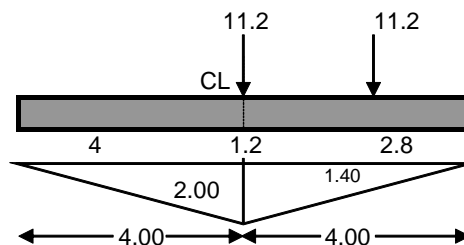
*** Tandem**

(Por Barrett)

Mtandem = 38.30 Tn-m

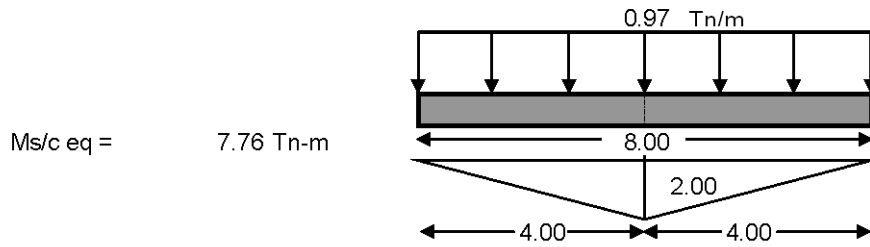


Mtandem = 38.08 Tn-m



Mtandem = 38.30 Tn-m

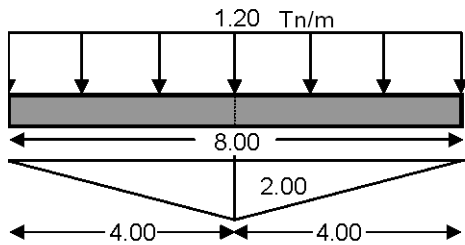
* S/C Equivalente



Ms/c eq = 7.76 Tn-m

DETERMINACIÓN DE LOS MOMENTOS

A. MOMENTO POR PESO PROPIO (M_{dc})



W = 1.20 Tn/m

L = 8.00 m

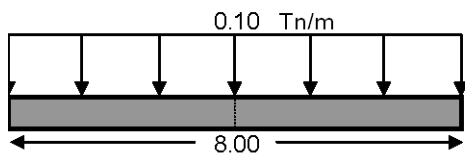
M_{dc} = 9.60 Tn-m

M_{dc} = 9.60 Tn-m

M_{dc} = 9.60 Tn-m

Mom Máx. por Peso Propio
por 1 m de ancho de Losa

B. MOMENTO POR CARGA MUERTA (M_{dw})



W = 0.10 Tn/m

L = 8.00 m

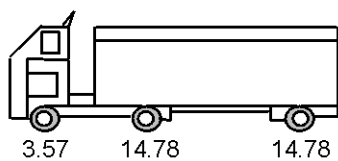
M_{dc} = 0.80 Tn-m

M_{dc} = 0.80 Tn-m

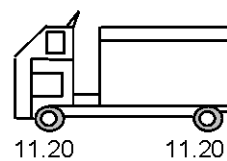
M_{dw} = 0.80 Tn-m

Mom Máx. por Carg Muerta
por 1 m de ancho de Losa

Camión HL-93



Tandem de Diseño



DETERMINACIÓN DEL ANCHO EFECTIVO

$$\begin{aligned}L1 &= 8000 \text{ mm} \\W1 &= 7200 \text{ mm} \\W &= 7800 \text{ mm} \\NL &= 2\end{aligned}$$

1. Un Carril Cargado:

$$\begin{aligned}E &= 250 + 0.42(L1 \cdot W1)^{1/2} \leq W/NL \\E &= 3437.58 \leq 3900 \text{ mm}\end{aligned}$$

2. Dos o mas Carriles Cargados

$$\begin{aligned}E &= 2100 + 0.12(L1 \cdot W1)^{1/2} \leq W/NL \\E &= 3010.74 \leq 3900 \text{ mm}\end{aligned}$$

CALCULO DE LOS EFECTOS DE LA CARGA VIVA

Para Una Vía Cargada

$$M_{LL+IM} = m(M_{max} \cdot 1.33 + M_s/c)/E$$

$$\begin{aligned}M_{max} &= 38.30 \text{ Tn-m} \\M_s/c &= 7.76 \text{ Tn-m} \\m &= 1.20 \\M_{LL+IM} &= 20.49 \text{ Tn-m/m}\end{aligned}$$

Para Dos Vías Cargadas

$$M_{LL+IM} = m(M_{max} \cdot 1.33 + M_s/c)/E$$

$$\begin{aligned}M_{max} &= 38.30 \text{ Tn-m} \\M_s/c &= 7.76 \text{ Tn-m} \\m &= 1.00 \\M_{LL+IM} &= 19.50 \text{ Tn-m/m}\end{aligned}$$

$$\text{SE ASUME } M_{LL+IM} = 20.49 \text{ Tn-m/m}$$

SELECCIÓN DE MODIFICADORES DE CARGA (n)

Factor de Ductibilidad (nD) =	0.95
Factor de Redundancia (NR) =	1.05
Sector de Importancia Operática (nI) =	1.05

$$n = nD \cdot nR \cdot nI$$

$$n = 1.05$$

COMBINACIÓN DE CARGAS APLICABLES

RESISTENCIA 1 Estado Limite

$$Mu = n(1.25 DC + 1.50 DW + 1.75 (LL + IM))$$

$$Mu = 51.39 \text{ Tn-m}$$

SERVICIO 1 Estado Limite

$$Mu = 1.0(DC + DW) + 1.0 (LL + IM)$$

$$Mu = 30.89 \text{ Tn-m}$$

DISEÑO

A. DISEÑO POR ESTADO LIMITE POR SERVICIO

VERIFICACIÓN DE PERALTE DE SERVICIO

$$Mu = 30892.69 \text{ Kg.-m}$$

$$fc = 0.4 * f'c = 112 \text{ Kg./cm}^2$$

$$fs = 0.4 * fy = 1680 \text{ Kg./cm}^2$$

$$Es = 2100000 \text{ Kg./cm}^2$$

$$Ec = 15000 \sqrt{f'c} = 250998.01$$

$$n = Es / Ec = 8.37$$

$$r = fs / fc = 15$$

$$K = n / (n + r) = 0.36$$

$$j = 1 - K/3 = 0.88$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

DETERMINACIÓN DEL VALOR DEL PERALTE

$$d = \sqrt{2M / (fc * K * j * b)} = 41.83 \text{ cm.} < 50 \text{ cm.} \quad \text{OK!}$$

$$d \text{ asumido} = 45 \text{ cm.}$$



ÁREA DEL REFUERZO DE TRACCIÓN DE ANCHO DE LOSA

$$As = M / (fs * j * d) = 46.40 \text{ cm}^2$$

B. DISEÑO POR ESTADO LIMITE POR RESISTENCIA

MOMENTO RESISTENTE A LA ROTURA

Mu = 51.39 Tn-m

ÁREA DE REFUERZO DE TRACCIÓN (ACERO PRINCIPAL)

$Mu = 0.9 * As * fy * (d - (As * fy / (1.70 * f'c * b)))$

As = 477.75 cm²

As = 32.25 cm²

As asumido = 32.25 cm²

ACERO DE REPARTICIÓN

%Asr = 1750 / S^{0.5} = 19.57 % de As < 50% **OK!**

Asr = 6.31 cm²

ACERO DE TEMPERATURA

Ast = 0.75 Ag / fy (Mpa) = 8.93 cm²

DISTRIBUCIÓN DE ACERO

ACERO PRINCIPAL

	Diámetro		Perímetro cm.	Peso Kg./ml	Área cm ²
	pulg.	cm.			
# 02	1/4	0.365	2	0.25	0.32
# 03	3/8	0.953	3	0.58	0.74
# 04	1/2	1.27	4	1.02	1.29
# 05	5/8	1.587	5	1.60	2.00
# 06	3/4	1.905	6	2.26	2.84
# 08	1	2.54	8	4.04	5.10
# 11	1 3/8	3.581	11.2	7.95	10.06

Asp = 32.25 cm²

Diámetro a usar = 1 " Área = 5.10 cm²

Espaciamiento (S) = 15.81 cm.

S asumido = 15 cm. Asp (final) = 34.00 cm²

USAR: Ø 1 " @ 15 cm.

ACERO DE REPARTICIÓN

Asr = 6.31 cm²
Diámetro a usar = " Área = 2.00 cm²
Espaciamiento (S) = 31.68 cm.
S asumido = cm. Asp (final) = 6.67 cm²

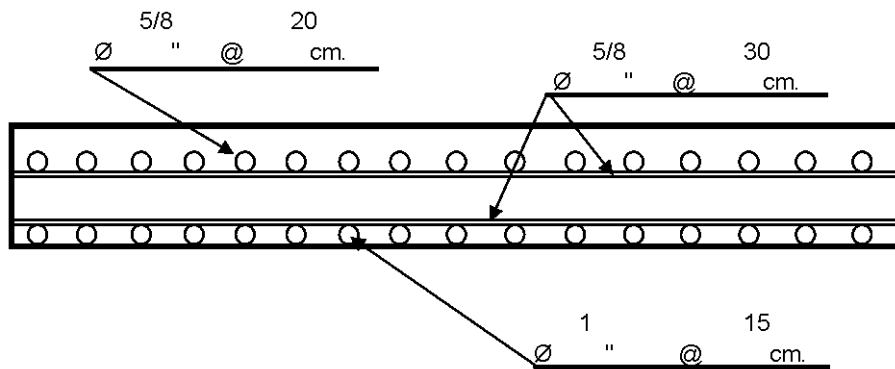
USAR: Ø 5/8 " @ 30 cm.

ACERO DE TEMPERATURA

Ast = 8.93 cm²
Diámetro a usar = " Área = 2.00 cm²
Espaciamiento (S) = 22.40 cm.
S asumido = cm. Asp (final) = 10.00 cm²

USAR: Ø 5/8 " @ 20 cm.

GRAFICA



CAPITULO 7

CONCLUSIONES

En el desarrollo del presente trabajo se estudiaron las disposiciones de la norma AASHTO LRFD y se aplicaron al diseño un puente, comparándolos posteriormente con el diseño según la norma AASHTO Standard.

Del análisis realizado se logró determinar que los valores de diseño a flexión y corte de los elementos del puente resultan valores más conservadores en el diseño final del puente, las armaduras determinadas con el método LRFD son en mayores que las calculadas por el método ASD.

Los valores obtenidos para la carga viva en el diseño con la norma LRFD son considerablemente mayores que en la norma AASHTO Standard debido a que en el cálculo de la carga viva denominada HL-93, se considera la carga de camión más la carga de faja, a diferencia de la norma Standard que considera una sola

Al utilizar las cargas de la norma AASHTO Standard se utiliza la que produce las máximas solicitaciones en elemento, en el caso de la norma LRFD considera la carga de faja más el camión, esto provoca mayores solicitaciones finales sobre los elementos, lo que no siempre se traduce en mayor cantidad de armadura.

Comparando teóricamente de mejor manera, el diseño según ambas normas se puede afirmar, por ejemplo, en el diseño de losas que las pequeñas diferencias de armadura resultantes, pueden llegar a ser insignificantes en un proyecto dado.

Se pudo distinguir grandes diferencias en los distintos factores a utilizar en los métodos de cálculo. El método LRFD, como su nombre lo indica, utiliza factores separados para cada carga y para cada tipo de resistencia, factores establecidos mediante trabajo estadístico, considerando una gran cantidad de investigaciones y experiencias.

Mediante el método LRFD es posible lograr una confiabilidad más uniforme todos los miembros componentes tienen la misma probabilidad de falla, porque los diferentes factores carga y resistencia reflejan, el grado de incertidumbre de las diferentes cargas, de sus combinaciones y de la exactitud del tipo de resistencia pronosticada.

Aplicando el método ASD tiene una característica principal dada por el uso de cargas de trabajo, no factorizadas. Utilizando este método, debido a la gran variabilidad y por lo tanto a la impredecibilidad de las cargas vivas y accidentales en comparación con las cargas permanentes, no resulta posible obtener una confiabilidad uniforme para toda la estructura.

La norma LRFD especifica los denominados factores modificadores de carga, que dependen de la ductilidad, redundancia e importancia estructural de la estructura; factores que afectan el margen de seguridad de los puentes, consideraciones que no son contempladas en la norma Standard.

Existen diferencias en los coeficientes que modifican los esfuerzos por carga móvil, especialmente en los coeficientes de distribución e impacto. El coeficiente de distribución incluye un cálculo mucho más elaborado que en la norma AASHTO Standard, y el coeficiente de impacto se especifica constante, dependiendo del estado límite utilizado.

A pesar que el diseño de la norma AASHTO LRFD produjo una mayor carga móvil y un leve aumento en la armadura de las losas utilizadas, se concluye que es adecuado utilizar el diseño de superestructuras de hormigón armado de la norma LRFD, debido a que se comprobó una gran diferencia en las armaduras de las vigas a utilizar, objetivo principal de esta tesis, conduciendo además a resultados con una serviciabilidad superior y niveles de seguridad más uniformes.

BIBLIOGRAFÍA

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO) (UNITED STATES). 1998. LRFD Bridge Design Specifications. 2 ed.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO) (UNITED STATES). 2005

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO) (UNITED STATES). 1996. Standard Specifications for Highway Bridges. 16 ed.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI) (UNITED STATES). 2005. Código de diseño de hormigón armado.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI) (UNITED STATES). 1999. Código de diseño de hormigón armado.

BOWLES, JOSEPH

(1996) FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN

New York - V. Editor - Mc Graw - Hill

C. GRATTESAT

(1981) CONCEPCIÓN DE PUENTES - TRATADO GENERAL

Barcelona, Editores Técnicos Asociados.

CRISTIAN OCHOA

DISEÑO DE SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO.

COMPARACION ENTRE DISEÑO SEGÚN NORMA AASHTO STANDARD (METODO ASD) Y NORMA AASHTO LRFD

Universidad Austral de Chile