



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECANICA

**TRABAJO ESTRUCTURADO DE MANERA INDEPENDIENTE
PREVIO A LA OBTENCION DEL TITULO DE INGENIERO CIVIL**

TEMA:

**“Estudio de Aplicación Informática y su
incidencia en el proceso de Calculo en el Diseño
de Puentes Sobre Vigas en el Consejo Provincial
de Pastaza”**

Autor:
Alvarez Hoyos Jairo Alexis

TUTOR:
Ing. Mg. Juan Garcés

Ambato - Ecuador
2012

CERTIFICACIÓN

Certifico que la presente Tesis bajo el Tema: **“Estudio de Aplicación Informática y su incidencia en el proceso de Calculo en el Diseño de Puentes Sobre Vigas en el Consejo Provincial de Pastaza”** previa la obtención del Título de Ingeniero Civil, es un trabajo de desarrollo e investigación del Señor: **Alexis Álvarez**, Egresado de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato; que fue realizada bajo mi dirección y culminada en su totalidad.

Ambato, Junio 10 de 2012

Atentamente,

Ing. Mgs. Juan Garcés

T U T O R

CONSTANCIA DE APROBACION DE TUTORÍA

En calidad de Director designado para el trabajo de Tesis, “**Estudio de Aplicación Informática y su incidencia en el proceso de Calculo en el Diseño de Puentes Sobre Vigas en el Consejo Provincial de Pastaza**”, elaborado por el señor Alexis Álvarez, previo a la a la obtención del título de Ingeniero Civil de la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato, informo que se ha terminado con la investigación observando los parámetros metodológicos y científicos establecidos por la institución.

Particular que comunico para los fines legales consiguientes

Atentamente,

Ing. Mg. Juan Garcés

T U T O R

DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD

Yo, Alexis Álvarez, manifiesto que los resultados obtenidos en la presente investigación, previo la obtención del título de Ingeniero Civil, son absolutamente originales, auténticos y personales; a excepción de las citas.

Atentamente,

Alexis Álvarez
C.I. 1600402778

AUTOR

DEDICATORIA

A DIOS

*Aquel ser supremo
fuente de sabiduría perfecta,
que en los momentos de
alegría y tristeza;
siempre estuvo conmigo
me dio fuerza y valentía
para culminar con éxito
mi carrera profesional.*

A MIS PADRES

*Que con amor y sacrificio, supieron
motivarme día a día y así
Asegurarme una vida digna
Para un futuro mejor y que
Siempre pondré al servicio
Del bien, la verdad y la justicia*

Alexis Alvarez

AGRADECIMIENTO

El presente trabajo de investigación va dirigido con una expresión de gratitud y admiración a la Universidad Técnica de Ambato que me abrió sus puertas para realizar mis estudios de pregrado, a los docentes de la Facultad de Ingeniería Civil, quienes con nobleza y entusiasmo impartieron sus valiosos conocimientos.

Al Director de Tesis el Ingeniero Juan Garcés, él mismo que me brindo su apoyo incondicional. Al Ingeniero Patricio Vasco por su colaboración y asesoramiento para el desarrollo de la Tesis. A las autoridades del Gobierno Autónomo Descentralizado Provincial de Pastaza en la persona del Ingeniero Jaime Roberto Álvarez Guevara, quienes pusieron toda la información necesaria para culminar exitosamente este trabajo de investigación.

INDICE	PÁG.
PORTADA.....	I
CERTIFICACIÓN.....	II
CONSTANCIA DE APROBACION DE TUTORÍA.....	III
DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD.....	IV
DEDICATORIA.....	V
AGRADECIMIENTO.....	VI
INDICE.....	VII
INDICE DEL CONTENIDO.....	VIII

INDICE DEL CONTENIDO	PÁG.
CAPITULO I	
EL PROBLEMA	1
1.1.- TEMA	1
1.2.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2.1.- Contextualización.....	2
1.2.2.- Análisis Crítico.....	4
1.2.3.- Prognosis.....	5
1.2.4.- Formulación del Problema.....	5
1.2.5.- Preguntas Directrices.....	5
1.2.6.- Delimitación del Objeto de Investigación.....	6
1.3.- JUSTIFICACIÓN	6
1.4.- OBJETIVOS	7
1.4.1.- Objetivo General.....	7
1.4.2.- Objetivos Específicos.....	8
CAPITULO II	
MARCO TEÓRICO	9
2.1.- ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS	9
2.2.- FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA	9
2.3.- FUNDAMENTACIÓN LEGAL	10

2.4.- CATEGORÍAS FUNDAMENTALES.....	12
2.4.1.- Organizador Lógico de Variables.....	13
2.4.2.- Contenido.....	14
2.4.2.1.- Elementos de un Puente.....	14
2.4.2.2.- Métodos y Definiciones.....	16
2.5.- HIPÓTESIS.....	23
2.6.- SEÑALAMIENTO DE VARIABLES.....	23
2.6.1. Variable Independiente.....	23
2.6.2.- variable Dependiente.....	23
2.7.- DESCRIPCION DE CONCEPTOS.....	24
2.7.1.- Clasificación de los Puentes.....	24
2.7.2.- Partes constitutivas de los Puentes.....	43
2.7.3.- Criterios para el Diseño de los Puentes.....	45
2.7.4.- Recomendaciones para el Diseño de los Puentes.....	46
2.7.5.- Estudios Fundamentales.....	48
2.7.5.1.- Estudios Hidrográficos.....	49
2.7.5.2.- Cota Máxima de Crecida.....	49
2.7.5.3.- Estudio de Gálibos.....	50
2.7.5.4.- Pendientes Longitudinales.....	51
2.7.5.5.- Rugosidad del Cauce.....	51
2.7.5.6.- Socavación General del Cauce.....	51
2.7.6.- Estudios de Suelos.....	53
2.7.6.1.- Granulometría de Suelos.....	54
2.7.6.2.- Clasificación de Suelos.....	55
2.7.6.3.- Contenido de Humedad.....	57
2.7.6.4.- Determinación de la Plasticidad del Suelo.....	58
2.7.6.5.- Determinación de la Densidad del Suelo.....	59
2.7.6.6.- Prueba de Compresión Triaxial.....	59

2.7.7.- Estudios Topográficos.....	60
2.7.7.1.- Planimetría del Sector.....	60
2.7.7.2.- Altimetría del Sector.....	60
2.7.8.- Estudios Viales.....	61
2.7.8.1.- Clasificación de las Carreteras.....	61
2.7.8.2.- Volumen de Tránsito.....	63
2.7.8.3.- Análisis de la Vía.....	63
2.7.9.- Estudio de Impacto Ambiental.....	63
2.7.9.1.- Generalidades.....	63
2.7.9.2.- Problemas Ambientales a Producirse.....	64
2.7.9.3.- Mitigación de Problemas Ambientales.....	66
2.7.10.- Solicitaciones para Diseños de Puentes.....	68
2.7.10.1.- Carga Muerta.....	68
2.7.10.2.- Carga Viva.....	69
2.7.10.3.- Carga Viva Vehicular.....	69
2.7.10.4.- Carga Viva Peatonal.....	74
2.7.10.5.- Choque de Vehículos.....	75
2.7.11.- Cargas de Impacto.....	75
2.7.12.- Fuerzas debido al frenado de los Vehículos.....	77
2.7.13.- Fuerza Sísmica.....	78
2.7.14.- Combinación De Cargas.....	79
2.7.15.- Distribución De Las Cargas.....	81
2.7.15.1.- Momento Flector para Vigas Longitudinales Interiores.....	82
2.7.15.2.- Momento Flector para Vigas Longitudinales Exteriores.....	83
2.7.15.3.- Ubicación de los Vehículos para el Diseño de la Losa Exterior.....	84
2.7.16.- Longitud y Luz de Cálculo.....	84
2.7.16.1.- Luz de Calculo SL.....	84
2.7.17.- Líneas de Influencia.....	85
2.7.17.1.- Línea de Influencia de Reacciones.....	86
2.7.17.2.- Línea de Influencia de Cortes.....	87
2.7.17.3.- Línea de Influencia de Momentos.....	87

2.7.18.- Tren de Cargas.....	88
2.7.18.1.- Teorema de Barre.....	88
CAPÍTULO III	
MARCO METODOLÓGICO.....	93
3.1.- ENFOQUE.....	93
3.2.- MODALIDAD BÁSICA DE INVESTIGACIÓN.....	93
3.3.- NIVELES O TIPOS DE INVESTIGACIÓN.....	94
3.4.- OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	95
3.4.1.- Variable dependiente.....	95
3.4.2.- Variable Independiente.....	96
3.5.- PLAN DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN.....	97
3.6.- TÉCNICAS E INSTRUMENTOS BÁSICOS DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN.....	98
3.6.1.- Técnicas e instrumentos.....	98
3.6.1.1.-Técnicas.....	98
3.6.1.2.- Instrumentos.....	98
3.7.- PLAN PARA EL PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN.....	98
3.7.1.- Análisis.....	98
3.7.2.- Interpretación de datos.....	99
CAPÍTULO IV	
ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	100

4.1.- CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE LOSA SOBRE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO.....	100
4.1.1.- Diseño de la Superestructura.....	100
4.1.2.- Diseño de Estribos.....	100
4.1.3.- Obras Complementarias.....	100
4.1.4.- Método Constructivo	100
4.2 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE.....	101
4.2.1.-Predimensionamiento de las Vigas.....	102
4.2.2.- Diseño de la Losa	104
4.2.3.- Diseño de la Acera.....	115
4.2.4.- Diseño de las Vigas.....	117
4.2.5.- Cálculo de Estribos.....	127
4.2.6.- Obras Complementarias.....	139
4.2.7.- Diseño de Protecciones (Postes).....	139
4.2.8.- Diseño de Diafragmas.....	140
4.2.9.-Diseño de los Apoyos.....	143
4.2.10.- Viga de Distribución.....	146
4.2.11.- Verificación de Esfuerzos en Sap 2000.....	150
4.2.12.- Presupuesto para la Ejecución del Puente.....	151
4.2.13.- Cálculo de Volúmenes de Obra.....	152
4.2.14.- Análisis de Precios Unitarios.....	153
4.2.15.- Presupuesto Total.....	153
4.2.16.- Cronograma de Trabajo.....	153
4.2.17.- Fórmula Polinómica y Cuadrilla Tipo.....	154
4.2.18.-Especificaciones Técnicas.....	156
CAPITULO V	
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	157
5.1.- CONCLUSIONES.....	157

5.2.- RECOMENDACIONES.....	159
 CAPITULO VI	
6.1.- INTRODUCCIÓN.....	160
 6.2.- CÁLCULO, ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS.....	 160
6.2.1.- Cálculo y Análisis de Estructuras.....	161
6.2.2.- Diseño de Estructuras en Ingeniería.....	161
 6.3.- EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL POR COMPUTADORA.....	 162
6.3.1.- Uso de Programas en Ingeniería Estructural.....	163
6.3.2.- Computadoras en la Enseñanza en Ingeniería.....	165
 6.4.- DESARROLLO DE UNA APLICACIÓN INFORMÁTICA.....	 166
 6.5.- DESARROLLO DE UNA APLICACIÓN INFORMÁTICA EN MATLAB.....	 199
 6.6.- RESULTADOS OBTENIDOS EJECUTANDO LA RUTINA DE CÁLCULO.....	 205
 BIBLIOGRAFIA.....	 207
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	207
SITIOS WEB DE CONSULTA RELACIONADOS AL TEMA.....	208
ANEXOS.....	209

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

TEMA: ESTUDIO DE APLICACIÓN INFORMÁTICA Y SU INCIDENCIA EN EL PROCESO DE CÁLCULO EN EL DISEÑO DE PUENTES SOBRE VIGAS EN EL CONSEJO PROVINCIAL DE PASTAZA.

Autor: Egdo. Alexis Alvarez

Fecha: Agosto – 2012

RESUMEN EJECUTIVO:

El trabajo que se presenta a continuación abarca una parte teórica, en la que se compila información recabada en fuentes bibliográficas así como la experiencia profesional de varios ingenieros ; por otro lado consta de la parte práctica, es decir, un cálculo detallado de cada una de las partes componentes de la estructura de un Puente.

El cálculo del puente a construir es un diseño sobre vigas de hormigón armado, de dos carriles. Este cálculo se lo desarrolla mediante la aplicación informática, durante la investigación se realizó la prueba de varios paquetes informáticos ya desarrollados y se recaudó la información para crear un programa ágil y eficaz que pueda cumplir las expectativas deseadas.

En base a esta aplicación informática suele resultar una solución automatizada creando programas informáticos que suelen resultar una solución sistemática de ciertas tareas complicadas en el mundo del trabajo.

El Gobierno Provincial de Pastaza ha colaborado, y se compromete a utilizar este programa para agilizar los procesos de cálculo de puentes sobre vigas.

INTRODUCCION

La Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica De Ambato, en su anhelo que sus estudiantes se convierta en entes de desarrollo del país, y como hijo de la Provincia de Pastaza, se ha propuesto como tema de la Tesis de Grado la solución definitiva para agilizar los procesos de cálculo de la construcción de puentes carrosables de hormigón armado, el Gobierno Provincial de Pastaza tiene previsto con esta tesis de grado impulsar los procesos de cálculo dentro del departamento de Obras Públicas.

El trabajo que se presenta a continuación consta de seis capítulos los cuales muestran de manera detallada y precisa una serie de conceptos y cálculos que están orientados, en primer lugar a dar una solución inmediata viable para el Gobierno Provincial de Pastaza; y por otra parte, como una fuente bibliográfica de consulta para los estudiantes de la facultad.

El Primer Capítulo de esta compilación nos presenta una síntesis del análisis y problemas de agilizar el proceso de cálculo de la construcción de puentes, dejando planteada la base para la realización del presente trabajo investigativo que es de suma importancia. El Capítulo 2 trata del marco teórico, es decir, una serie de conceptos e información necesaria para realizar el cálculo determinado. En el capítulo 3 se tiene la metodología con la que se buscaba recabar los datos requeridos en cuanto a las características del puente. Se presentan técnicas, instrumentos, enfoques, niveles y tipos de investigación. En el siguiente apartado se presentan los resultados obtenidos mediante la aplicación informática.

En el Quinto Capítulo se obtiene las conclusiones y recomendaciones que afloran del análisis de los resultados obtenidos. Por último, el Capítulo 6 se obtiene la propuesta final, esta constara de la parte práctica, es decir, la utilización del marco teórico para determinar las características de la aplicación informática. Por otro lado se incluye el análisis y especificaciones técnicas del cálculo del puente.

A continuación se presenta de forma detallada cada uno de los capítulos, concluyendo el presente trabajo con la solución propuesta en base de los resultados obtenidos por medio de los cálculos realizados.

CAPITULO I

EL PROBLEMA

1.1.- TEMA

Estudio de Aplicación Informática y su incidencia en el proceso de cálculo del diseño de puentes sobre vigas, en el Consejo Provincial de Pastaza.

1.2.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.2.1.- Contextualización

A nivel mundial, dentro de la informática, se ha llevado a cabo la aplicación de un programa informático diseñado como herramienta para permitir a un usuario realizar uno o diversos tipos de trabajo. Esto lo diferencia, principalmente de otros tipos de programas como: los sistemas operativos, (Que hacen funcionar al ordenador) las utilidades (Que realizan tareas de mantenimiento o de uso general) y los lenguajes de programación. (Con el cual se crean los programas informáticos) Suelen resultar una solución informática para la automatización de ciertas tareas complicadas en el mundo del trabajo.

Ciertas aplicaciones desarrolladas «a medida» ofrecen una gran potencia ya que están exclusivamente diseñadas para resolver un problema específico. Otros, llamados paquetes integrados de software, ofrecen menos potencia; pero a cambio incluyen varias aplicaciones, como un programa procesador de textos, de hoja de cálculo y de base de datos.

Se encuentra como ejemplos de programas de aplicación que pueden ser: programas de comunicación de datos, Multimedia, presentaciones, diseño gráfico, cálculo, finanzas, correo electrónico, compresión de archivos, presupuestos de obras, gestión de empresas, etc.

Algunas compañías agrupan diversos programas de distinta naturaleza para que formen un paquete (Llamados suites o suite ofimática) que sean satisfactorios para las necesidades más apremiantes del usuario. Todos y cada uno de ellos sirven para ahorrar tiempo y dinero al usuario, al permitir hacer cosas útiles con el ordenador. (Computadora) Algunos con ciertas prestaciones, otros con un determinado diseño, unos son más amigables o fáciles de usar que otros; pero bajo el mismo principio.

Esta herramienta informática, a pesar de ser universal, no es accesible, principalmente en los países subdesarrollados, como consecuencia de la no atención en las nuevas tecnologías de la informática y de la comunicación por parte de los organismos responsables del desarrollo de los pueblos, recayendo principalmente en los centros educativos del cual no está exento el “nivel superior”.

Una de las primeras obras civiles que se creó en la historia de la humanidad fue el puente. El primer gran objetivo de estas construcciones es realizar la vía para cruzar desde una orilla del río a otra, o sobrepasar cualquier otro obstáculo natural. Es probable que el primer puente haya sido un árbol en la prehistoria para atravesar un pequeño arroyo. Con el tiempo, comenzaron a utilizarse otros materiales en su fabricación como rocas y piedras. Pero surgió un problema, estas estructuras de enlace comenzaron a emplearse cada vez más por un mayor número de personas o transportes, poniendo en jaque su durabilidad. Su pobre fabricación y la poca carga que soportaban eran los factores por mejorar.

Para el cálculo estructural existen diferentes métodos, (*Análisis y evaluación estructural*, www.inti.gov.ar) los cuales, han sido probados y a pesar que han estado en uso durante años, su implementación por métodos más sencillos, requiriendo para ello, el uso de computadoras a través de programas o software existentes en el mercado.

Debido al avance de la tecnología de la informática, los métodos más refinados y complejos se volverán cada vez más comunes, lo cual, obliga a que los profesionales

tengan un conocimiento de la informática. Situación que no se evidencia en la Institución, motivo del presente estudio.

A nivel regional, se encuentra en marcha la construcción de la gran red vial, de manera que permita la unificación de las seis provincias orientales, a la vez que entre ellas puedan unir a las capitales provinciales; por consiguiente, con la nueva política de contratación pública a través del portal, los profesionales en esta área, en forma natural o de organización deben agilizar la presentación de ofertas, y para ello es necesario contar con las herramientas actuales de la tecnología tanto de la informática como de la comunicación, aspecto que no ha despuntado todavía, viéndose en serios aprietos por el plazo que exige para la presentación de proyectos de construcción de puentes en la obra civil de las carreteras. Es por esto que la ayuda de programas computarizados son de gran importancia para agilizar procesos de cálculo, de esta manera, ayudaría ahorrar mucho tiempo y transformarse en una herramienta fundamental en los diseños de puentes.

En el país el cálculo de diseño de puentes computarizado está limitado para grandes empresas de magnos recursos económicos, las cuales tienen acceso a licencias de paquetes informáticos, de esta manera agilitan los procesos de cálculos de puentes, ahorrando tiempo y generando ganancias.

La provincia de Pastaza es la más grande de Ecuador y la más rica en biodiversidad. Se caracteriza por tener la selva tropical de la Amazonía, su diversidad faunística y flora; así como su etnográfica que abarca siete nacionalidades, por lo que los encantos de Pastaza, brindan diferentes opciones a visitantes y científicos que deseen conocer y compenetrarse en la cotidianidad de comunidades indígenas que viven muy cerca de la impresionante vegetación, fauna, ríos inmensos, cascadas y demás lugares fascinantes que constituyen la muestra vital de la biodiversidad natural del Oriente de Ecuador.

El sistema fluvial de la provincia es muy grande con gran cantidad de ríos pequeños y extensos, consecuentemente la infraestructura de vías de comunicación terrestre es

vital en el desarrollo de esta provincia, por su característica geográfica resulta un costo considerable en relación a otras provincias del país como son de la sierra o de la costa, ya que se requiere en las vías la construcción de un número considerable de puentes que permitan el desarrollo de los pueblos.

Por mandato Constitucional, según lo determina la Constitución Política del Ecuador, las competencias de la vialidad se ha designado al Gobierno Provincial, responsable de la planificación y construcción de obras civiles. A pesar de tener esta gran responsabilidad, por ser una provincia alejada de las grandes urbes y su población menor a las otras consideradas políticamente potenciales, no ha recibido el apoyo que debe tener de los órganos gubernamentales; por consiguiente, en sus competencias del cálculo y diseño de puentes aún se lo realiza de la forma manual, la cual retarda la ejecución de obras, desperdiciando los alcances de la informática, por no tener la visión de capacitar a los profesionales encargados en los paquetes informáticos que son herramientas de gran ayuda y de métodos de cálculo estructural dentro del Consejo Provincial de Pastaza.

1.2.2.- Análisis Crítico

El uso de programas computarizados para el cálculo de puentes ha sido un grave problema por los recursos que implica, por eso en la actualidad se está intentando impulsarlos ya que son una gran herramienta de trabajo. Además en el diseño de puentes se deben considerar las características de la estructura, las condiciones regionales, el diseño geotécnico, las propiedades del subsuelo, la construcción misma y el mantenimiento.

A partir de esos puntos cada una de estas categorías tendrá variables como pueden ser:

Los materiales que se utilizarán.

Los planos estructurales.

Las cargas a nivel de cimentación y las líneas de influencia.

Su aplicación servirá para saber el comportamiento de las cargas sobre los elementos estructurales al momento que un vehículo atraviese el puente.

En ocasiones, no se toma en cuenta ciertos aspectos que son importantes como:

Mano de obra experimentada.

Calidad de los materiales.

Efectos climáticos.

Dirección técnica.

Consecuentemente, se determina la importancia de utilizar métodos contemporáneos a través del uso de la informática de manera que faciliten el proceso de cálculo y por ende, la credibilidad en su construcción.

1.2.3.- Prognosis

Con la continuación de procedimientos y métodos rutinarios de diseño y la no capacitación de los profesionales encargados de la planificación de la vialidad en el Consejo Provincial de Pastaza, continuar con el desconocimiento en la aplicación de métodos actualizados que permiten los cálculos a través de la informática, inclusive llegar a simuladores de resistencia, trae un retraso en la planificación y ejecución de obras y lo que es más puede producirse malos cálculos estructurales que producen pérdida para este organismo y de ser beneficiados oportunamente los pueblos a donde une las vías carrozables y los puentes como partes importantes en esta zona de presencia de fuentes hídricas.

1.2.4.- Formulación del Problema

¿Cómo incide la aplicación informática en el proceso de cálculo en el diseño de puentes sobre vigas del Consejo Provincial de Pastaza?

1.2.5.- Preguntas Directrices

¿Cuáles son los métodos para el cálculo estructural de los puentes sobre vigas?

¿Cuál es el proceso de diseño y construcción de puentes?

¿Qué medio utilizan en el Consejo Provincial para el cálculo estructural de los puentes sobre vigas?

¿Qué métodos informáticos son aplicables en cálculo estructural de los puentes sobre vigas?

1.2.6.- Delimitación del Objeto de Investigación

Delimitación del Contenido

- CAMPO: Infraestructura vial
- ÁREA: Obra civil
- ASPECTO: Estructuras, Diseño de Puentes.

Delimitación Espacial.- El presente trabajo de investigación se llevará a cabo en la provincia de Pastaza, ciudad de Puyo, en el Consejo Provincial de Pastaza.

Delimitación Temporal: El estudio se desarrollará, en el período comprendido entre los meses de Agosto 2011 a Julio 2012

1.3.- JUSTIFICACIÓN

En años recientes la aplicación de diferentes métodos para el cálculo estructural de los puentes sobre vigas en el diseño de estructuras, no puede llevarse a efecto por medio manuales, debido al desarrollo de la informática, se requiere que las instituciones y los profesionales, se provean de equipos informáticos, así como se apropien de los diferentes programas que permita su aplicación, lo cual permitirá un mayor realismo en su diseño y una inversión económica menos costosa y ahorro de tiempo.

El tema a desarrollarse en la presente investigación es de gran interés personal por estar inmerso en la temática de estudio que orienta a la carrera de Ingeniería Civil, considerando el papel del profesional en esta área es aportar conocimientos nuevos que la ciencia ha creado para la utilización en las prácticas de su profesión.

El realizar un trabajo investigativo sobre Estudio de Aplicación Informática y su incidencia en el proceso de cálculo del diseño de puentes sobre vigas, en el Consejo Provincial de Pastaza, se podrá agilizar el proceso de cálculo y mejorar el servicio a la colectividad, proveyendo a una mejor infraestructura.

El programa a analizarse ayudará a los profesionales en un beneficio directo por cuanto su aporte mejorará y agilizará el cálculo para diseñar puentes en cualquier lugar.

Se considera que el estudio de este tema es de importancia ya que los profesionales en el área de ingeniería civil una vez capacitados en informática tendrán mejores herramientas que les permita desempeñarse eficientemente en sus funciones. Al existir la apertura del Departamento de Obras Públicas del Consejo Provincial para obtener los datos requeridos de los archivos y la aplicación de los instrumentos técnicos que permitan obtener la información, facilitará para poder ejecutar la investigación.

1.4.- OBJETIVOS:

1.4.1.- Objetivo General

Estudiar la importancia de la aplicación de la informática en el proceso de cálculo en el diseño de puentes sobre vigas en el Consejo Provincial de Pastaza.

1.4.2.- Objetivos Específicos

Sustentar teóricamente los métodos importantes para el cálculo estructural de los puentes sobre vigas.

Detallar el proceso actual de cálculo de diseño de puentes utilizado por el Consejo Provincial de Pastaza.

Describir las principales dificultades del proceso actual de cálculo del diseño de puentes sobre vigas que utiliza el Consejo Provincial de Pastaza.

Proponer una alternativa de solución en el cálculo estructural computarizado de los puentes sobre vigas.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1.- ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

En el Gobierno Provincial de Pastaza, existe estudios técnicos e informes de construcción de puentes (Pequeños) de hormigón y colgantes (Peatonal) realizados por los técnicos del Departamento de Obras Públicas, lo cual, permitirá estudiar su eficiencia en su aplicación, sea en tiempo y en garantía de su construcción. Entre los más relevantes son:

- Colonia Santa Marta, Km 4 Vía Napo Puente sobre el Rio Puyo.
- Puente sobre el Rio Guapuno, Km 33 de la vía Puyo Arajuno.
- Puente sobre el Rio Porvenir, vía Porvenir Pomona.
- Puente sobre el Rio Rivadeneira, vía Puyo San Ramón km 33 en el by pass.
- Puente sobre el Rio Bobonaza, ubicado en la parroquia Canelos.
- Puente sobre el río Pambay, ubicado en la periferia de la ciudad de Puyo.

En la Universidad Técnica de Ambato, no se determina estudio específico sobre esta temática en la Institución objeto de estudio; pero si se contará con bibliografía para el desarrollo del marco teórico.

2.2.- FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA

El tema de investigación se enmarca en las corrientes del pensamiento filosófico modernas como son el paradigma crítico propositivo, el mismo que considera al ser humano, como un ente participativo en la aplicación de la ciencia y la tecnología, porque presenta nuevas propuestas de desarrollo o alternativas de solución. Con el fin de que se produzca una transformación social, pues, se considera la acción del

sujeto – objeto contextualizando su entorno, su realidad nacional y mundial, basado en una corriente de participación, abierta, flexible y con énfasis en el análisis de los cambios cualitativo.

2.3.- FUNDAMENTACIÓN LEGAL

Está basado en el que se refiere al derecho de autor. De conformidad con la normativa enmarcada, Autor es la Persona Natural que realiza la creación intelectual, excluyendo a las Personas Jurídicas de ostentar tal calidad. Sin embargo, se debe dejar en claro que, en estos casos, las mismas Personas Jurídicas pueden ser Titulares de los Derechos de Autor, sean estos morales o patrimoniales. De esto se deriva que los titulares del Derecho de Autor pueden ser personas distintas del Autor y, en consecuencia, que no por ser titular de los derechos de Autor, se pueda ser Autor u ostentar dicha calidad.

El artículo octavo de la Ley de Propiedad Intelectual vigente en el país, señala como objeto del Derecho de autor, "las obras del ingenio, en el ámbito literario o artístico, cualquiera que sea su género, forma de expresión, mérito o finalidad." El artículo referido desarrolla además la independencia sobre el soporte material que incorpora la obra, porque son niveles distintos de la obra en sí misma. (Diferencia tradicional entre *corpus mysticum* y *corpus mechanicum*) Finalmente, recoge un principio fundamental en materia de Derecho de Autor, esto es, que el goce o ejercicio de estos derechos, no están supeditados al requisito del registro o al cumplimiento de cualquier otra formalidad.

El mismo artículo octavo recoge una lista ejemplificativa de las obras protegidas por el derecho de autor, las cuales se pueden resumir en "toda creación intelectual original, susceptible de ser divulgada o reproducida en cualquier forma, conocida o por conocerse".

El artículo noveno reconoce, adicionalmente, derechos sobre las obras derivadas de una obra originaria, siempre que:

- Subsistan sobre las Obras Originarias.
- Se cuente con la autorización del Autor de la Obra Originaria.
- Revistan características de originalidad.

El mismo cuerpo normativo, en su artículo décimo, señala que no son objeto de la protección del Derecho de Autor, los siguientes:

- Las ideas contenidas en las obras, los procedimientos, métodos de operación o conceptos matemáticos en sí; los sistemas o contenido ideológico o técnico de las obras científicas, ni su aprovechamiento industrial o comercial.
- Las disposiciones legales y reglamentarias, las resoluciones judiciales y los actos, acuerdos, deliberaciones y dictámenes de los organismos públicos, así como sus traducciones oficiales.

De igual forma, la normativa vigente recoge disposiciones especiales sobre cierto tipo de obras. En este caso, podemos señalar entre estas, las siguientes:

- Programas de Ordenador.
- Obras Audiovisuales.
- Obras Arquitectónicas.
- Obras de Artes Plásticas.

Es importante tener en cuenta que dichas disposiciones especiales amplían o modifican el contenido del Derecho de Autor, por lo que conviene estar a su contenido, para evitar confusiones respecto del contenido tradicional del Derecho de Autor.

2.4.- CATEGORÍAS FUNDAMENTALES.

Formulación del problema

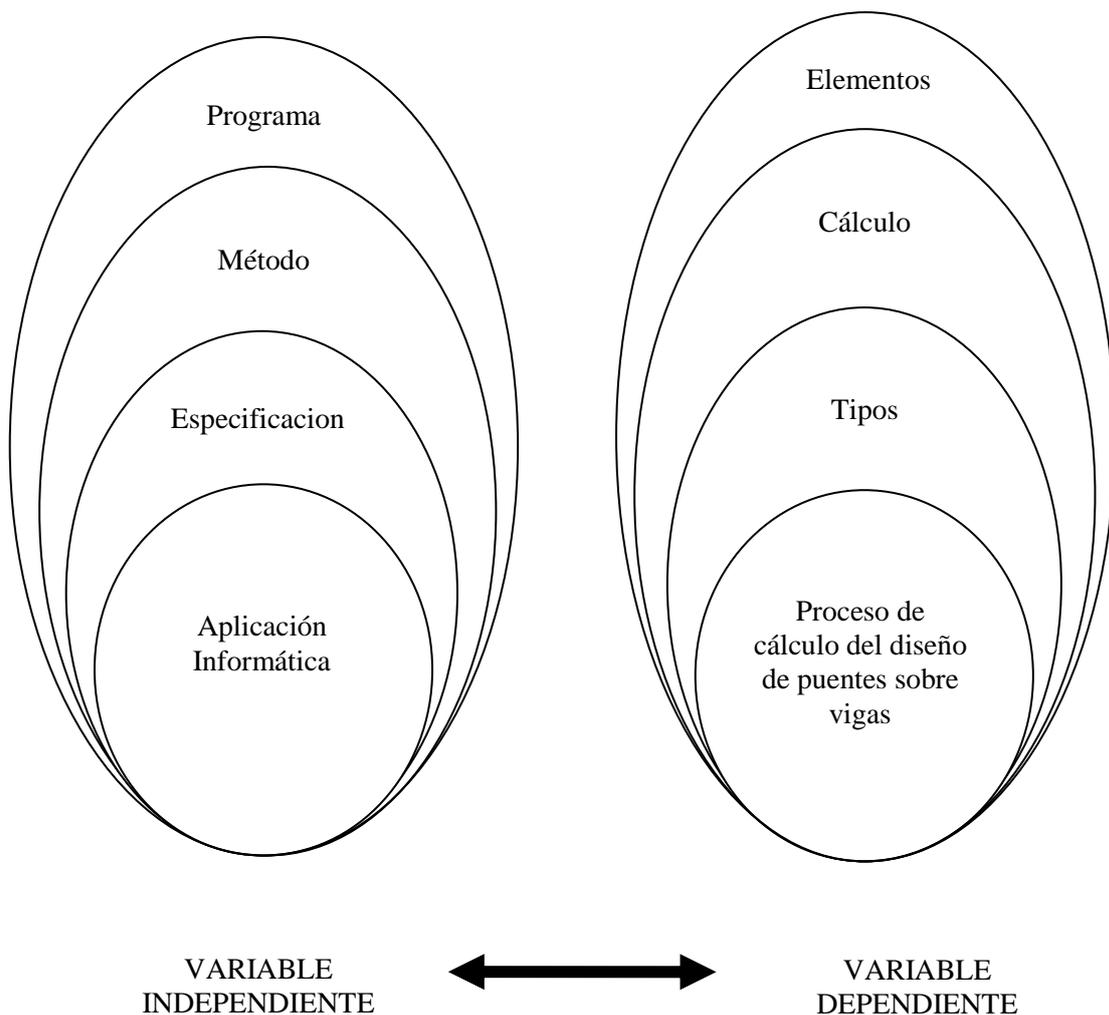
¿Cómo incide el uso de una Aplicación Informática en el proceso de cálculo del diseño de puentes sobre vigas en el Consejo Provincial de Pastaza?

X=Aplicación Informática

Y=Diseño de Puentes

Estudio de Aplicación Informática y su incidencia en el proceso de cálculo del diseño de puentes sobre vigas,.

2.4.1.- Organizador Lógico de Variables



2.4.2.- Contenido

2.4.2.1.- Elementos de un Puente

Definición de puente

(<http://ingepuentes.galeon.com/>) 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.

Para designar su función se dirá: puente para carretera, puente para ferrocarril, puente móvil. La palabra viaducto se reserva para los puentes largos, con frecuencia de claros prolongados, y altura constante.

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 esviave 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.

2.4.2.2.- 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.

Solicitud – 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 solicitaciones obtenidas de un análisis más global.

Elemento – Sinónimo de Componente.

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

2.5.- HIPÓTESIS

La aplicación informática agilizará el proceso de cálculo del diseño de puentes sobre vigas, en el Consejo Provincial de Pastaza.

2.6.- SEÑALAMIENTO DE VARIABLES.

2.6.1. Variable Independiente

Aplicación informática

2.6.2.- Variable Dependiente.

Proceso de cálculo del diseño de puentes sobre vigas

2.7.- DESCRIPCION DE CONCEPTOS

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 Publicas.

2.7.1.- 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 esviados. 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:

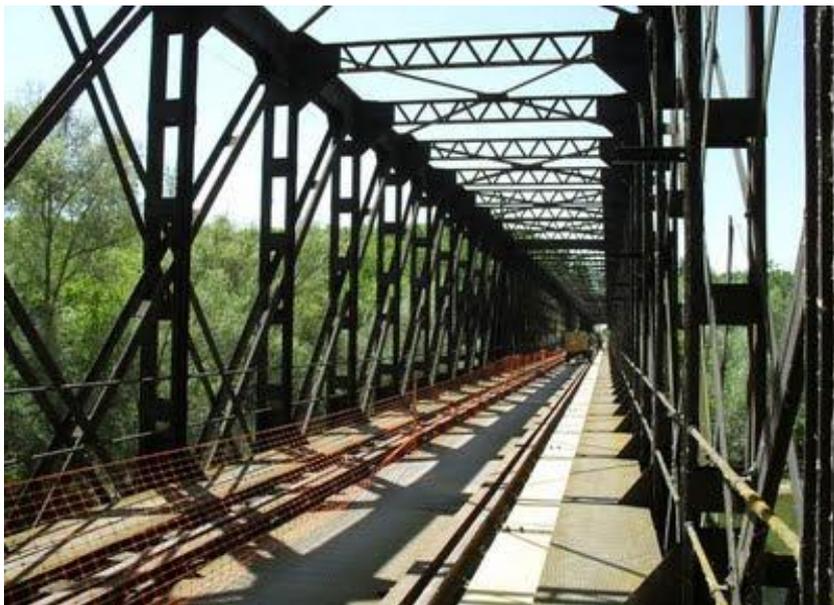
- Puentes Pequeños._ Luces Menores A 6m.
- Puentes Medianos._ Luces Entre 6 Y 10m.
- Puentes Grandes._ Luces mayores a 50m.

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.



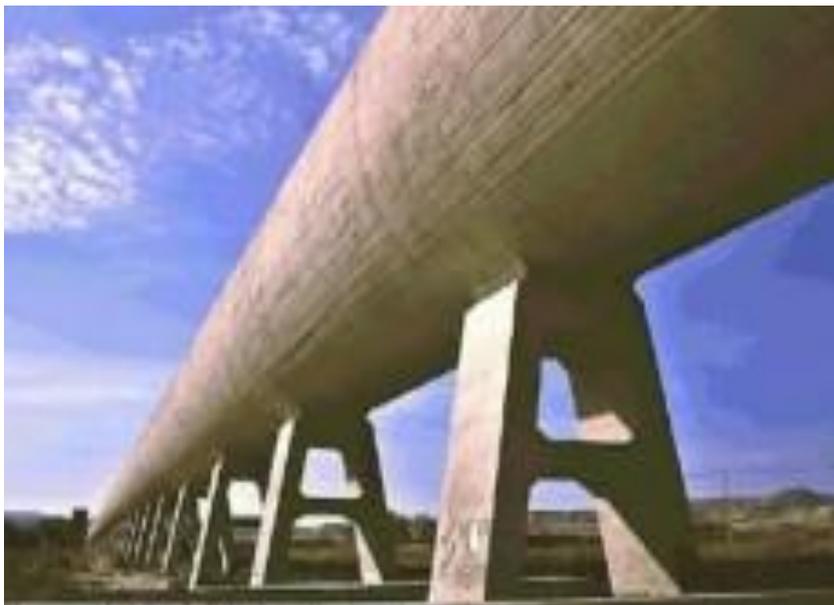
- PUNTES DE FERROCARRILES.



- PUNTES PEATONALES.



- PUNTES DE ACUEDUCTOS.



- PUENTES DE VIADUCTOS.



SEGÚN EL ÁNGULO QUE FORMA CON EL EJE DEL OBSTÁCULO.

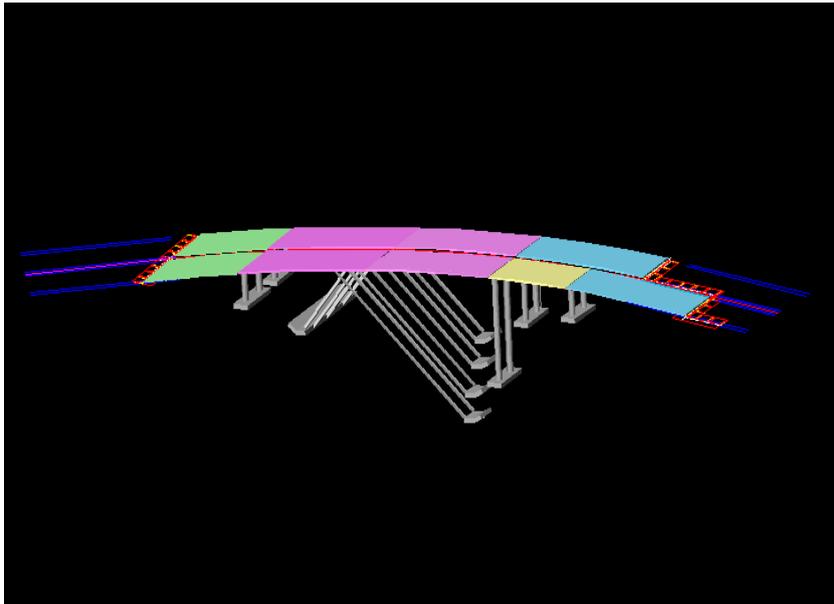
- PUENTES RECTOS.



- PUENTES CURVOS.



- PUENTES ESVAJADOS.



SEGÚN EL MATERIAL CON EL QUE ESTÁN CONSTRUIDOS

- PUENTES DE PIEDRA



- PUENTES DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL.



- Puentes de hormigón presforzado.



- Puentes de madera.



- Puentes Mixtos



- Puentes Metálicos.



LOS PUENTES METÁLICOS PUEDEN SER:

- DE FUNDICIÓN DE HIERRO.



- DE ACERO.

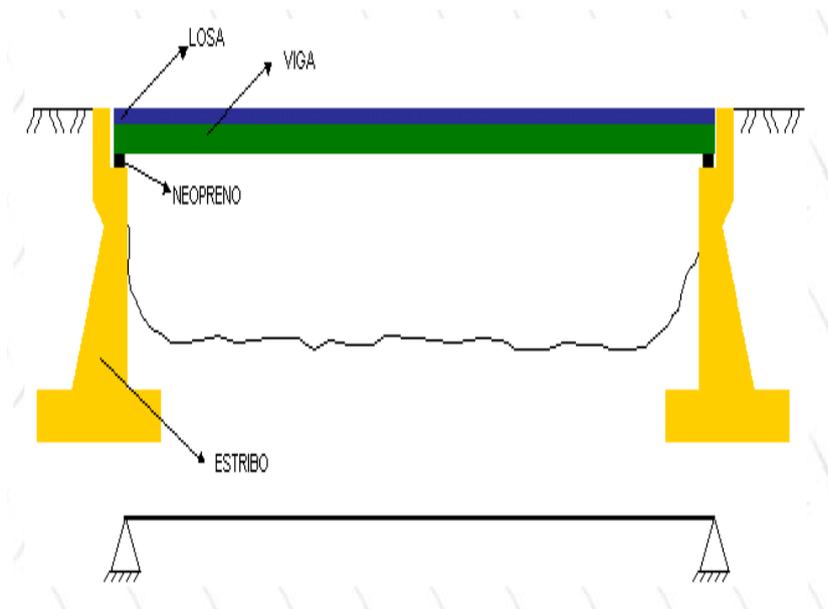


- DE ALUMINIO.

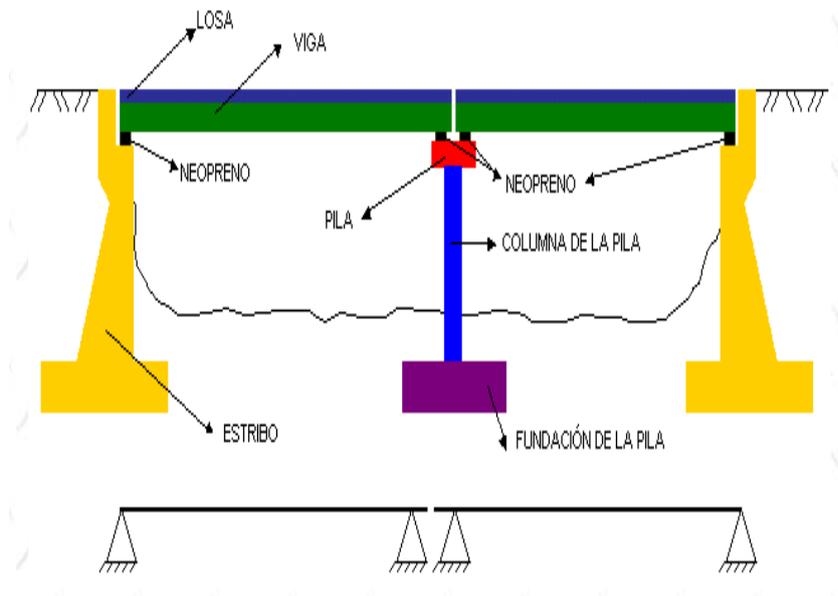


SEGÚN LA FUNCIÓN ESTRUCTURAL.

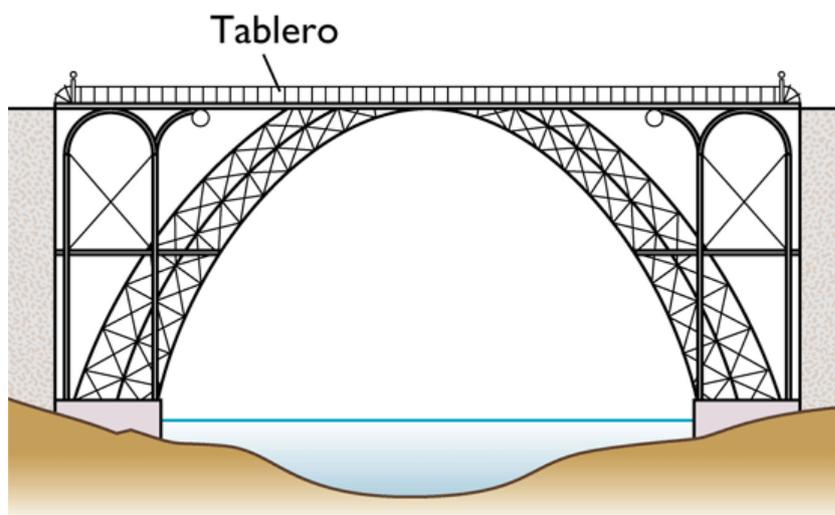
- PUENTES ISOSTÁTICOS.



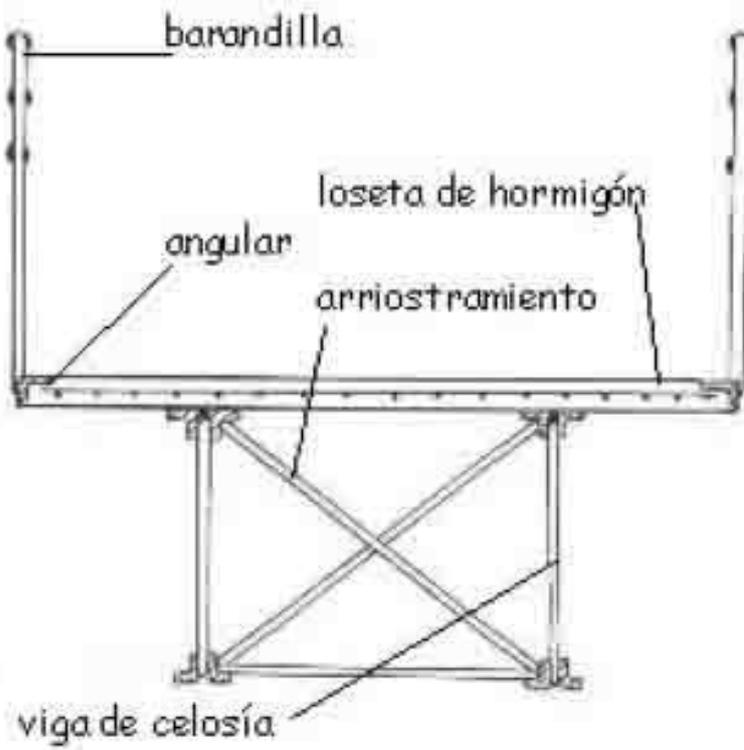
- Puentes HIPERESTÁTICOS.



- Puentes DE ARCO.



- PUENTES DE CELOSÍA.

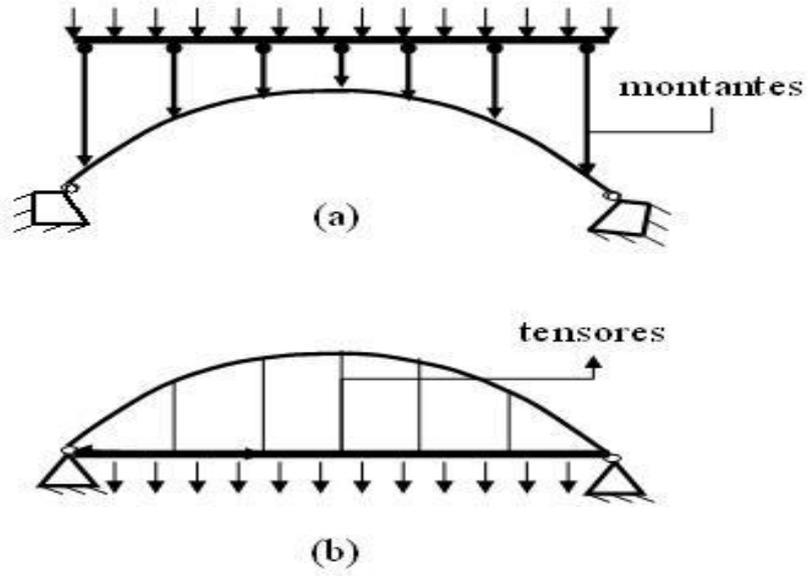


- PUENTES ATIRANTADOS.

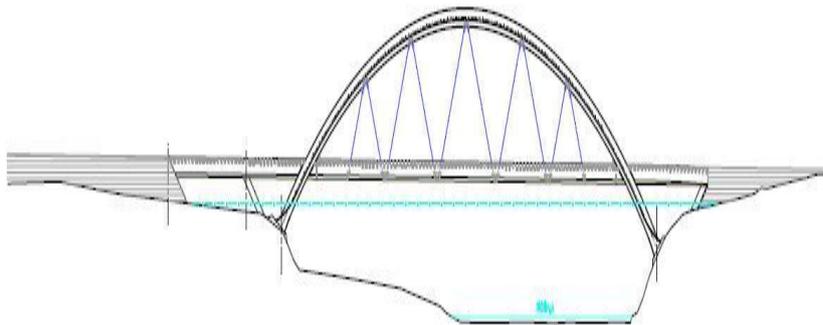


SEGÚN LA POSICIÓN DEL TABLERO RESPECTO A LA VÍA CONSIDERADA.

- PUENTES DE TABLERO SUPERIOR.



- PUENTES DE TABLERO INTERMEDIO.



- Puentes de Tablero Inferior.

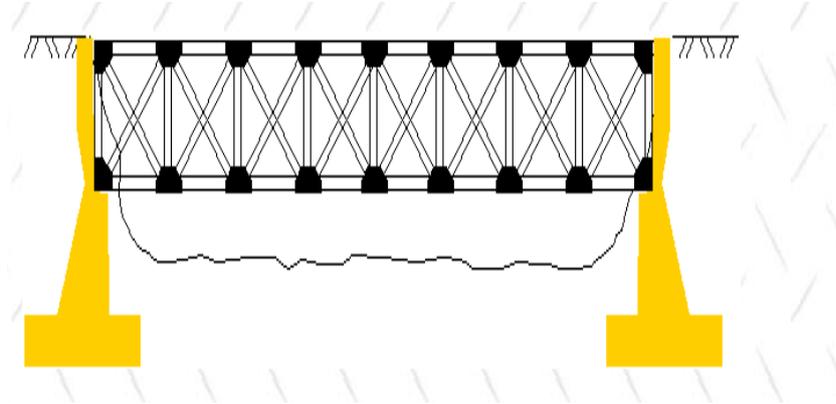


SEGÚN LA MOVILIDAD DEL TABLERO

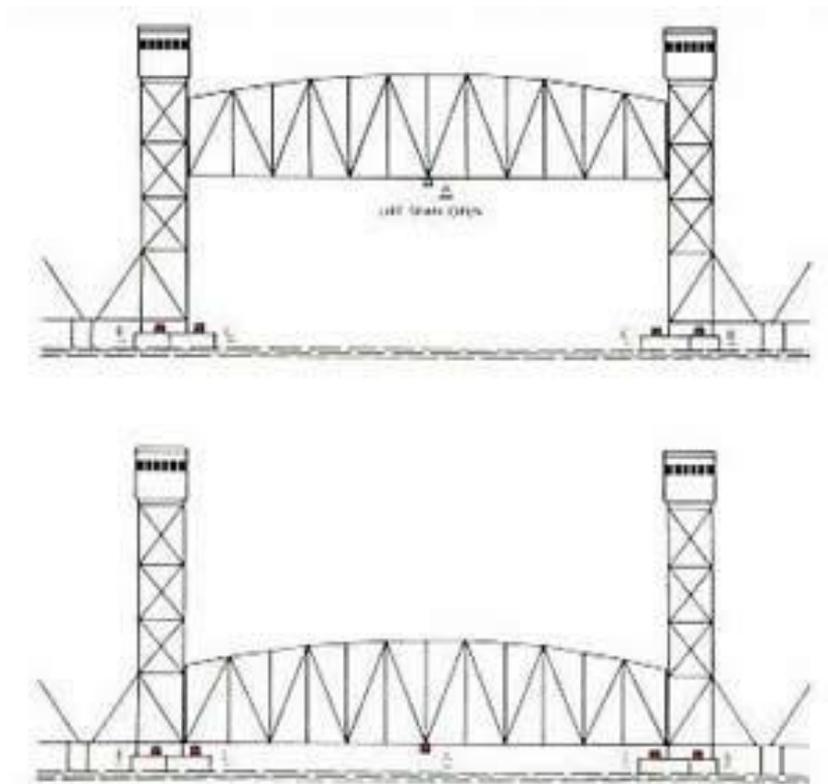
- Puentes Fijos.



- PUNTES DESMONTABLES

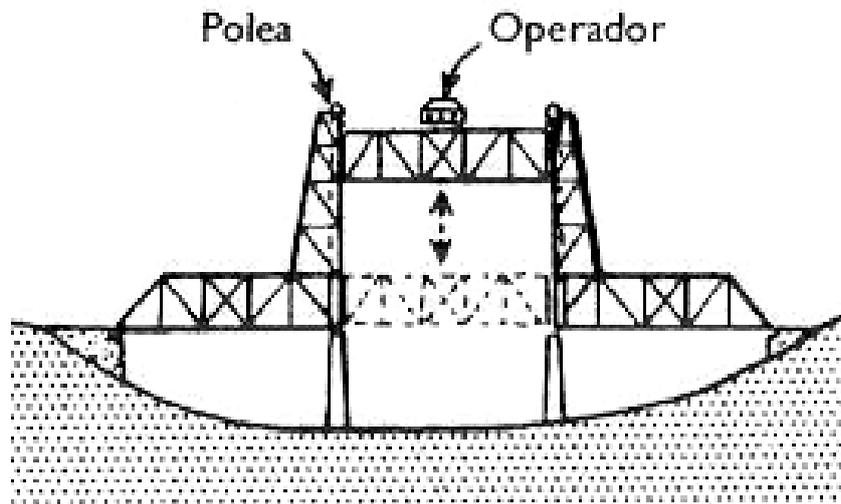


- PUNTES MÓVILES.



LOS PUENTES MÓVILES SE CLASIFICAN EN

- LEVADIZOS.

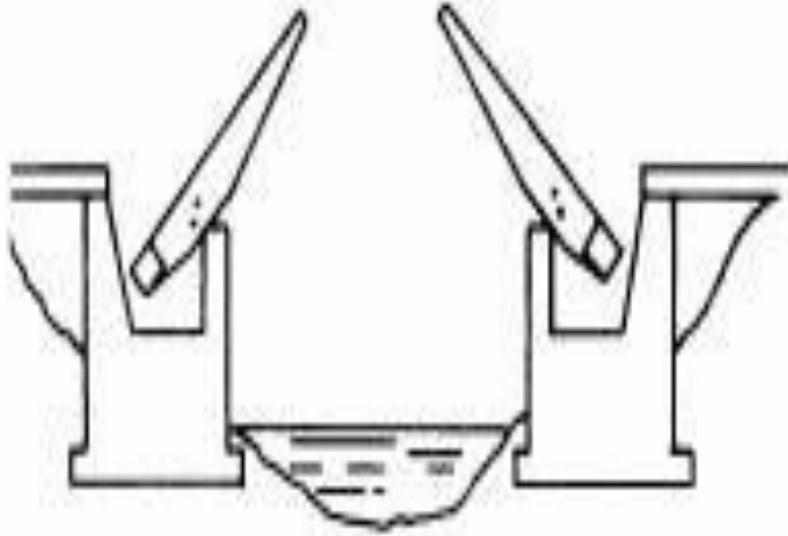


Puente de elevación vertical

- GIRATORIOS.



- BASCULANTES.



- FLOTANTES

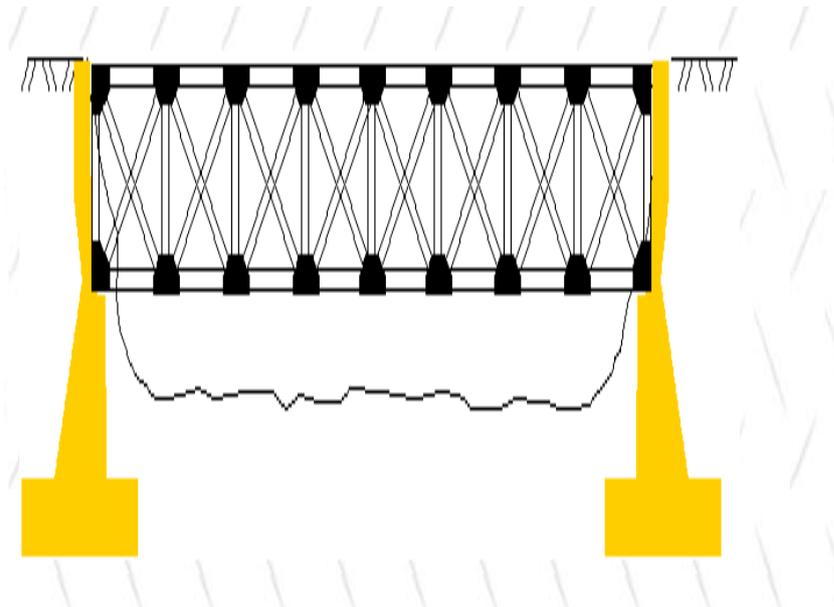


SEGÚN EL TIEMPO DE VIDA PREVISTO.

- Puentes permanentes.



- Puentes provisionales.



El puente en estudio a diseñarse se clasifica de acuerdo a los criterios antes anotados como un puente losa sobre vigas de hormigón armado, permanente, fijo de carretera sobre río, de claro simple, recto, de longitud mediano.

2.7.2.- 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.

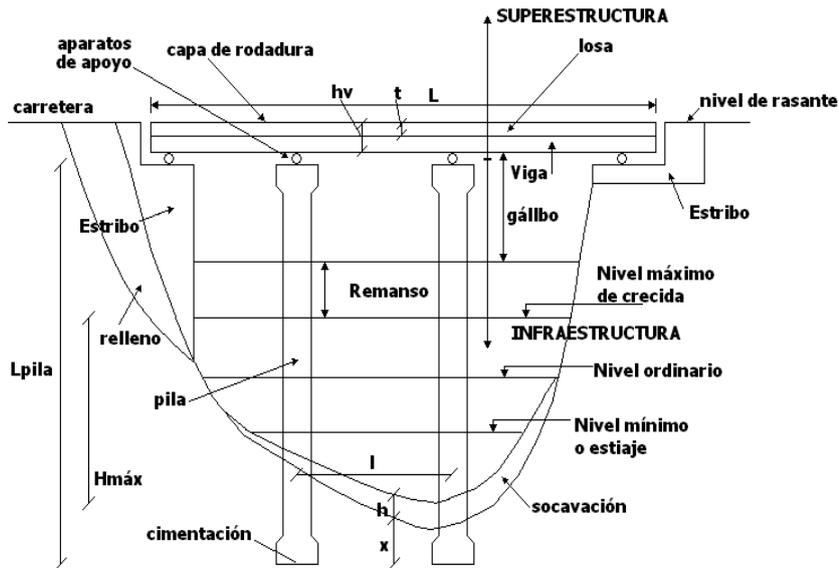


Gráfico 1.
Partes constitutivas de los puentes Vista longitudinal

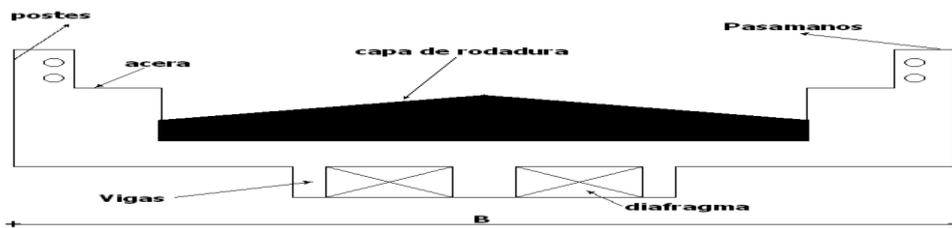


Gráfico 2.
Partes constitutivas de los puentes Vista Transversal

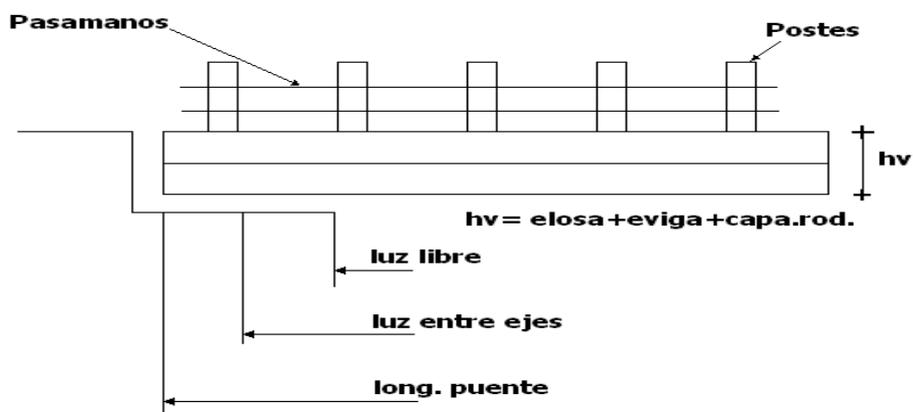


Gráfico 3.
Partes constitutivas de los puentes Vista Longitudinal

De los gráficos anteriores anotamos algunas definiciones:

- Remanso.- Sobreelevación 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.

2.7.3.- 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 $H_{m\acute{a}x}$, la altura de remanso y la altura de gálidos 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.

2.7.4.- 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 encausamiento. 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 contraflecha 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.

2.7.5.- 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 de corrientes vecinas, 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.

2.7.5.1.- Estudios Hidrográficos

Es necesario analizar y obtener datos de distintos factores y fenómenos relativos al agua en todos sus estados de distribución y ocurrencia en la atmósfera, superficie terrestre y en el subsuelo.

2.7.5.2.- Cota Máxima de Crecida

El caudal en cualquier sección se define como el volumen de líquido que pasa por una sección por unidad de tiempo.

El caudal medio diario se obtuvo promedio de las mediciones realizadas en sitio, en el transcurso de varios días, para lo cual se utilizó de perfil hidrodinámico el vertedero que se encuentra en el sector de Jun-Jun; utilizando la fórmula del método de los vertederos hemos determinado el caudal:

$$Q = M \times b \times H^{\frac{3}{2}}$$

Donde:

Q: caudal (m³/s)

M: coeficiente que depende del tipo de vertedero = 2.20.

b: ancho del vertedero (m).

h: altura de agua que pasa por el vertedero (m).

La obtención de los caudales máximos de crecidas se utilizó el método de la fórmula racional que es la más común para determinar la máxima descarga en una cuenca dada.

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360}$$

Donde:

Q: caudal (m³/s).

C: coeficiente de escurrimiento.

I: intensidad de lluvia (mm/hora).

A: área de la cuenca considerada (km²).

El coeficiente de escurrimiento se obtiene:

$$C = 1 - \sum_{i=1}^n C'$$

Donde:

$\sum C'$ = Sumatoria de considerar la topografía, suelos y cobertura vegetal.

TOPOGRAFÍA	C'
Plano i= 0.2-0.6 m/km	0.30
Moderado i= 3 – 4 m/km	0.20
Colinas i= 30 – 50 m/km	0.10
SUELO	
Arcilla impermeable	0.10
Limo y arcilla	0.20
Limo arenoso	0.40
CUBIERTA VEGETAL	
Terreno cultivados	0.10
Bosques	0.20

Tabla No. 1

Valores de escurrimiento a considerar según el tipo de terreno

2.7.5.3.- Estudio de Gálibos

El gálibo vertical se refiere a la altura libre a tener bajo el puente que cruza una vía de circulación vehicular o una vía navegable. Los gálibos a preveer están definidos normalmente por reglamentos que se han dado a cada categoría de las vías de circulación por las Instituciones competentes; para nuestro caso es la distancia comprendida entre el nivel máximo de crecida esperado y el nivel inferior de la superestructura siendo este un puente sobre un río no navegable, este valor dependiendo de la incertidumbre se encuentra en valores de 2.0 a 3.0 m.

2.7.5.4.- Pendientes Longitudinales

Es necesario mantener en lo posible la misma pendiente que tienen las zonas aledañas al lecho de la corriente, esto debido a que una pendiente diferente producirá si es mayor erosión a la salida perjudicando a la estructura por socavación y una pendiente menor producirá sedimentación.

2.7.5.5.- Rugosidad del Cauce

La rugosidad del cauce se refiere al coeficiente de Manning ha utilizarse en el estudio para una sección constituida por grava, cantos rodados con grandes rocas y según Ven Te Chow es de 0.050 en los bordes y 0.040 en el lecho del río.

2.7.5.6.- Socavación General del Cauce

Es la erosión que sufre el suelo del fondo del cauce del río, esta se presenta en dos tipos: La primera es producto del arrastre del material en el lecho del río y la segunda por la velocidad con que choca el agua contra las piedras aguas arriba o con las pilas y estribos, produciendo ciertas turbulencias que erosionan poco a poco el suelo de cimentación.

Existe la socavación general que consiste en la puesta de suspensión del conjunto de los materiales móviles que constituyen el fondo del cauce a lo largo del todo el lecho del río que puede alcanzar una gran profundidad.

La socavación local es la erosión que sufre el suelo adyacente a la pila su efecto depende: de la forma de la pila, de su posición con respecto a la corriente, del tipo de suelo y de la velocidad con que choca el agua.

Este fenómeno es acumulativo y puede incluso causar el colapso de toda la estructura. Para evitar estos problemas, la regla actual es situar la base de la cimentación por debajo del nivel de la mayor socavación previsible.

Es importante determinar la luz total del puente dependiendo de la socavación lateral para lo cual hemos utilizado el método de Lishtvan mediante la aplicación de la siguiente fórmula:

$$I_s = \left(\left(\frac{Q_{m\acute{a}x}}{Q_{CP}} \right) \left(\frac{B_{CP}}{L} \right) \right)^{\frac{1.0}{x+1}}$$

Donde:

I_s : índice de socavación.

Q_{CP} : caudal que pasa bajo el puente cuando aún no está construido.

B_{CP} : ancho del cauce principal.

L : longitud total del puente.

Para el método de Lishtvan se sigue el procedimiento indicado en el anexo # 6, para lo cual es necesario las siguientes tablas:

p%	0.01	0.03	1	2	4	10	20	30	50
μ	1.12	1.07	1.00	0.97	0.92	0.86	0.81	0.77	0.72

Tabla No. 2

Coefficiente μ probabilidad del periodo de retorno

Índices	2.20	2.10	1.70	1.40	1.30	1.25
Caudal unitario Promedio cuando aún no se produce la socavación	≤ 2.0	3	5	10	15	≥ 20

Tabla No. 3

Índices de Socavación Admisibles

Utilizando un valor de índice de socavación igual a 1.00 obtenemos mediante la aplicación de la fórmula anterior una longitud de puente mínima igual a 13.658 m.

La altura de socavación se puede calcular aproximadamente con:

$$Hds = \left(\frac{S \times has^{\frac{5}{3}}}{a \times \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

Donde:

hds : altura de socavación (m).

has: altura antes de la socavación.

a: coeficiente.

B: coeficiente.

Los valores de a:

δ	0.05	0.1	0.3	0.5	1	2	3	6	10	15
A	0.29	0.36	0.49	0.56	0.68	0.83	0.92	1.12	1.30	1.45

Tabla No. 4

Valores del coeficiente “a” para determinar la altura de socavación.

En la práctica, cuando el curso del agua es conocido es conveniente basarse en las realizaciones anteriores, teniendo en cuenta el hecho de que las profundidades de las socavaciones constatadas son inferiores a las máximas a considerar.

2.7.6.- Estudios de Suelos

Toda obra de ingeniería requiere del estudio de suelos, de este obtenemos la capacidad portante del suelo y la estratigrafía con la finalidad de determinar el nivel de cimentación la capacidad de carga y demás consideraciones constructivas.

Para el estudio de puentes se debe considerar perforaciones en el sitio de implantación de estribos y pilas, dichas perforaciones se realizan a distintas profundidades.

Con el propósito de analizar cualitativa y cuantitativamente los suelos que se encuentran en el subsuelo del sitio de implantación de los estribos se realizaron dos perforaciones estándar a percusión: una a 2 metros en la margen izquierda y otra a 1 metro en la margen derecha según lo dispuesto por la norma ASTM D 1586-67. Además se realizó un pozo a cielo abierto de 2.0 metros de profundidad en la margen izquierda para sobrepasar el nivel del lecho río dichas profundidades se consideran suficientes para efectos del estudio actual.

2.7.6.1.- Granulometría de Suelos

La granulometría consiste en la determinación de los porcentajes de los tamaños de las partículas que forman una masa de suelo estas son: piedra, gravas, arena, limos y arcillas lo cual tiene como objetivo la identificación de los suelos.

Consideramos como partículas gruesas (gravas y arenas) cuando más del 50% de la muestra se retiene en el tamiz # 200, o sea, el 50% de las partículas son mayores a 0.074 mm, y de grano fino (limos y arcillas) cuando más del 50% de la muestra es retenida en el tamiz # 200, es decir, menores a 0.074 mm.

En suelos de partículas finas, no es importante la granulometría debido a que en este tipo de suelos nos interesa la plasticidad.

El análisis mecánico se realiza por medio de tamices de diferentes aberturas en forma descendiente las mismas que van desde 3" hasta la malla N-200 el procedimiento es el siguiente:

- Se pesa la muestra total de suelo.
- Se separa la fracción gruesa o sea la que es retenida en el tamiz N 4 de la fracción fina.
- Se coloca la fracción fina en el juego de tamices y se la mantiene en el agitador por unos pocos minutos.
- Se pesa los retenidos parciales en cada tamiz.

- Se van acumulando estos pesos y se compara con el peso total de la masa.
- Se calculan los porcentajes retenidos en cada tamiz.
- Se obtiene el porcentaje retenido acumulado.
- Por último se calcula el porcentaje que pasa acumulado.

Para la fracción gruesa se realiza el mismo procedimiento pero en tamices manuales.

2.7.6.2.- Clasificación de Suelos

Identificar un suelo es encasillarlo dentro de un grupo que nos permita conocer en forma cualitativa las propiedades mecánicas e hidráulicas del mismo atribuyéndole aquellas homólogas a las del grupo en que se sitúe.

Los suelos se presentan en una variedad infinita y cualquier intento de sistematización deberá ir acompañado de una norma general en la que se procure clasificar a los suelos de la manera más completa posible.

Para la clasificación de suelos es de mucha importancia la experiencia en este tipo de estudio

a) Identificación visual manual de los suelos.

Este tipo de identificación se realiza en el terreno natural, no se necesita ningún tipo de equipo, tan solo hace falta los cinco sentidos, buen criterio y algo de experiencia.

Los suelos de grano grueso como son las gravas, arenas y arenas con limos son bastante fáciles de identificarlos, pues es suficiente con observarlos y sentirlos al tacto

Para suelos finos, es decir, aquellos que pasa más del 50% el tamiz # 200 (Partículas que ya no se distinguen a simple vista) , es necesario realizar ciertos ensayos como se detalla a continuación:

- Dilatación o reacción a las sacudidas.
- Tenacidad o moldeabilidad (consistencia cerca del LP).
- Resistencia seca al aplastamiento (característica de trituración).
- Sedimentación.
- Color.
- Olor.
- Textura.

b) Sistema Unificado de Clasificación de suelos (SUCS).

Este es el más utilizado de los sistemas, que se basan en los componentes del suelo y correlaciona al tipo de suelo con el comportamiento generalizado del mismo.

Se realiza mediante el cribado por tamices estandarizados. Este sistema de clasificación abarca los dos tipos generales de suelos que existen: los suelos gruesos y los finos.

El nombre de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos. Así tenemos: “G” para los suelos que predominan las gravas cuyo nombre en inglés es gravel; “S” para las arenas cuyo nombre en inglés es sand; “M” para los limos del suelo mo y mjala; y, “C” para las arcillas de su nombre clay.

La otra letra con la que se forma el nombre del grupo viene dada para suelos gruesos de acuerdo al siguiente criterio: para suelos limpios de finos, “W” suelos bien graduados well graded, y, “P” suelos mal graduados poorly graded; para suelos con cantidades apreciables de finos, “M” para los finos no plásticos y “C” para suelos finos plásticos.

Se entiende por suelos bien graduados a aquellos que tienen presencia de distintos diámetros de partículas los mismos que tienden a ocupar todos los espacios vacíos dejados entre las partículas de los mismos diámetros.

La otra letra para formar el nombre de los suelos finos de acuerdo al límite líquido y el índice de plasticidad así tenemos: “L” para suelos cuyo límite líquido es menor de 50%, es decir, de baja compresibilidad o low compressibility y “H” para suelos de límite líquido mayor de 50% o de alta compresibilidad o high compressibility. La consistencia de los suelos cohesivos se estiman comúnmente en las muestras de suelos por medio del penetrómetro de bolsillo.

Por último los suelos orgánicos toman el nombre “O” de su nombre en inglés organic, este va acompañado de la característica de limo o arcilla dependiendo del caso, y, para suelos altamente orgánicos, es decir, turbas se identifican como Pt.

2.7.6.3.- Contenido de Humedad

Se representa con la letra w , representa el peso del agua libre contenida en la muestra, expresada como un porcentaje del peso seco.

El contenido de humedad se determina por diferentes métodos como son: método de secado al horno, método instantáneo y métodos atómicos; el primer método es el más utilizado.

Con el método antes anotado se realizó el cálculo en el presente trabajo, la fórmula general a utilizarse es

$$\omega = \frac{W_1 - W_2}{W_2 - W_3}$$

Donde:

W1: Peso del recipiente mas la muestra de suelo.

W2: Peso del recipiente más peso del suelo seco.

W3: Peso del recipiente.

Para obtener los datos del ensayo el procedimiento es el siguiente:

- Se pesa el recipiente incluida su tapa.
- Se coloca una muestra de suelo representativa en el recipiente y se pesa.
- Se coloca el recipiente en el horno por 24 horas.
- Se revisa la muestra hasta que tenga un peso constante.
- Utilizando la fórmula anotada anteriormente se calcula el contenido de humedad.

2.7.6.4.- Determinación de la Plasticidad del Suelo

La plasticidad se define como la propiedad de un material que es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variaciones volumétricas apreciables, si desmoronarse y agrietarse.

Esta definición circunscribe definitivamente a suelos finos (limos y arcillas) en determinadas circunstancias de humedad. Los suelos de gruesos no presenta esta característica de ninguna manera.

Los suelos finos susceptibles de ser plásticos pueden tener la consistencia de un ladrillo cuando secos y con gran contenido de agua pueden aparecer como un líquido viscoso, lodo e inclusive como una suspensión líquida.

El límite líquido (LL) es el contenido de humedad en el cual el material pasa del estado plástico al estado líquido, representa un estado cercano al líquido.

El límite plástico (LP) es el contenido de agua para el cual el suelo deja de presentar un comportamiento plástico.

Estos límites son útiles para predecir la máxima densidad en estudios de compactación.

2.7.6.5.- Determinación de la Densidad del Suelo

La densidad del suelo es la relación que existe entre el peso de la muestra y el volumen del material desalojado. Existen dos métodos para determinar esta propiedad del suelo: método del cono y arena, y, método del aparato volumétrico.

El principio de estos dos métodos es igual, el del cono y arena, se basa en llenar una perforación hecha en el suelo con una arena calibrada denominada arena de Ottawa la misma que llena todos los espacios vacíos en la perforación, obteniendo de esta manera el volumen de la masa de suelo, pesamos la muestra del suelo extraída y de esta manera tenemos los datos necesarios para determinar la densidad del suelo.

El método del cono y arena es útil para todo tipo de suelo tales como gravas, arenas y limos de hasta $\frac{3}{4}$ " en campo, para suelos de mayor tamaño se puede ejecutar en el laboratorio, se deberá hacer la compensación correspondiente para que la densidad determinada sea la correcta y no este influenciada por la gravedad específica de las partículas mayores a ese tamaño.

El objetivo de este ensayo es el de determinar el grado de compactación de los suelos o de cimentaciones, determinación de la porosidad y relación de vacíos parámetros necesarios para el análisis de los asentamientos que pueden sufrir las estructuras construidas sobre suelos blandos.

2.7.6.6.- Prueba de Compresión Triaxial

Esta prueba tiene como objetivo la determinación de las características de esfuerzo – deformación y resistencia de los suelos, dependiendo de la forma de ejecutar los ensayos se obtendrán los parámetros fundamentales c y ϕ .

Este tipo de pruebas se realiza haciendo actuar presiones en tres sentidos a muestras cilíndricas inalteradas y frescas que en teoría no hayan sufrido ninguna alteración.

Por la configuración del suelo en la cual predomina los suelos granulares y depósitos fluviales, no se puede realizar esta prueba.

2.7.7.- Estudios Topográficos

El estudio topográfico es la base para cualquier trabajo de ingeniería, pues la elaboración de un proyecto se hace una vez que tengan los datos y planos topográficos que representan fielmente todos los accidentes del terreno.

2.7.7.1.- Planimetría del Sector

Sólo tiene en cuenta la proyección del terreno sobre un plano horizontal imaginario que se supone es la superficie media de la tierra. Los puntos de referencia en este estudio están ubicados en los bordes de la vía, en los extremos de la estructura existente, en los bordes superiores e inferiores del río, así como también en el eje del camino en una longitud recomendada de 100 metros.

2.7.7.2.- Altimetría del Sector

Tiene en cuenta las diferencias de nivel existentes entre los diferentes puntos del terreno. De los puntos de referencia anteriormente señalados obtenemos las cotas correspondientes, además señalamos que las curvas de nivel deben ir cada metro.

En el presente trabajo se utilizó para el levantamiento el método de Altimetría y planimetría estadimétrica, el cual nos permite ubicar los puntos con su cota correspondiente, el procedimiento es sencillo, plantado el equipo en un punto (el más favorable), se va tomando distancia inclinada, ángulo horizontal y ángulo vertical, luego por medio de las fórmulas taquimétricas se obtiene la distancia horizontal y cota correspondiente a cada punto que son los datos que necesitamos para el dibujo de los planos topográficos.

2.7.8.- Estudios Viales

El objetivo de los estudios viales es el de determinar el número de carriles y el estado de cargas necesario para el cálculo estructural.

2.7.8.1.- Clasificación de las Carreteras

Las carreteras se clasifican de acuerdo a:

- Su transitabilidad.- De acuerdo al estado o composición de la calzada, tenemos:
 - Pavimentada o de adoquines, carretera cubierta con capa de rodadura y acabado asfáltico, en ciertas ocasiones con adoquines.
 - Revestida, la capa de rodadura es de gran capacidad de resistencia (empedrado), existen también lastradas.
 - Tierra, la vía tiene solo compactación sin ningún revestimiento.
 - Local, sobre caminos de herradura.

- Su administración.- De acuerdo al organismo que tiene a cargo la construcción, mantenimiento, operación y reparación, tenemos:
 - Internacionales, forma parte del sistema vial Panamericano y está a cargo del Ministerio de Obras Públicas.
 - Inter-Regionales, corresponden al sistema interprovincial.
 - Interprovinciales, aquellas que están dentro de una provincia y comunican a cantones y parroquias.
 - Vecinales, une a centros agrícolas.

- Funcionales.- toma en cuenta la categoría e importancia del camino:
 - Red primaria, comunica a las cabeceras cantonales.

- Red secundaria, comunica a cantones.
 - Red terciaria, comunica a cantones con parroquias.
 - Vecinales, comunica a regiones agrícolas.
- Técnica.- permite conocer con precisión la categoría del camino, para lo cual toma en cuenta los volúmenes de tránsito, es decir, el tráfico promedio diario anual (T.P.D.A.) proyectado a futuro, a cada categoría corresponderá las especificaciones geométricas.

CATEGORIA	T.P.D.A.
Primera	8000 – 3000
Segunda	3000 – 1000
Tercera	1000 – 300
Cuarta	300 – 100
Vecinal	≤ 100

Tabla No. 5

Clasificación de la categoría de la vía de acuerdo al Tráfico promedio Diario Anual (TPDA)

2.7.8.2.- Volumen de Tránsito

Como volumen de tráfico se define el número de vehículos que pasa por un tramo de un carril o de una calzada durante u periodo de tiempo determinado.

Para el diseño de puentes es necesario obtener información del transito actual sobre el camino, para esto se hace un registro de los vehículos que transitan por el sector, determinándose el volumen y tipo de tránsito.

En el presente estudio para la determinación del tipo y volumen de tránsito se ha realizado una encuesta a personas del sector, esto debido al tipo de camino y ubicación del proyecto, es necesario proyectar los resultados a un futuro pero tomando en cuenta el de no sobrestimar ni subestimar los datos de diseño, esto nos dará un beneficio en el diseño estructural económico al cual se requiere llegar en este estudio.

2.7.8.3.- Análisis de la Vía

El análisis de la vía tiene como fin conocer el movimiento del tráfico en cuanto a los puntos de partida y finalización del comportamiento vehicular referida a la composición y magnitud de los productos transportados, propósito del viaje, movimiento del vehículo por marca y modelo, número de pasajeros, entre otros

Para la obtención de estos datos el método más apropiado es el de la entrevista al conductor, para esto el aforo debe ser de doce horas, de 06:00 a 18:00, en forma ininterrumpida y durante una semana.

Como se mencionó anteriormente se realiza en el presente estudio un aforo de encuesta a personas del lugar, esto debido al tipo y ubicación del proyecto.

2.7.9.- Estudio de Impacto Ambiental

Con el presente estudio se trata de identificar los efectos a corto y largo plazo que sufrirá la región con la construcción del puente y mitigar o remediar dichos problemas.

2.7.9.1.- Generalidades

Para una correcta comprensión del medio ambiente es necesario realizar un análisis integral de sus aspectos biofísicos, económicos, culturales, demográficos, tecnológicos y sociales, todos estos factores están indisolublemente asociados y desempeñan un conjunto de interacciones que explican los cambios estructurales en relación del hombre con su medio ambiente.

Para evaluar la magnitud de los problemas ambientales debe hacerse un análisis que abarque todos sus componentes, considerando el ambiente como una totalidad en la cual los aspectos físico, biológico y social interactúan y se condicionan recíprocamente formando sistemas dinámicos y cambiantes.

La evaluación del impacto ambiental se enfoca a las secuelas de la fase de construcción de la estructura en los elementos del medio. Se incluye todas las medidas necesarias para evitar, moderar y/o remediar los daños o perjuicios que el proceso de construcción pudiera provocar a las condiciones o factores físicos de la zona, con el propósito de conservar o restaurar el equilibrio ecológico.

Al momento de la construcción de la estructura debe considerarse los posibles efectos nocivos en las condiciones atmosféricas y en los factores topográficos, hidrográficos y bióticos del área, en consecuencia, tomar las medidas preventivas y correctivas que sean necesarias.

A más de los efectos nocivos es necesario anotar los efectos positivos en los factores social, económico, tecnológico que se producen con la construcción de una obra de ingeniería.

2.7.9.2.- Problemas Ambientales a Producirse

Los efectos nocivos a producirse son:

a) En el Estado Atmosférico.

La pérdida de la acción reguladora que la vegetación ejerce en el ciclo pluvial, cuando ella desaparece como resultado de las operaciones de desbroce y limpieza, así como en el desbosque producido para poder abrir o mejorar la vía en la cual se implanta el puente.

Contaminación del aire por la presencia de gases tóxicos, humos y partículas sólidas que se originan al incinerar desechos (limpieza y desbroce); al poner en funcionamiento campamentos causadas por desperdicios, basura, al encender hogueras, equipos y maquinarias para la construcción.

b) En la Composición del Suelo

Alteración de la composición del suelo, debido a la erosión que se producirá por la desprovisión de vegetación que se verán afectados debido a las exigencias constructivas, en los taludes y en las zonas laterales, causadas por el aumento de escurrencias de las aguas lluvias que disgrega, arrastra y disuelve ciertos componentes; o por la agregación de cenizas, resultado de la incineración de la vegetación, que los vuelve ácidos; o por el uso indiscriminado de herbicidas, plaguicidas o pesticidas, o por el depósito de partículas de piedra, cemento, cal u óxido de plomo (residuo de tetraelito de plomo que se añade a la gasolina) que es expulsado por lo escapes de los motores.

c) En la Topografía

La modificación de las formas topográficas naturales debido a las exigencias constructivas dan lugar a suelos desnudos y desprovistos de vegetación, que son proclives a la erosión; taludes pronunciados, largas pendientes, depósitos de materiales excedentes o inconvenientes.

Alteración del paisaje y alteración de las zonas de excepcional valor estético.

Alteración del sistema de cuencas de recolección y causas de drenaje natural. En algunos casos, obstrucción de dichos causes con el consiguiente represamiento, sedimentación, saturación del depósito y eventuales desbordes.

d) En los Recursos Hídricos

Contaminación de las aguas sea por estancamiento, la obstrucción de los canales naturales de desagüe, por el arrastre de suelos erosionados y el consiguiente aumento de sólidos en suspensión.

Perjuicio en las actividades agropecuarias por interrupción o modificación de los sistemas de riego naturales establecidos.

e) En la Flora y Fauna

Pérdida de sitios de anidación y alteración del hábitat de animales y plantas.
Obstrucción de vías de migración de animales salvajes.

Destrucción de la cubierta vegetal y consecuentemente del medio de vida de ave, animales, insectos útiles para mantener el equilibrio ecológico.

Los efectos positivos a producirse son:

f) En el Factor Socio-Económico

La construcción y mejoramiento de una vía contribuye para el desarrollo social y económico de la población beneficiaria, esto se ve reflejado en la mayor facilidad de transporte de productos, mayor comunicación con el resto de centros poblados lo cual beneficia en intercambio de todo tipo de productos, técnicas y conocimientos en diversos campos de las actividades humanas.

Con el mejoramiento de las condiciones actuales tanto de la vía como del puente implantado, se tiene la firme certeza de que el tráfico por la misma mejorará y se incrementará trayendo consigo los beneficios a la población servida.

2.7.9.3.- Mitigación de Problemas Ambientales

El constructor está obligado a concientizar a su personal sobre la necesidad de no agredir y, más aún de proteger el medio. Para esto se debe dictar y hacer respetar las disposiciones sobre las medidas sanitarias e higiénicas y él deber de informar inmediatamente sobre el encuentro de acuíferos, lugares de anidación, senderos de migración de fauna o la existencia de vegetación rara o desconocida.

Durante el proceso de construcción se debe informar a la institución sobre asentamientos humanos y posesión de tierras, para que se pueda exigir el cumplimiento de medidas de seguridad y de no explotar indiscriminadamente la zona, para disminuir los efectos perjudiciales del proceso.

El campamento que se instale debe satisfacer necesidades sanitarias, higiénicas y de seguridad y para esto deben contar con sistemas adecuados de provisión de agua, evacuación de desechos, normas de precaución y elementos de protección contra accidentes.

Los trabajos de desbroce y limpieza se limitarán al área física indispensable para los trabajos de construcción y deberá realizarse en forma tal que causen el mínimo daño posible en las zonas aledañas.

Los lugares de explotación de materiales o recursos y las áreas de instalaciones, dentro de lo posible se tiene que regresarlas a las condiciones iniciales, valiéndose entre otros procedimientos, el tendido y reparación del suelo fértil para favorecer la regeneración de vegetación nativa del lugar.

Para rozar no se deberá utilizar incendios o agroquímicos. Si por excepcionales circunstancias deben producirse incineraciones, las cenizas y restos deben ser removidos y depositados en zonas donde sus efectos sean menos perjudiciales y la acción de vientos no los dispersen.

Se reducirá la posibilidad de erosión instalando disipadores de energía, especialmente en los taludes, disminuyendo la inclinación; construyendo bermas o escalones para disminuir la longitud del recorrido de las aguas lluvias o sembrando plantas nativas del sector, útiles para este fin.

Durante el proceso de construcción del puente se pueden presentar a más de los señalados una serie de posibles daños no previstos, que sólo podrán mitigarse o corregirse mediante adecuadas oportunas medidas de educación ambiental.

2.7.10.- Solicitaciones para Diseños de Puentes

Las estructuras de los puentes se encuentran sometidos a un sinnúmero de cargas y fuerzas actuantes sobre ellos, estas son:

- Carga muerta o peso propio.
- Carga viva (vehicular y peatonal).
- Impacto o efecto dinámico de la carga viva.
- Cargas longitudinales (frenado de los vehículos).
- Cargas sísmicas.
- Y otras entre las cuales anotaremos: Fuerza centrífuga, fuerzas de origen térmico, presión de la tierra, subpresión hidráulica, acortamientos por contracción en los arcos, esfuerzos durante el montaje, presión de corrientes de agua y esfuerzos sísmicos.

Los tipos de cargas anotados en el listado principal son los más generales actuantes en nuestro medio, las cargas anotadas en forma más general deberán ser estudiadas dependiendo de las condiciones del lugar en el cual se va a realizar el puente.

La estructura debe ser diseñada para las condiciones más desfavorables de carga y cuando las condiciones de diseño lo exijan, la secuencia del hormigonado o de montaje deberá ser indicada en los planos y en las especificaciones técnicas.

2.7.10.1.- Carga Muerta

La carga muerta consiste en el peso propio total de la estructura, ésta es de la superestructura y de la infraestructura.

La superestructura consistente en losas, vigas, aceras, capa de rodadura, pasamanos, conductos, cables, alumbrados y la infraestructura consistente en pilas, cimentaciones y estribos.

Los siguientes pesos podrán utilizarse para la determinación de la carga muerta:

MATERIAL	PESO (kg/m3)
Acero o hierro fundido	7.866
Hierro fundido	7.223
Madera (tratada o no)	803
Hormigón simple o armado	2.400
Arena compactada, tierra, grava o balasto	1.926
Pavimentos	2.408
Mampostería de ladrillo	1.800
Mampostería de piedra	2.729
Planchas de asfalto de 2.5 cm de espesor	44
Tierra suelta	1.600

Tabla No. 6

Pesos de los materiales a considerarse para el peso propio de la estructura.

Es importante que las cargas muertas usadas en el diseño se indiquen en los planos contractuales para fines de análisis durante posibles futuras rehabilitaciones.

2.7.10.2.- Carga Viva

La carga viva es conocida también como carga de tránsito y se subdivide en carga viva vehicular y carga viva peatonal.

2.7.10.3.- Carga Viva Vehicular

Las Normas AASHTO (1992), distinguen cuatro clases estándar de cargas para vehículos de carreteras incluidas en las especificaciones estándar: H15, H20, HS15, HS20. La Geometric Guide de la AASHTO, indican que la carga mínima de diseño para puentes nuevos de ser la HS20.

a) **Carga tipo H**

En las especificaciones utilizadas, la letra H representa al camión de dos ejes, el número que lo acompaña indica la carga total en toneladas.

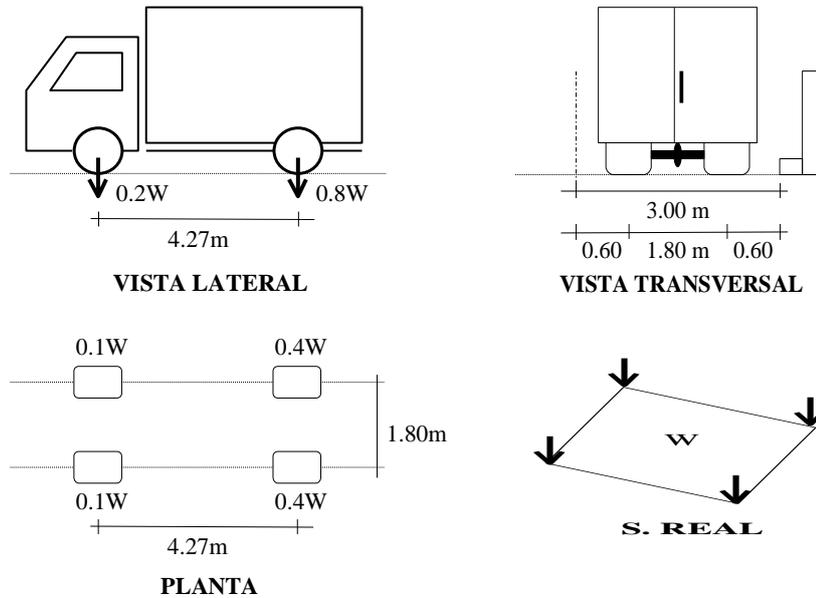


GRÁFICO No. 5

Camión tipo H, longitudes y repartición de las cargas.

Los valores de carga son los que se presentan en la siguiente tabla:

CAMION TIPO	PESO POR EJE (Tn)		PESO TOTAL (Tn)
	DELANTERO	POSTERIOR	
H20	3.64	14.53	18.17
H15	2.72	10.90	13.62
H10	1.82	7.27	9.09

TABLA No. 7

Valores de las cargas por eje del camión tipo H.

Se considera que el peso total está dividido en el eje delantero 20% y en el eje posterior 80%. La distancia entre los ejes es estandarizada e igual a 4.27 m, la separación de las llantas de 1.80 metros y el ancho en el que actúa la carga es de 3 metros e independiente al ancho del puente.

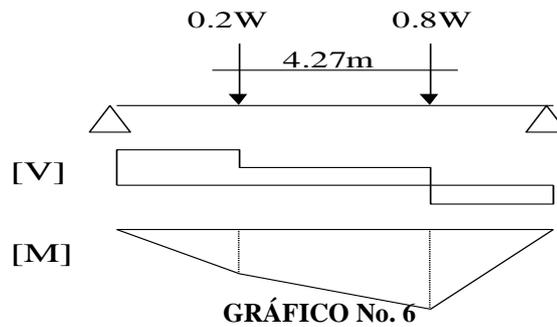


Diagrama de corte y momento para el camión tipo H.

b) Carga tipo HS

En las especificaciones utilizadas, la letra HS indica que es un camión de 3 ejes conformado por un camión de dos ejes H y un acoplado S ubicado a una distancia que varía entre 4.27 y 9.15 metros, el número que lo acompaña indica la carga total en toneladas. Los demás parámetros son constantes así: ancho total y distancia entre llantas.

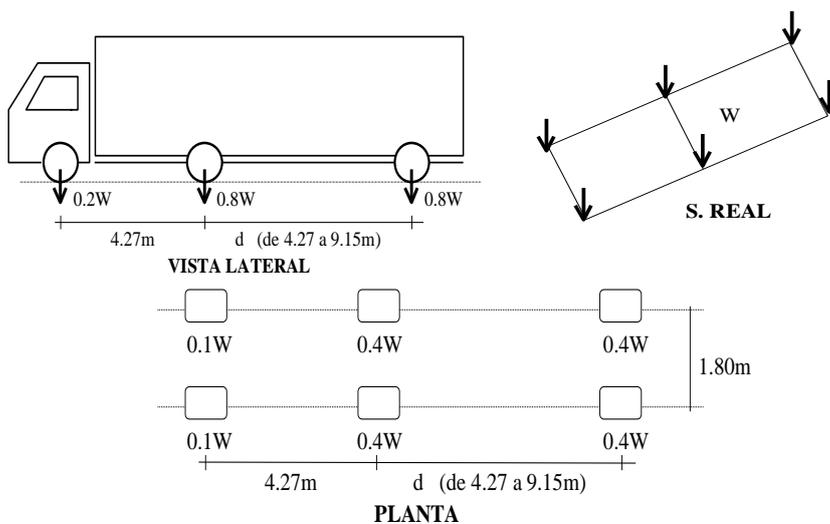


GRÁFICO No. 7

Camión tipo HS, longitudes y repartición de las cargas.

Los valores de carga son los que se presentan en la siguiente tabla:

CAMION TIPO	PESO POR EJE (Tn)			PESO TOTAL (Tn)
	DELANTERO	POSTERIOR	ACOPLADO	
HS20	3.64	14.53	14.53	32.70
HS15	2.72	10.90	10.90	24.52

TABLA No. 8

Valores de las cargas por eje del camión tipo HS.

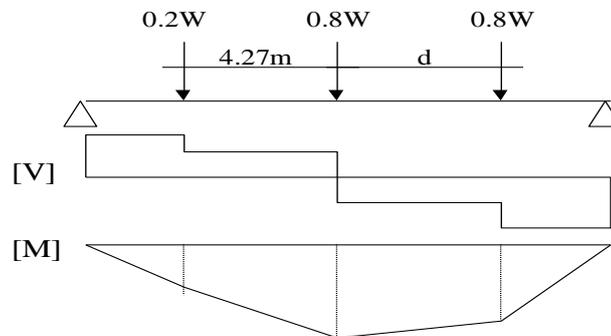


GRÁFICO No. 8

Diagrama de corte y momento para el camión tipo HS.

Tanto para el camión tipo H como HS, la separación entre la hilera de llantas y el bordillo es de 0.60 metros para diseño de vigas y 0.30 metros para el diseño de losas.

c) Carga equivalente

La carga viva simula el paso de varios camiones al mismo momento (tren de carga), es utilizado en el cálculo de puentes de grandes luces.

Consiste en una carga uniformemente distribuida más una carga concentrada en tramos simplemente apoyados y para tramos continuos se incluye otra carga

concentrada en el tramo adyacente con el objeto de establecer el momento negativo máximo.

La carga concentrada toma 2 valores diferentes según se estudie el corte o la flexión. Las cargas se consideran distribuidas en un ancho de 3 metros independientemente del ancho de la vía, los valores de las cargas son:

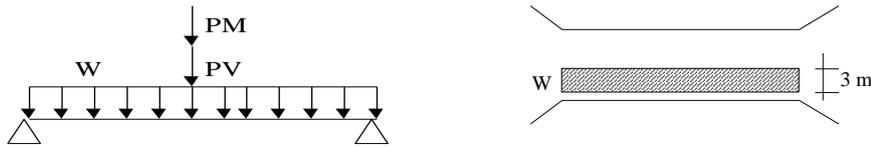


GRÁFICO No. 9

Distribución de cargas equivalentes.

La siguiente tabla presenta los valores de las cargas equivalentes para los distintos tipos de camiones H y Hs.

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

TABLA No. 9

Valores de las cargas equivalentes para cada tipo de camión.

Para puentes de más de un carril, debido a la improbabilidad de que todos estén cargados al mismo tiempo se pueden efectuar reducciones, esta reducción deberá ser justificada con un estudio de tráfico.

No. CARRILES	% CARGA
1 – 2	100
3	90
4	75

TABLA No. 10

Valores de reducción de cargas según el número de carriles.

2.7.10.4.- Carga Viva Peatonal

Las aceras de un puente se diseñan para una carga viva de 415 kg/m². Se evaluará de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$b < L < 7.62$$

$$P = 415 \text{ kg/m}^2$$

$$7.62 < L < 30.48$$

$$P = 292 \text{ kg/m}^2$$

$$L > 30.48$$

$$P = \left(146.3 + \frac{4489}{L} \right) \left(\frac{16.7 - b}{15.2} \right) \leq 292 \text{ kg/m}^2$$

Donde:

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

L : Longitud de la acera (m).

b : Ancho de la acera (m).

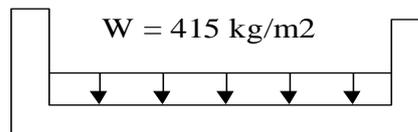


PUENTE VEHICULAR

GRÁFICO No. 10

Ubicación de la carga viva peatonal en puentes vehiculares

Los puentes peatonales se diseñan para una carga de 415 kg/m².



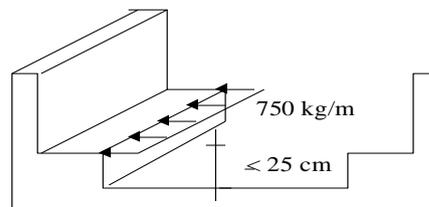
PUENTE PEATONAL

GRÁFICO No. 11

Ubicación de la carga viva peatonal en puentes peatonales

2.7.10.5.- Choque de Vehículos

El choque de un vehículo sobre los bordillos se considera como una carga horizontal uniforme de 750 kg/m, esta carga está ubicada en el borde del bordillo pero no mayor a 0.25 metros.



CHOQUE DE VEHICULOS

GRÁFICO No. 12

Ubicación de la carga de choque de vehículos

2.7.11.- Cargas de Impacto

Los esfuerzos dinámicos son mayores que los estáticos, por consiguiente es necesario considerar el impacto producido por los vehículos sobre baches y desniveles.

Este efecto se considera mediante un factor que afecta a la carga viva vehicular y está dado por la ecuación:

$$I = \frac{15.24}{LI + 38.11} \leq 0.30$$

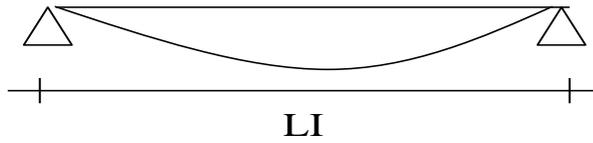
Donde:

I : Fracción de impacto.

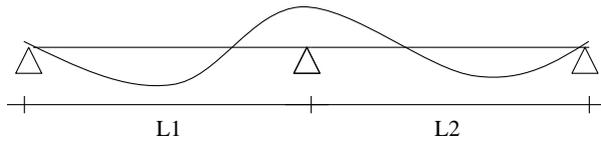
LI: Longitud de impacto.

La longitud de impacto se tomará así:

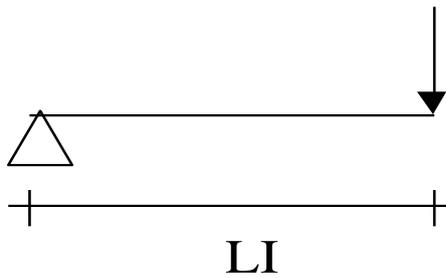
Para momento positivo: LI = LI.



Para momento negativo: $LI = (L1+L2) / 2$



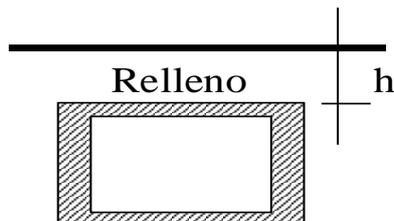
Para momento en volado: $LI = LI$



Para cortante positivo y negativo: $LI =$ distancia apoyo y sitio analizado.

Para cortante en apoyo: directo $I = 0.30$.

Para alcantarillas con relleno se considera:



La siguiente tabla muestra los valores del coeficiente de impacto según la altura de relleno.

h (cm)	I
0 – 30	0.30
30 – 60	0.20
60 – 90	0.10
> 90	0.00

TABLA No. 11
Valor del coeficiente de impacto para alcantarillas según la altura de relleno

2.7.12.- Fuerzas debido al frenado de los Vehículos

Los tableros están sometidos a fuerzas de frenado de los vehículos que se transmiten al resto de la estructura. Las especificaciones de la AASHTO designan a la fuerza longitudinal de diseño de 5% de la carga viva en todos los carriles que llevan tráfico en la misma dirección. Debe suponerse que la fuerza actúa a 1.80m por encima de la capa de rodadura.

Como carga viva se empleará la carga equivalente y su correspondiente carga concentrada para el momento sin impacto. Así tenemos:

$$F_L = 5\%(WL + Pm)n$$

Donde:

W: Carga uniforme equivalente.

Pm : carga concentrada con momento.

L : longitud sobre la que se aplica la carga equivalente.

n : Número de carriles.

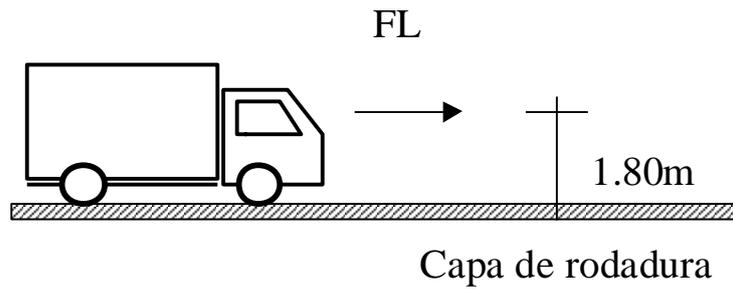


GRÁFICO No. 13
Ubicación de la carga de frenado de vehículos

2.7.13.- Fuerza Sísmica

El propósito de las especificaciones de diseño sísmico es “ establecer provisiones de diseño y construcción para puentes dirigidas a minimizar su susceptibilidad al daño debido a terremotos”.

Las fuerzas sísmicas deben considerarse actuando horizontalmente es el centro de gravedad de la estructura, en la dirección en la que se producen los esfuerzos máximos en el elemento o parte de la estructura que se considera. Se tomarán las siguientes providencias para ajustar las fuerzas laterales a los movimientos sísmicos:

$$EQ = c \times W_{CM} \times F$$

Donde:

EQ : Fuerza sísmica total.

WCM : Carga muerta de la estructura.

c : Coeficiente que depende del tipo de material que se encuentra en la fundación.

F : Factor estructural.

El factor F se considera según el caso los siguientes valores:

F	CASO
1.0	Para estructuras que transmiten la fuerza sísmica a un solo elemento soportante.
0.8	Para estructuras con continuidad.

TABLA No. 12

Valor de los factores según el tipo de estructura para el cálculo de la fuerza sísmica.

El coeficiente C que depende del tipo del material que se encuentra en el nivel de fundación de la estructura tenemos:

C	CASO
0.02	Para estructuras en cuyo plano de fundación el material está a razón de 39 Tn/m ² o más.
0.04	Para estructuras en cuyo plano de fundación el material está a menos de 39 Tn/m ² .
0.06	Para estructuras cimentadas sobre pilotes.

TABLA No. 13

Valor del coeficiente según el tipo de fundación para el cálculo de la fuerza sísmica

El valor aconsejable en el Ecuador es de 0.08; proporcionando resultados más seguros el tomar un 10%.

2.7.14.- Combinación de Cargas

Los siguientes grupos representan varias combinaciones de carga de servicio y fuerzas a las cuales pueden estar sometida una estructura. Cada componente de la estructura debe ser diseñado para resistir todas las combinaciones de fuerzas aplicables al tipo de puente y al sitio.

Al diseñar por teoría de última resistencia se deben aplicar los siguientes factores y coeficientes de carga:

No.	Y	FACTOR β											
		D	L+I	CF	E	B	PF	W	WL	FL	R+S+T	EQ	ICE
I	1.3	βD	1.67	1.0	βE	1.0	1.0						
IA	1.3	βD	2.2										
II	1.3	βD			βE	1.0	1.0	1.0					
III	1.3	βD	1.0	1.0	βE	1.0	1.0	0.3	1.0	1.0			
IV	1.3	βD	1.0	1.0	βE	1.0	1.0				1.0		
V	1.25	βD			βE	1.0	1.0	1.0			1.0		
VI	1.25	βD	1.0	1.0	βE	1.0	1.0	0.3	1.0	1.0	1.0		
VII	1.3	βD			βE	1.0	1.0					1.0	
VIII	1.3	βD	1.0	1.0	βE	1.0	1.0						1.0
IX	1.2	βD			βE	1.0	1.0	1.0					1.0
X	1.5	βD	1.67		βE								

TABLA No. 14

Factores de carga para diseño en teoría de última resistencia

Donde:

D : Carga muerta.

L : Carga viva.

I : Impacto de carga viva.

CF : Fuerza centrífuga.

E : Empuje de tierras.

B : Subpresión.

PF : Fuerza de la corriente de agua.

W : carga de viento sobre la estructura.

WL : carga de viento sobre la carga viva.

FL : Fuerza longitudinal o de frenado.

R+S+T: Temperatura.

EQ : Fuerza sísmica.

ICE : presión del hielo.

β : factor simultaneo

Tenemos la fórmula general:

$$\begin{aligned} \text{GrupoNo.} = & \gamma(\beta_D D + \beta_L(L + I) + \beta_{CF} C_F + \beta_{FL} F_L + \beta_E E + \beta_B B + \beta_W W + \beta_{WL} WL \\ & + \beta_{EQ} EQ + \beta_R(R + S + T) + \beta_{SF} SF + \beta_{ICE} ICE) \end{aligned}$$

Los factores y coeficientes vienen establecidos en tablas.

Así mismo tenemos fórmulas particulares:

- Grupo IA: cargas menores al camión H20

$$Cu = 1.3(1.0D + 2.2(L + I))$$

- Grupo X: Para alcantarillas

$$Cu = 1.5(1.0D + 1.67(L + I) + 1.0E)$$

- Grupo I: Formula general de diseño

$$Cu = 1.3(1.0D + 1.67(L + I))$$

En este grupo para las vigas exteriores se verificará:

$$Cu = 1.3(1.0D + 1.67(L + I + L'))$$

L' : carga viva peatonal.

2.7.15.- Distribución de las Cargas

En el diseño de vigas longitudinales se considera que las cargas actúan en forma puntual mientras que en el diseño de losa se considera un ancho de distribución de 3.0 metros.

Si consideramos una viga longitudinal de un puente con varios carriles, nos damos cuenta que ésta recibe la acción a más del eje de llantas más cercanas de las cargas de otros carriles por lo que el reglamento prevé lo que se conoce como “fracciones de carga” para vigas interiores y exteriores los que afectarán tanto el esfuerzo cortante como los momentos.

2.7.15.1.- Momento Flector para Vigas Longitudinales Interiores

El momento flector por carga viva se determina en base a la fracción de carga representada en la siguiente tabla:

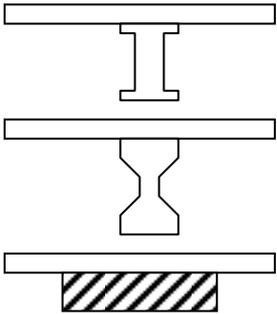
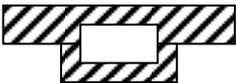
ESQUEMA	TIPO PISO	FACTOR F.D.	
		UN CARRIL	2 ó más CARRILES
	Losa de hormigón sobre vigas I de acero, Hormigón Presforzado y hormigón armado no monolítico	$\frac{S}{2.134}$ $S \leq 3.05 m$	$\frac{S}{1.676}$ $S \leq 4.27 m$
	Losa de hormigón sobre vigas T de hormigón	$\frac{S}{1.981}$ $S \leq 1.83 m$	$\frac{S}{1.829}$ $S \leq 3.05 m$
	Viga cajón de hormigón	$\frac{S}{2.438}$ $S \leq 3.66 m$	$\frac{S}{2.134}$ $S \leq 4.88 m$
	Losa de hormigón sobre vigas de madera	$\frac{S}{1.83}$ $S \leq 1.83 m$	$\frac{S}{1.524}$ $S \leq 3.05 m$

TABLA No. 14

Valores del momento flector para vigas longitudinales interiores

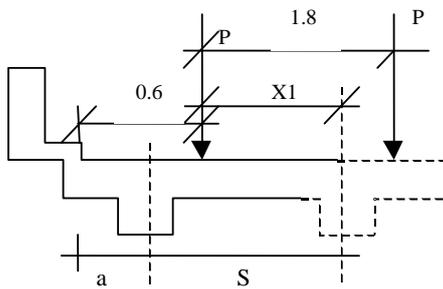
Donde:

S : espaciamiento promedio centro a centro entre vigas longitudinales (metros).

FD : factor de distribución interior.

2.7.15.2.- Momento Flector para Vigas Longitudinales Exteriores

Debemos determinar la fracción de carga fe en función de la reacción isostática ubicando a la primera fila de ruedas a 60 cm del bordillo para lo que se considera que la viga es un apoyo de la losa. El momento flector por carga viva será determinado aplicando a la viga la reacción de la carga de las ruedas suponiendo que el piso está simplemente apoyado; esto para vigas de hormigón armado, acero y madera.

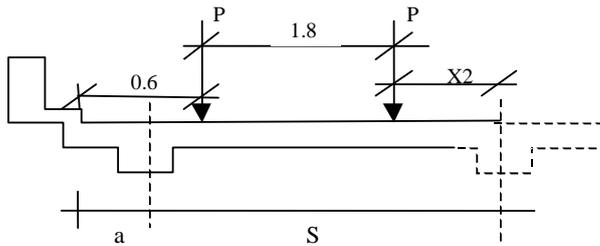


$$X_1 = S + a - 0.6$$

$$R \times S = P \times X_1$$

$$\frac{R}{P} = \frac{X_1}{S}$$

$$fe = \frac{X_1}{S}$$

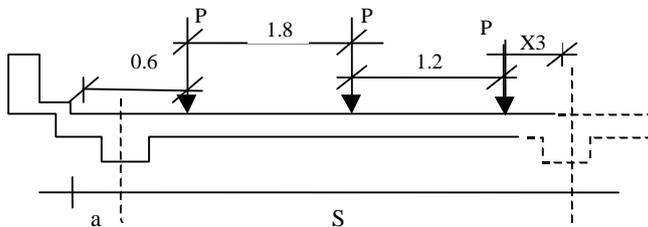


$$X_2 = S + a - 2.4$$

$$R \times S = P(1.8 + X_2) + P \times X_2$$

$$\frac{R}{P} = 1.8 + X_2$$

$$fe = \frac{1.8 + 2X_2}{S}$$



$$X_3 = S + a - 3.6$$

$$R \times S = P(3 + X_3) + P(1.2 + X_3) + P \times X_3$$

$$fe = \frac{4.2 + 3X_3}{S}$$

TABLA No. 15

Valores del momento flector para vigas longitudinales exteriores.

En ningún caso la resistencia de la viga exterior puede ser menor a la resistencia de una viga interior lo ideal es:

$$fe \approx FD$$

2.7.15.3.- Ubicación de los Vehículos para el Diseño de la Losa Exterior.

Para el diseño de la losa exterior ubicamos la hilera de las ruedas a 30 cm del bordillo; de no existir acera se toma la misma distancia pero desde el poste.

2.7.16.- Longitud y Luz de Cálculo

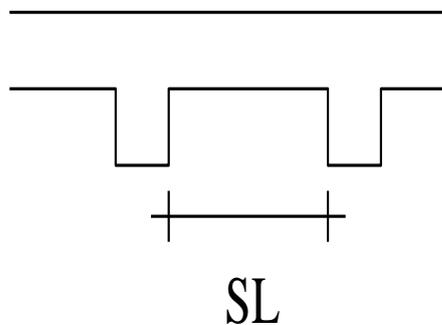
La longitud del obstáculo a vencer nos define la luz de cálculo sin estar esta completamente definida ya que el número y ubicación de los apoyos no vienen impuestos al no venir fijadas por imperativos técnicos sino, esencialmente por criterios económicos y de diseño.

Las dimensiones de las longitudes, alturas y anchos de los diferentes tipos de elementos que conforman la estructura del puente se realizan según las especificaciones existentes.

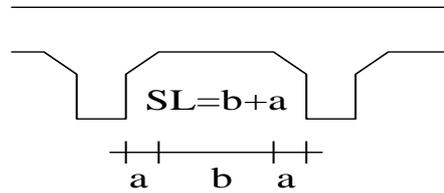
2.7.16.1.- Luz de Calculo SL.

Para la luz de cálculo de los puentes losa sobre vigas respecto a la losa se considerará los siguientes casos.

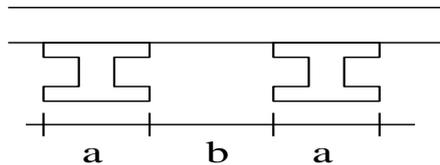
- Losa monolítica a vigas sin cartela.



- Losa monolítica a vigas con cartela.



- Losa sobre vigas metálicas y/o de madera.



2.7.17.- Líneas de Influencia

Las líneas de influencia son un recurso útil para resolver problemas con cargas móviles. Una línea de influencia indica un efecto en cualquier punto de la estructura en una sección dada, de una carga unitaria que se desplaza a lo largo de dicha estructura.

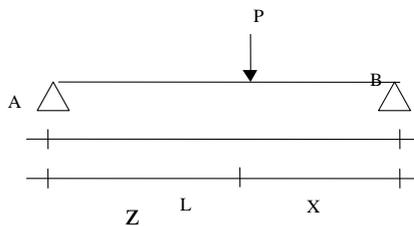
Las líneas de influencia son un gráfico que nos representa la variación de dicho efecto en la sección correspondiente.

Para trazar la línea de influencia para el momento de flexión en un punto en una viga se calculan los momentos producidos en este punto por una carga unitaria que se mueve a lo largo de la viga y se trazan estos momentos debajo de las posiciones correspondientes de la carga unitaria. En realidad la carga unitaria no necesita estar colocada en cada punto a lo largo de la vía. La ecuación de la línea de influencia se

puede determinar en muchos casos al colocar la carga en un punto arbitrario y calcular el momento de flexión en términos generales.

2.7.17.1.- Línea de Influencia de Reacciones.

Las líneas de influencia de las reacciones para cargas estáticamente determinadas obtenemos partiendo que se tiene una carga unitaria P y móvil de A hacia B la cual está ubicada a una distancia arbitraria x medida desde el extremo B .



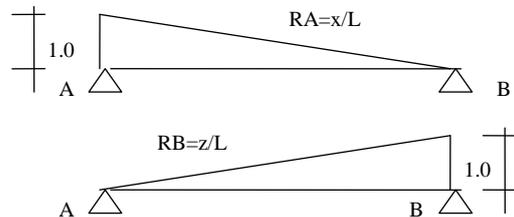
La reacción en A debido a esta carga unitaria es $1(x/L)$ es la ecuación para la línea de influencia. Esta ecuación representa una línea recta con pendiente descendiente desde la unidad en A cuando la carga está en el extremo de la viga, hasta 0 en B , cuando la carga está en B .

$$\sum M_B = 0$$

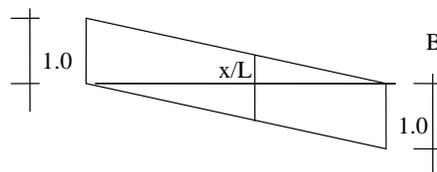
$$P \times x - R_A \times L = 0$$

$$R_A = \frac{P \times x}{L} \quad \text{Donde: } P = 1$$

$$R_A = \frac{x}{L} \quad \text{y} \quad R_B = \frac{z}{L}$$



Esto se demuestra realizando un diagrama en el cual se desplaza la carga unitaria en los dos sentidos, es decir, sobre poniendo los diagramas anteriores.



$$\frac{x}{L} + \frac{z}{L} = 1$$

$$\frac{x+z}{L} = 1$$

donde : $z + x = L$

A z/L

$$\frac{L}{L} = 1$$

$$1 = 1$$

2.7.17.2.- Línea de Influencia de Cortes.

Analizamos en un punto “o”, cuando la carga se encuentra a la derecha del punto el cortante es positivo y cuando la carga se encuentra al lado izquierdo del punto el cortante es negativo.

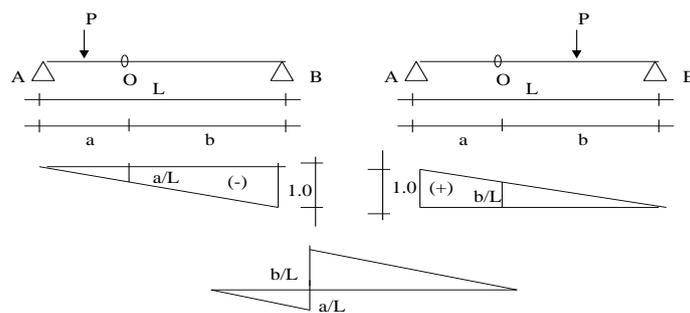


GRÁFICO No. 14

Diagrama de líneas de influencia para cortante.

2.7.17.3.- Línea de Influencia de Momentos.

Analizamos en un punto “o”, cuando la carga se encuentra a la derecha del punto y cuando la carga se encuentra al lado izquierdo del punto.

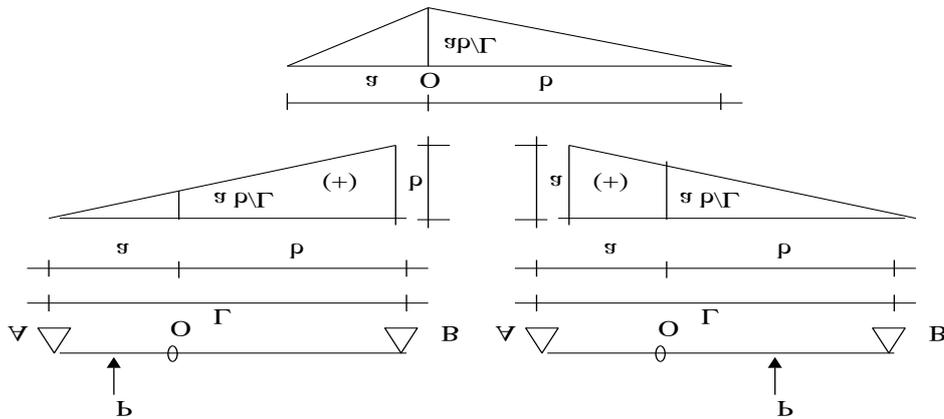


GRÁFICO No. 15

Diagrama de líneas de influencia para el momento.

2.7.18.- Tren de Cargas.

Son varias cargas concentradas, móviles que mantienen invariable la distancia entre ellas, tal es el caso de los camiones o trenes que recorren una estructura en este caso un puente.

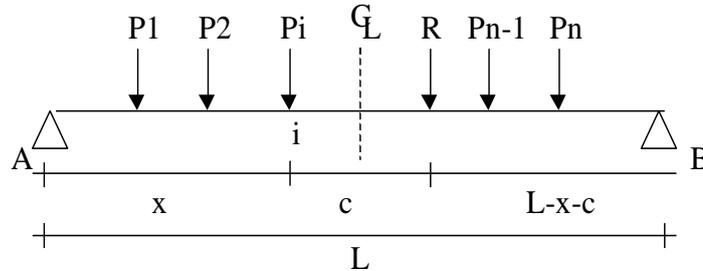
Es necesario para un tren de carga conocer el corte máximo y momento máximo para lo cual existen varios métodos:

- Trazando las líneas de influencia y analizar para distintas posiciones de carga y obtener la más desfavorable.
- Utilizando el teorema de Barre.

2.7.18.1.- Teorema de Barre.

El Teorema de Barre nos permite determinar el momento máximo en tramos isostáticos en los que circulan cargas móviles, en este caso hacemos referencia a los camiones H y HS.

El Teorema de Barre dice: “El momento máximo de flexión en un tramo isostático sometido a la acción de un sistema de cargas móviles ocurre bajo la carga en la cual el cortante cambia de signo al mismo tiempo que el centro del claro bisecta la distancia entre la resultante y dicha carga”.



De donde:

P_i : Carga que produce el cambio de signo en el cortante.

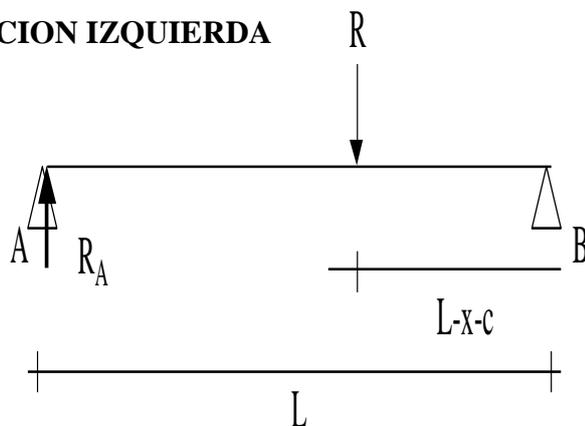
x : Distancia desde el apoyo hasta la carga P_i .

R : Resultante del sistema de cargas y que produce igual efecto exterior que el sistema de cargas.

c : Distancia entre la carga P_i y R .

L : Longitud de la viga

REACCION IZQUIERDA



$$R_A \quad y \quad R$$

$$\sum M_B = 0$$

$$-R_A L + R(L-x-c) = 0$$

$$R_A = \frac{R}{L}(L-x-c)$$

DIAGRAMA DE CORTE

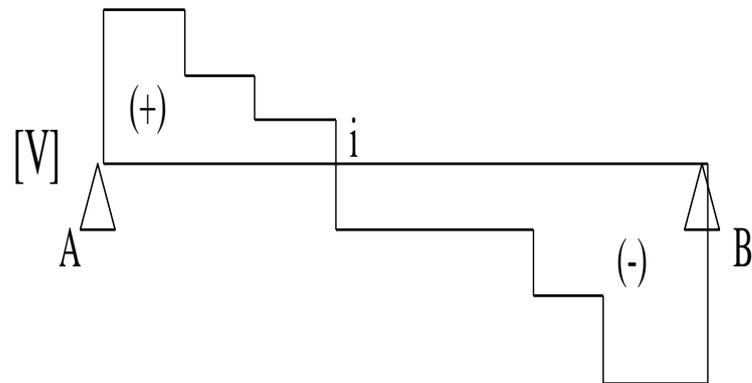
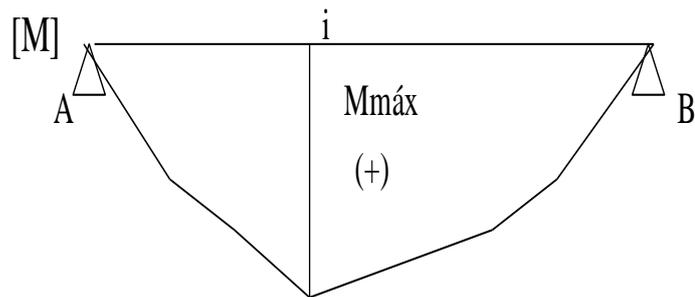


DIAGRAMA DE MOMENTOS



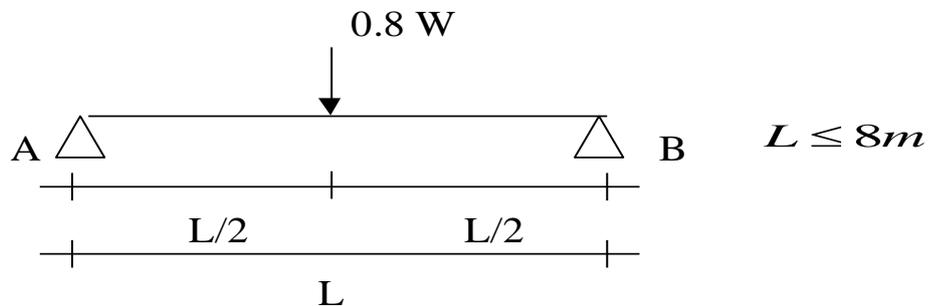
DEMOSTRACIÓN

$$\begin{aligned}
 M_i &= 0 \\
 R \times c - R_A \times x &= 0 \\
 R \times c - \frac{R \times x}{L} (L - x - c) &= 0 \\
 R \times c - \frac{R \times x \times L}{L} + \frac{R \times x \times x}{L} + \frac{R \times x \times c}{L} &= 0 \\
 Rc - Rx + R \frac{x^2}{L} + Rc \frac{x}{L} &= 0 \\
 \frac{dM}{dx} = 0 \quad 0 - R + \frac{2Rx}{L} + \frac{Rc}{L} &= 0 \\
 R \left(-1 + \frac{2x}{L} + \frac{c}{L} \right) &= 0 \\
 -L + 2x + c &= 0 \\
 \mathbf{x} &= \frac{\mathbf{L}}{\mathbf{2}} - \frac{\mathbf{c}}{\mathbf{2}}
 \end{aligned}$$

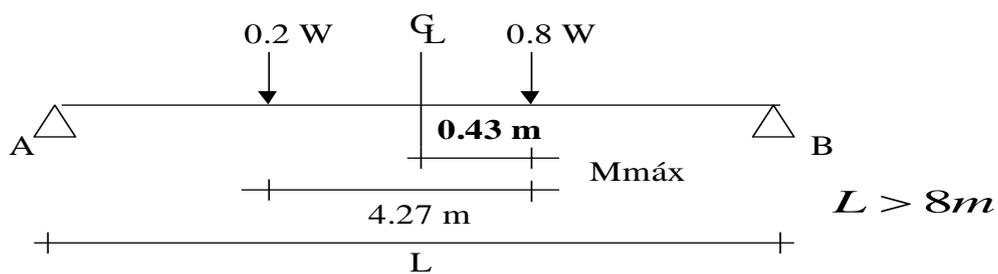
El criterio de tren de cargas y líneas de influencia se aplica en el teorema de Barré, el mismo que sirve para obtener el momento máximo de un tren de cargas, desarrollando para diferentes casos de luces y tipos de camiones existentes se obtiene el siguiente resumen.

APLICACIONES CAMION TIPO H

1. Longitud menor o igual a 8 m.

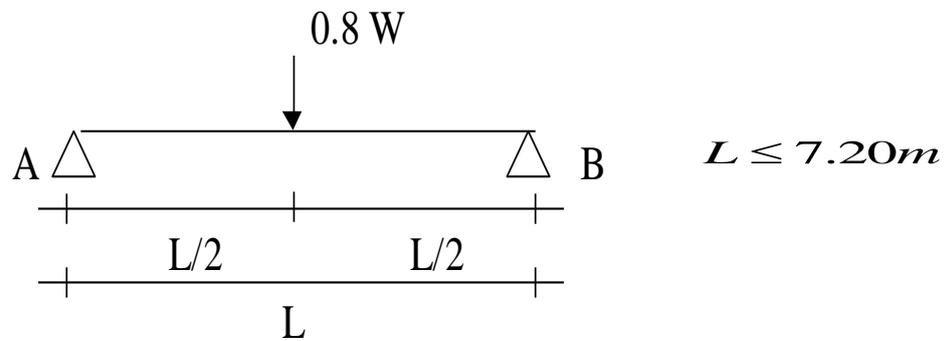


2. Longitud mayor a 8 m.

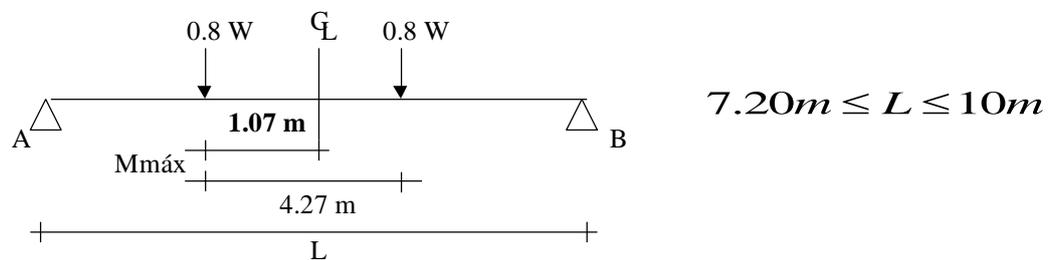


APLICACIONES CAMION TIPO HS

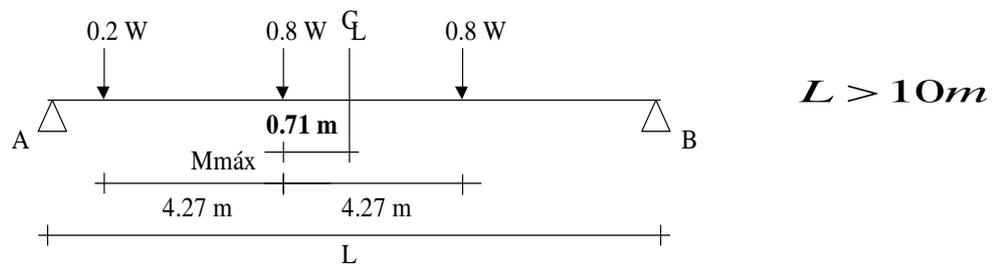
1. Longitud menor o igual a 7.20 m.



2. Longitud mayor a 7.20 m y menor a 10 m.



3. Longitud mayor a 10 m.



CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1.- ENFOQUE

El trabajo de investigación, tiene un enfoque cuantitativo - cualitativo, por cuanto buscará la comprensión de los fenómenos sociales de los beneficios que trae la construcción de los puentes para el desarrollo de los habitantes beneficiados directa e indirectamente.

Es cuantitativo por cuanto los cálculos son netamente numéricos y estadísticos, de igual manera la programación se lo hace aplicando las probabilidades que permitan realizar el análisis de los programas.

3.2.- MODALIDAD BÁSICA DE INVESTIGACIÓN

Para el presente trabajo investigativo se utilizará la modalidad de campo, considerando que el estudio sistemático se lo realizará en el lugar que se producen los hechos relacionados con la construcción del puente. Para la información científica se sustentará en la bibliografía documental, la misma que nos permitirá detectar, ampliar y profundizar diferentes enfoques, teorías, conceptualizaciones y criterios de diversos actores sobre una cuestión determinada basándose en documentos como: en libros, revistas, periódicos y otras publicaciones.

La investigación de tipo bibliográfica- documental nos permitirá elaborar el marco teórico conceptual, sobre la problemática de la investigación; es con la finalidad de conocer el criterio de varios autores y corriente con relación a la construcción de puentes, así como el aporte sobre el programa a utilizar, su manejo correcto y manipulación del software para el cálculo en el diseño.

Es una modalidad particular de la investigación que consiste en elaborar y desarrollar un modelo operativo variable, para solucionar problemas de cálculo en el diseño de puentes con la aplicación de la informática.

3.3.- NIVELES O TIPOS DE INVESTIGACIÓN

El tema a desarrollarse se enmarca en la investigación de tipo descriptivo, por cuanto se sustenta en preguntas directrices o hipótesis de trabajo que orientará la investigación, teniendo como objetivo el diseño de puentes mediante la aplicación de la informática para agilizar el proceso de cálculo.

El proyecto se basará también en la investigación exploratoria o de observación, por cuanto se debe realizar observaciones con la finalidad de tener un estudio minucioso de los lugares donde se construirán los puentes, esto nos permitirá tener criterios fundamentados y directos para poder aplicar la informática sin tener ningún riesgo en los cálculos estructurales.

3.4.- OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

3.4.1.- Variable dependiente

Diseño 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:</p> <p>Observación</p> <p>Guía de observación</p> <p>Entrevista</p> <p>Encuesta</p>

3.4.2.- Variable Independiente:

Aplicación Informática

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

3.5.- PLAN DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN

PREGUNTAS BÁSICAS	EXPLICACIÓN
1. ¿Para qué?	Para alcanzar los objetivos de investigación: <ul style="list-style-type: none"> • Sustentar teóricamente los métodos importantes para el cálculo estructural de los puentes sobre vigas. • Detallar el proceso actual de cálculo de diseño de puentes utilizado por el Consejo Provincial de Pastaza. • Describir las principales dificultades del proceso actual de cálculo del diseño de puentes sobre vigas que utiliza el Consejo Provincial de Pastaza. • Proponer una alternativa de solución en el cálculo estructural computarizado de los puentes sobre vigas.
2. ¿De qué personas u objetos?	<ul style="list-style-type: none"> • Técnicos del Consejo Provincial de Pastaza. • Usuarios del Programa.
3. ¿Sobre qué aspectos?	<ul style="list-style-type: none"> • Diseño de construcción de puentes con la aplicación de la Informática para agilizar el proceso de cálculo.
4. ¿Quién? ¿Quiénes?	Investigador: Alex Álvarez.
5. ¿Cuándo?	Marzo del año 2011 a septiembre del 2011.
6. ¿Dónde?	Ciudad de Ambato.
7. ¿Cuántas veces?	Prueba piloto. Una vez.
8. ¿Qué técnicas de recolección?	Especificación de técnicas: Observación documental. Entrevista – Encuesta.
9. ¿Con qué?	Instrumentos: Guías de campo. Cuestionarios.
10. ¿En qué situación?	En la realidad de los hechos.

3.6.- TÉCNICAS E INSTRUMENTOS BÁSICOS DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN.

3.6.1.- Técnicas e instrumentos

3.6.1.1.-Técnicas:

Se utilizará la técnica de **análisis documental** para la elaboración del marco teórico; la técnica de la, **entrevista estructurada**, aplicada al Jefe del Departamento de Obras Pública para conocer la realidad de equipamiento y programas que cuenta para su trabajo técnico así como saber si el personal es capacitado oportunamente en los adelantos informáticos; **la encuesta**, para determinar la realidad en que se desarrollan los técnicos responsables de la planificación y cálculos que tienen a su responsabilidad para la construcción de puentes.

3.6.1.2.- Instrumentos:

Fichas nemotécnicas y bibliográficas.

Ficha de registro.

Guión de observación.

Cuestionarios.

3.7.- PLAN PARA EL PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

3.7.1.- Análisis

Una vez recogida la información se realizará una depuración de los datos, en las encuestas y entrevista; revisión crítica de la información recogida lo que, permitirá efectuar la tabulación, con su representación gráfica.

3.7.2.- Interpretación de datos

Una vez presentados los cuadros, gráficos y apoyados en el marco teórico, los resultados permitirá realizar el análisis e interpretación de los resultados pasar a la comprobación del cumplimiento de los objetivos e hipótesis, redactar las conclusiones, lo cual permitirá plantear las recomendaciones y presentar la propuesta alternativa de solución.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1.- CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE LOSA SOBRE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO

Una vez realizados los estudios preliminares necesarios y revisada la parte teórica correspondiente se procede al cálculo de la estructura, para este efecto y tomando en consideración un trabajo realizado en la materia de Puentes el orden a seguir es el siguiente:

4.1.1.- Diseño de la Superestructura

- Predimensionamiento de las vigas
- Diseño de la losa.
- Diseño de la acera.
- Diseño de las vigas.

4.1.2.- Diseño de Estribos

- Diseño de los muros.

4.1.3.- Obras Complementarias

- Diseño de protecciones (Postes).
- Diseño de diafragmas.
- Diseño de las placas de neopreno.

4.1.4.- Método Constructivo

4.2 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE

Para el cálculo de la superestructura partimos de datos como son los valores de resistencia del hormigón, hierro, el tipo de camión escogido como tipo, la distancia entre los estribos, tipo y espesor de la capa de rodadura, ancho total del puente, luz libre, entre otros

En nuestro caso la distancia entre las vigas es un dato por las consideraciones de economía y constructivas anotadas en los capítulos anteriores.

Datos para el diseño del puente losa sobre vigas de hormigón armado monolíticas para el tráfico de un carril sobre el puente tomado como ejemplo de cálculo.

Datos:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

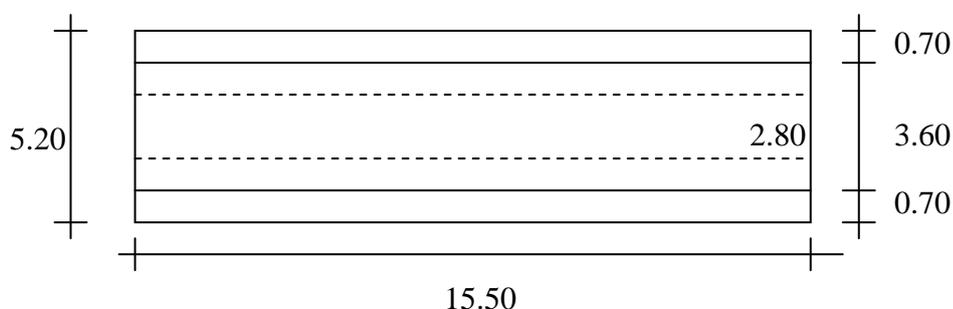
CV = camión H-20 (camión tipo)

$$\gamma_{HA} = 2.4 \text{ Tn/m}^3$$

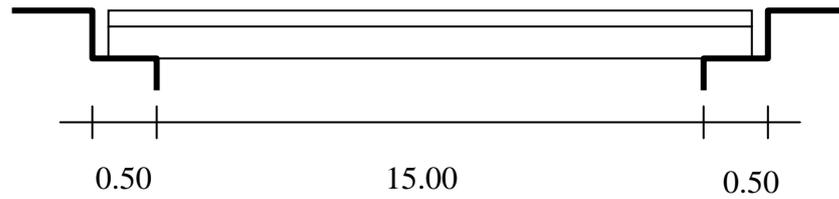
$$\gamma_{HS} = 2.5 \text{ Tn/m}^3$$

Espesor promedio de la capa de rodadura 3 cm

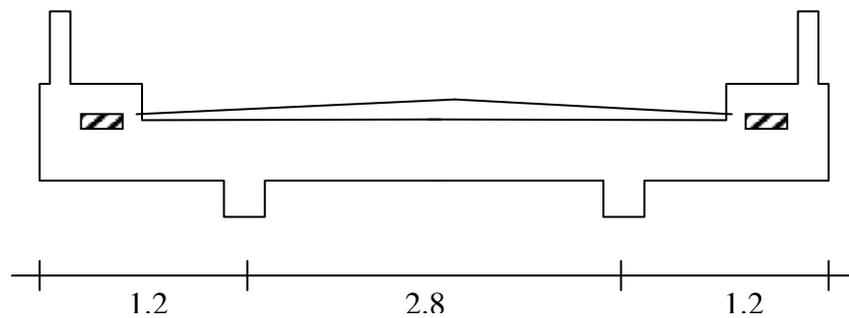
VISTA EN PLANTA



VISTA LONGITUDINAL



VISTA TRANSVERSAL



4.2.1.-Predimensionamiento de las Vigas.

a) Distancias entre ejes de vigas:

Las vigas deben ir ubicadas a una separación “S”, para determinar el valor de partimos de la longitud total del puente dividida para el número de vigas. Para nuestro caso esta separación tenemos como dato impuesto debido a la utilización de las vigas existentes como parte del encofrado.

$$S = 2.80 \quad m$$

El valor de S ideal se obtiene al igualar F_D y f_e , si este valor de espaciamiento no difiere significativamente del anteriormente calculado se asume este, si el valor es muy diferente se tomará el valor calculado y se debe realizar un proceso iterativo.

b) Geometría de la viga:

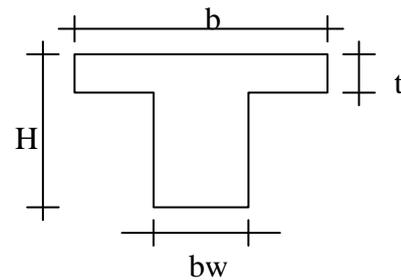
Donde:

H : Peralte total de la viga.

b : Ancho del ala de la viga

bw: Ancho del alma de la viga

t : Peralte del ala de la viga.



Para el predimensionamiento de la viga partimos de las siguientes recomendaciones para:

b.1. Peralte de la viga “H”.- tenemos las siguientes recomendaciones de la cual tomamos el valor de 2, el cual debe ser menor que 1.

L: longitud entre ejes del puente.

Recomendación 1:

$$H < \frac{L}{10}$$
$$H < \frac{15.5}{10}$$
$$H < 1.55m$$

Recomendación 2:

$$H = \frac{L + 2.75}{18}$$
$$H = \frac{15.5 + 2.75}{18}$$
$$H = 1.01m$$

La AASHTO recomienda con la finalidad de no calcular deflexiones utilizar la recomendación 2 la cual por tratarse de tramos simplemente apoyados se incrementará un 10%.

$$H = 1.1 * 1.01 = 1.10m$$

$$H = 1.10 < 1.55 \quad OK$$

Valor de H asumido $H = 1.10 m$.

b.2. Ancho del alma "bw"

$$\frac{H}{3} < bw < \frac{H}{2}$$

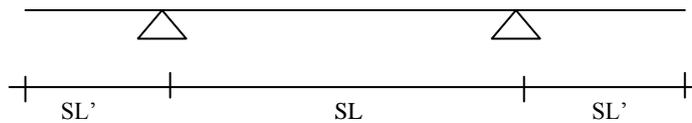
$$\frac{1.10}{3} < bw < \frac{1.10}{2}$$

$$0.37 < bw < 0.55$$

Valor de bw asumido $bw = 0.45 m$.

4.2.2.- Diseño de la Losa

a) Modelo matemático



b) Luz de cálculo.

$$SL = S - bw \quad SL': \text{Luz del volado}$$

$$SL = 2.80 - 0.45 \quad SL' = 1.20m$$

$$SL = 2.35m$$

SL: Luz entre ejes.

c) Peralte de la losa

Para el predimensionamiento de la viga partimos de las siguientes recomendaciones para:

Tramo Interior

$$t = \frac{SL + 3.05}{30} > 0.165$$

$$t = \frac{2.35 + 3.05}{30} > 0.165$$

$$t = 0.18 > 0.165$$

Tramo Exterior

$$t = \frac{SL'}{8}$$

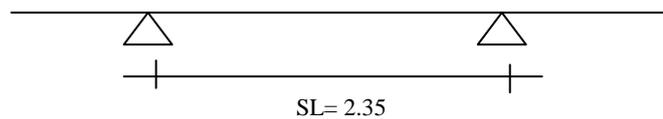
$$t = \frac{1.20}{8}$$

$$t = 0.15$$

El valor del peralte será t= 0.18 m.

d) Diseño de la losa interior

d.1.) Modelo matemático.



d.2.) Momento por carga muerta.- El diseño se realiza por metro.

Cuantificación de cargas:

$$P.P.losa = 1.0m \times 0.18m \times 2.4tn / m^3 = 0.43tn / m$$

$$P.P.capa rodadura = 1.0m \times 0.03m \times 2.3tn / m^3 = 0.07tn / m$$

$$W_{CM} = 0.50 tn / m$$

Momentos:

$$M_{\pm} = \frac{W_{CM} SL^2}{10}$$

$$M_{\pm} = \frac{0.50 \times 2.35^2}{10}$$

$$M_{\pm} = 0.28 \quad tn - m / m \text{ largo de losa}$$

Valor del momento $M_{CM} = \underline{0.28 Tn -m.}$

d.3.) Momento por carga viva.- Para tramos simplemente apoyados el momento por carga viva es calculado con:

$$M_{cv} = \left(\frac{SL + 0.61}{9.75} \right) P$$

$$M_{cv} = \left(\frac{2.35 + 0.61}{9.75} \right) 7.27 Tn$$

$$M_{cv} = 2.21 Tn - m / m \text{ largo de losa}$$

Donde:

P: carga de un camión estándar (llanta posterior).

De ser el caso de tramos continuos el valor obtenido multiplicamos por 0.80.

d.4.) Momento por impacto:

$$I = \frac{15.24}{38.11 + SL}$$

$$I = \frac{15.24}{38.11 + 2.35}$$

$$I = 0.38 \leq 0.30 \quad \text{asumo } I = 0.30$$

$$M_I = I \times M_{cv}$$

$$M_I = 0.30 \times 2.21 Tn - m$$

$$M_I = 0.66 Tn - m / m \text{ largo de losa}$$

Valor del momento $M_I = \underline{0.66 Tn - m}$.

d.5.) Momento de diseño: Escogemos de la página # 51 la combinación general de diseño:

$$Mu = 1.3(1.0M_{cm} + 1.67(M_{cv} + M_I))$$

$$Mu = 1.3(1.0 \times 0.28 + 1.67(2.21 + 0.66))$$

$$Mu = 6.59 Tn - m / m \text{ largo de losa}$$

Valor del momento $Mu = \underline{6.59 Tn - m}$.

d.6.) Diseño de la armadura principal A_s .- Se coloca perpendicular al tráfico ya que su flexión principal ocurre en este sentido.

Datos

$$d = 14.5 \text{ cm}$$

$$t = 18 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$k = \frac{Mu}{\phi b d^2 f'c} = \frac{6.59 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 14.5^2 \times 210} = 0.166$$

$$0.59w^2 - w + 0.166 = 0$$

$$w = 0.186$$

$$\rho_{cal} = 0.186 \times \frac{210}{4200} = 0.0093$$

$$\rho_{min} < \rho_{cal} < \rho_{max}$$

$$0.003 < 0.0093 < 0.011$$

$$\rho = 0.0093$$

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$A_s = 0.0093 \times 100 \times 14.5$$

$$A_s = 13.49 \text{ cm}^2$$

Para: $\phi = 14 \text{ mm}$ $A_s \phi 14 = 1.54$

varillas ≈ 9 varillas

$$@ = \frac{b}{\# \text{ varillas}} = \frac{100}{9} = 11.1 \Rightarrow @ = 10 \text{ cm}$$

Colocar 1 ϕ 14mm @ 0.10 m

d.7.) Armadura de distribución. “ A_s^* ”.- La función de esta es la de mejorar la distribución de las cargas vehiculares puntuales y la de contrarestar los efectos de contracción y temperatura.

$$As^* = \frac{121.5}{\sqrt{SL'}} \% As \leq 67\% As$$

$$As^* = \frac{121.5}{\sqrt{2.35}} \% As = 79.26\% \quad \text{Asumo} \quad As^* = 67\% As$$

$$As^* = 0.67 \times As = 0.67 \times 13.49 \text{ cm}^2 = 9.04 \text{ cm}^2$$

Para: $\phi = 12 \text{ mm}$ $As \phi 12 = 1.13$ # varillas ≈ 8 varillas

$$@ = \frac{b}{\# \text{ varillas}} = \frac{100}{8} = 12.5 \Rightarrow @ = 10 \text{ cm}$$

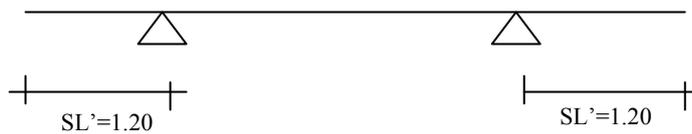
Colocar 1 ϕ 12mm @ 0.10 m

Para el resto de la losa por armado se coloca 50% As^*

Colocar 1 ϕ 12mm @ 0.20 m

e) Diseño de la losa exterior

e.1.) Modelo matemático.



e.2.) Datos.

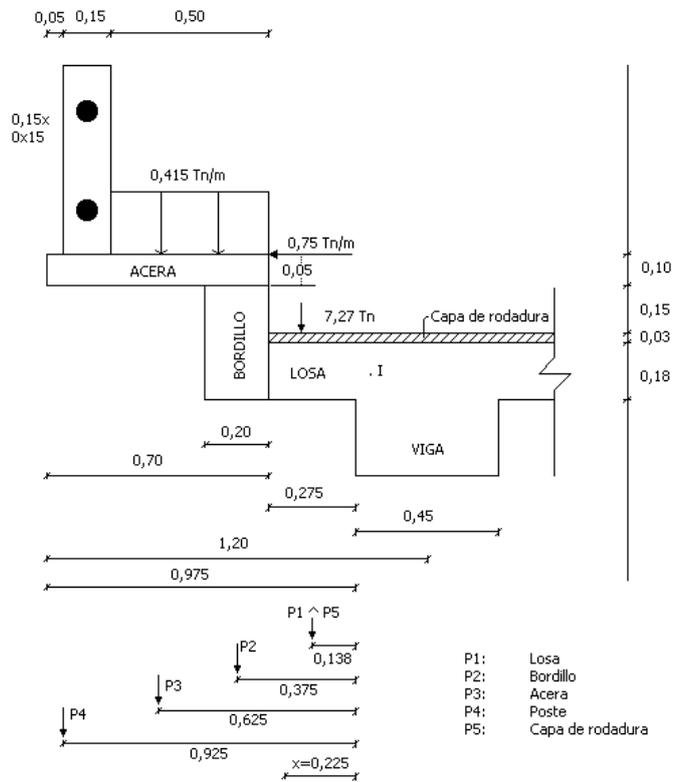
Carga viva peatonal = 415 kg/cm²

Choque de vehículos = 750 kg/m a 25 cm (Fuerza horizontal)

Vehículos circulan a 5 cm del bordillo.

Camión H20 P= 7.27 Tn.

Esquema:



e.3.) Momento por carga muerta.

Cuantificación de cargas por metro:

$$CMP1 = CM \text{ losa} = 0.18 \times 0.275 \times 1.0 \times 2.4 = 0.12$$

$$CMP2 = CM \text{ bordillo} = 0.20 \times 0.36 \times 1.0 \times 2.4 = 0.17$$

$$CMP3 = CM \text{ acera} = 0.10 \times 0.70 \times 1.0 \times 2.4 = 0.17$$

$$CMP4 = CM \text{ poste} = 0.15 \times 0.15 \times 1.0 \times 2.4 = 0.05$$

$$CMP5 = \text{capa rodadura} = 0.03 \times 0.275 \times 1.0 \times 2.3 = 0.02$$

Cálculo del momento:

$$\sum M_l = P_1 \times d_1 + P_2 \times d_2 + P_3 \times d_3 + \dots + P_n \times d_n$$

$$M_{CM} = 0.12 \times 0.138 + 0.17 \times 0.375 + 0.17 \times 0.625 + 0.05 \times 0.925 + 0.02 \times 0.138$$

$$M_{CM} = 0.017 + 0.064 + 0.106 + 0.046 + 0.003$$

$$M_{CM} = 0.240 \text{ Tn} - \text{m} / \text{m de losa}$$

Valor del momento $M_{CM} = 0.240 \text{ Tn} - \text{m}$.

e.4.) Momento por carga viva.

e.4.1) Condición de circulación vehicular.

$$E1 = 0.8 x + 1.14 = 0.8(0.225) + 1.14 = 1.32 \text{ m}$$

$$M_{cv} = \frac{P \times x}{E1} = \frac{7.27 \times 0.225}{1.32} = 1.24 \text{ Tn} - \text{m} / \text{m largo de losa}$$

e.4.2) Momento por impacto $I=0.30$ (calculado en d.4).

$$M_I = I \times M_{cv} = 0.30 \times 1.24 = 0.37 \text{ Tn} - \text{m} / \text{m largo de losa}$$

e.4.3) Condición de accidente.

$$E1 = 0.8 x + 1.14 = 0.8(0.275) + 1.14 = 1.36 \text{ m}$$

$$M_{ac} = \frac{P \times x}{E1} = \frac{7.27 \times 0.275}{1.36} = 1.47 \text{ Tn} - \text{m} / \text{m largo de losa}$$

$$M_{lac} = 0.30 \times 1.47 = 0.44 \text{ Tn} - \text{m} / \text{m largo de losa}$$

e.4.4) Momento por choque de vehículos.

$$M_{ch} = 0.75 \times (0.25 + 0.03 + 0.09) = 0.28 \text{ Tn} - \text{m} / \text{m largo de losa}$$

e.4.5) Momento por carga viva peatonal.

$$M_{cv'} = 0.415 \times \text{Ancho acera} \times 0.625$$

$$M_{cv'} = 0.415 \times 0.50 \times 0.625$$

$$M_{cv'} = 0.130 \text{ Tn} - \text{m} / \text{m largo de losa}$$

e.5.) Momento de diseño:

e.5.1) Condición ordinaria de circulación de vehículos.

$$\begin{aligned}Mu &= 1.3(1.0M_{CM} + 1.67(M_{CV} + M_I)) \\Mu &= 1.3(1.0(0.24) + 1.67(1.24 + 0.37)) \\Mu &= 3.85 Tn - m\end{aligned}$$

e.5.2) Considerando la carga viva peatonal.

$$\begin{aligned}Mu &= 1.3(1.0M_{CM} + 1.25(M_{CV} + M_I + M_{CV'})) \\Mu &= 1.3(1.0(0.24) + 1.25(1.24 + 0.37 + 0.13)) \\Mu &= 3.14 Tn - m\end{aligned}$$

e.5.3) Considerando la carga viva peatonal y un posible choque.

$$\begin{aligned}Mu &= 1.3(1.0M_{CM} + 1.25(M_{CV} + M_I + M_{CV'} + M_{CH})) \\Mu &= 1.3(1.0(0.24) + 1.25(1.24 + 0.37 + 0.13 + 0.28)) \\Mu &= 3.60 Tn - m\end{aligned}$$

e.5.4) Considerando peatones y accidente vehicular.

$$\begin{aligned}Mu &= 1.3(1.0M_{CM} + 1.0(M_{AC} + M_{IAC} + M_{CV'} + M_{CH})) \\Mu &= 1.3(1.0(0.24) + 1.0(1.47 + 0.44 + 0.13 + 0.28)) \\Mu &= 3.32 Tn - m\end{aligned}$$

Tomamos el mayor valor de momento calculado:

Valor del momento $Mu = \underline{3.85 Tn - m}$.

f) Armadura principal.-

Datos

$$d = 14.5 \text{ cm}$$

$$t = 18 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$Mu = 3.85 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$\rho_{\min} = 0.003$$

$$\rho_{\max} = 0.011$$

$$K = \frac{Mu}{\phi b d^2 f'c} = \frac{3.85 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 14.5^2 \times 210} = 0.097$$

$$0.59w^2 - w + 0.097 = 0$$

$$w = 0.103$$

$$\rho_{cal} = 0.103 \times \frac{210}{4200} = 0.005$$

$$\rho_{\min} < \rho_{cal} < \rho_{\max}$$

$$0.003 < 0.005 < 0.011$$

$$\rho = 0.005$$

$$As = \rho \times b \times d$$

$$As = 0.005 \times 100 \times 14.5$$

$$As = 7.25 \text{ cm}^2$$

Para: $\phi = 14 \text{ mm}$ $As \phi 14 = 1.54$ # varillas ≈ 5 varillas

$$@ = \frac{b}{\# \text{ varillas}} = \frac{100}{5} = 20.0 \Rightarrow @ = 20 \text{ cm}$$

La armadura es menor a la calculada en la Pág. # 68 por lo que:

Colocar 1 ϕ 14mm @ 0.10 m

g) Armado Total de la losa.- Se debe verificar:

g.1.) Acero de contracción y Temperatura.- Según las Normas AASHTO se debe colocar armadura en la parte superior de la losa en los dos sentidos, esta armadura debe ser de 2.64 cm² por cada metro y su espaciamiento no debe ser

mayor a 3t ni 45 cm. Esta armadura se coloca para absorber cambios volumétricos producidos por la retracción y la temperatura.

Por lo tanto se verificará en la parte superior de la losa en los dos sentidos que exista al menos 1 ϕ 10 @ 30 cm, si la armadura principal y de distribución ya cubren este requerimiento no debe utilizarse como armadura adicional sino complementaria.

La armadura principal en él un sentido y la de distribución en el otro ya cumple con este requerimiento por lo que, no hace falta armadura complementaria para la contracción y temperatura.

g.2) Recomendaciones para el espaciamiento

$$\begin{aligned}
 @ \leq & \begin{cases} 45 \text{ cm} \\ 1.5 t = 1.5 \times 18 \text{ cm} = 27 \text{ cm} \end{cases} \\
 @ \geq & \begin{cases} 6.5 \text{ cm} \\ 1.5 T.M.A = 1.5 \times 5 = 7.5 \text{ cm} \\ 1.5 \phi \text{ VARILLA} = 1.5 \times 1.4 = 2.1 \text{ cm} \end{cases}
 \end{aligned}$$

Escogemos el mayor valor y lo comparamos con 7.5 cm.

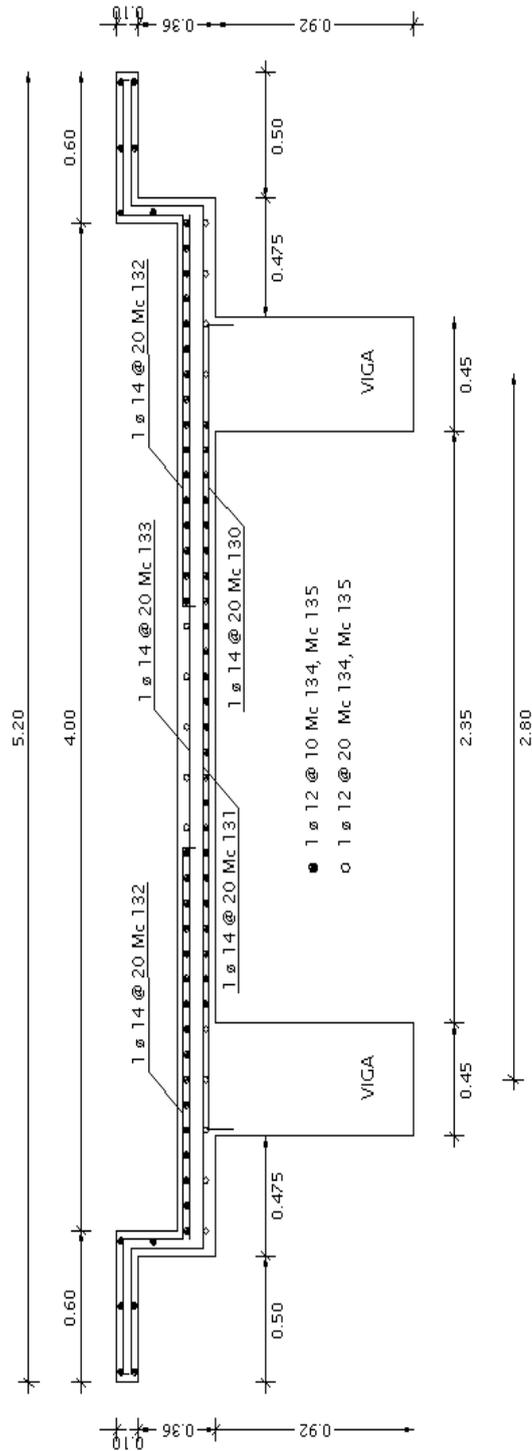
$$\begin{aligned}
 7.5 \text{ cm} & \leq @ \leq 27 \text{ cm} \\
 7.5 \text{ cm} & \leq 20 \leq 27 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

g.3.) Longitud de desarrollo.

$$\begin{aligned}
 Ld1 &= \frac{0.06 \times A \phi \text{ var illa} \times Fy}{\sqrt{f'c}} = \frac{0.06 \times 1.54 \times 4200}{\sqrt{210}} = 26.78 \text{ cm} \\
 Ld2 &\geq (0.006 \times A \phi \text{ var illa} \times Fy) = 0.006 \times 1.54 \times 4200 = 38.81 \text{ cm} \\
 Ld3 &= 36 \phi \text{ var illa} = 36 \times 1.4 = 50.40 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Escogemos el valor mayor $L_d = 55 \text{ cm}$.

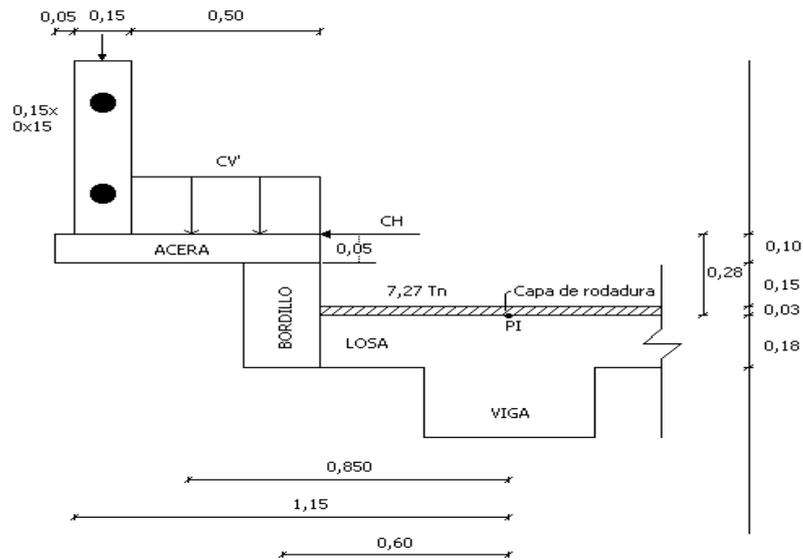
h) Armado Total de la losa.- Diagrama:



4.2.3.- Diseño de la Acera

Se considera para este cálculo las cargas producidas por el peso propio de los elementos que constituyen la acera, así como, el que se apoya en la misma; el peso por carga viva de los peatones y un posible choque de un vehículo contra el bordillo.

a) Esquema.



b) Momento por carga muerta.- El diseño se realiza por metro.

Cuantificación de cargas:

$$P.P.acera = 1.0m \times 0.70m \times 1m \times 2.4tn / m^3 = 0.168$$

$$P.P.poste = .15m \times 0.15m \times 1.0m \times 2.4tn / m^3 = 0.054$$

$$P.P.bordillo = 0.20m \times 0.28m \times 1.0m \times 2.4tn / m^3 = 0.134$$

$$M_{CM} = (0.168 \times 0.85) + (0.054 \times 1.15) + (0.134 \times 0.6)$$

$$M_{CM} = 1.43 + 0.062 + 0.08$$

$$M_{CM} = 0.30 \text{ tn} - \text{m} / \text{m acera}$$

Valor del momento $M_{CM} = 0.30 \text{ Tn} \cdot \text{m}$.

c) Momento por carga viva.-

$$M_{CV} = (0.415 \times 0.50 \times 0.85) = 0.18 \text{ tn} - \text{m} / \text{m largo de acera}$$

$$M_{CH} = 0.75 \times 0.28 = 0.21 \text{ Tn} - \text{m} / \text{m largo de acera}$$

Valor del momento $M_{CV} = \underline{0.18 \text{ Tn} - \text{m}}$.

Valor del momento $M_{CH} = \underline{0.21 \text{ Tn} - \text{m}}$.

d) Momento de diseño:

$$Mu = 1.3(1.0M_{CM} + 1.25(M_{CV} + M_{CH}))$$

$$Mu = 1.3(1.0 \times 0.30 + 1.25(0.18 + 0.21))$$

$$Mu = 1.03 \text{ Tn} - \text{m}$$

Valor del momento $Mu = \underline{1.03 \text{ Tn} - \text{m}}$.

e) Diseño de la armadura.-

$$\frac{Mu}{\phi b d^2 f'c} = \frac{1.03 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 7.5^2 \times 210} = 0.097$$

$$d = 7.5 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$Mu = 1.03 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$0.59w^2 - w + 0.097 = 0$$

$$w = 0.103$$

$$\rho_{\min} = 0.003$$

$$\rho_{\max} = 0.011$$

$$\rho_{cal} = 0.186 \times \frac{210}{4200} = 0.005$$

$$\rho_{\min} < \rho_{cal} < \rho_{\max}$$

$$0.003 < 0.005 < 0.011$$

$$\rho = 0.005$$

$$As = \rho \times b \times d$$

$$As = 0.005 \times 100 \times 14.5$$

$$As = 3.75 \text{ cm}^2$$

Para: $\phi = 12 \text{ mm}$ $As \phi 12 = 1.13$

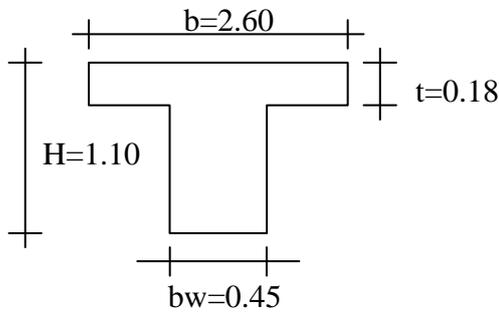
varillas ≈ 4 varillas

$$@ = \frac{b}{\# \text{ varillas}} = \frac{100}{4} = 25 \Rightarrow @ = 25 \text{ cm}$$

Colocar 1 ϕ 12m @ 0.25 m

4.2.4.- Diseño de las Vigas.

Del predimensionamiento realizado anteriormente tenemos:



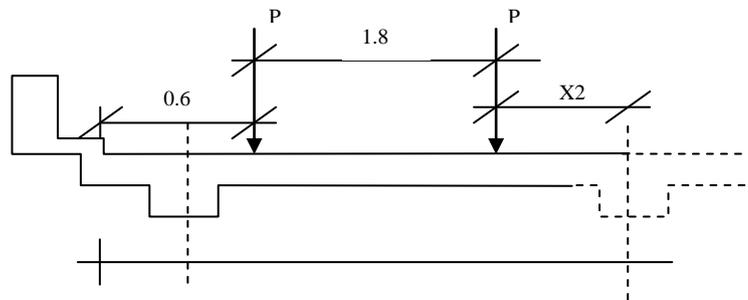
$$b \leq \text{luz entre ejes vigas} = 2.80$$

$$b \leq L/4 \leq \frac{15.5}{4} \leq 3.88$$

$$b \leq 12 \times t + bw = 12 \times 0.18 + 0.45 = 2.61$$

Para este caso tenemos un puente sobre dos vigas por lo que no se calcula con los factores f_e y f_D . De existir los 2 tipos de vigas interior y exterior se realiza con el más desfavorable. Los factores f_e y f_D se obtienen para cada caso de las tablas presentadas en el capítulo 3, tablas # 13 y 14.

Para nuestro caso tenemos el valor de f_e (Momento flector para vigas longitudinales exteriores), el caso # 2.



$$a = 0.275$$

$$S = 2.80$$

$$x2 = S + a - 2.4$$

$$x2 = 2.80 + 0.275 - 2.4$$

$$x2 = 0.675$$

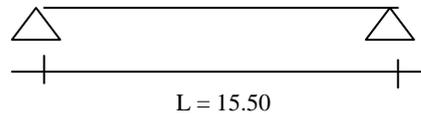
$$f_e = \frac{1.8 + 2 x2}{S}$$

$$f_e = \frac{1.8 + 2(0.675)}{2.80}$$

$$f_e = 1.125$$

Por lo antes mencionado realizamos el diseño de las vigas con el factor $f_e = 1.125$.

a) Modelo matemático.



b) Cuantificación de cargas:

$$\text{Postes y Pasamanos} : \frac{2 \times 0.05}{2} = 0.05 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Aceras} : \frac{2 \times 0.17}{2} = 0.17$$

$$\text{Bordillos} : \frac{2 \times 0.13}{2} = 0.13$$

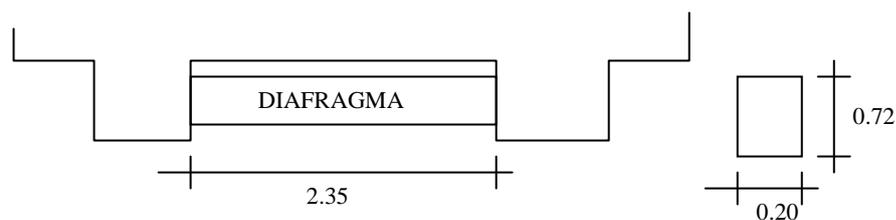
$$\text{Losa} : \frac{0.18 \times 3.80 \times 2.4}{2} = 0.82$$

$$\text{Capa de rodadura} : \frac{0.03 \times 3.80 \times 2.3}{2} = 0.13$$

$$\text{Peso propio viga} : \frac{2 \times 0.45 \times 0.92 \times 2.4}{2} = 0.99$$

$$W_{CM} = 2.33 \text{ Tn/m}$$

Se considera también como carga muerta el peso de los diafragmas, estos van ubicados como cargas puntuales en el sitio donde se ubican, según la norma se debe colocar diafragmas en los extremos de este tipo de puentes y su separación máxima es de 12 m, al considerar nuestro caso el separamiento al ubicar solamente en los extremos estaría irrespetando las normas, por lo que, ubicamos un diafragma en el centro del puente.



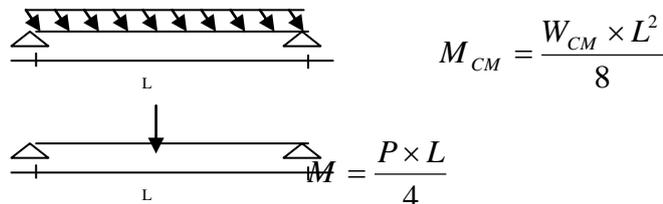
$$P1 = 2.35 \times 0.20 \times 0.72 \times 2.40 = 0.81 \text{ Tn}$$

c) Luz de cálculo.

$$L_o \leq \begin{cases} \text{Luz entre ejes longitudinales} = 15.50 \\ \text{Luz libre más peralte de la viga} = 15 + 1.10 = 16.10 \end{cases}$$

Tomamos el menor valor $L_o = 15.50$ m.

d) Momento por carga muerta.- Consideramos la carga distribuida de los elementos que constituyen el puente y la carga puntual producida por el diafragma interior.



$$M_{CM} = \frac{W_{CM} \times L^2}{8}$$

$$M = \frac{P \times L}{4}$$

$$M_{CM} = \frac{W_{CM} \times L^2}{8} + \frac{P \times L}{4}$$

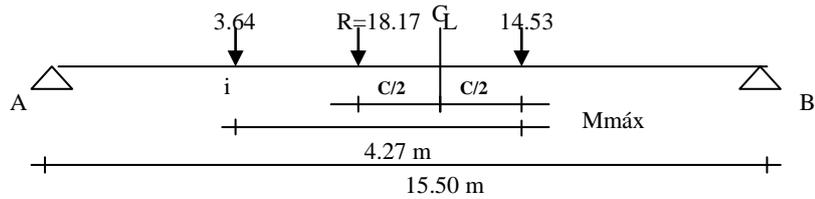
$$M_{CM} = \frac{2.33 \times 15.50^2}{8} + \frac{0.81 \times 15.50}{4}$$

$$M_{CM} = 73.11 \text{ Tn} - \text{m}$$

Valor del momento $M_{CM} = 73.11 \text{ Tn} - \text{m}$.

e) Momento por carga viva.- Para la ubicación de las cargas del camión que produce el máximo momento hacemos referencia a lo anotado en el capítulo 3 con respecto al teorema de Barré, de ahí, tenemos que se ubica la carga trasera a una distancia de 0.43 m con respecto al centro del puente lo que se demuestra:

Obtenemos la distancia en la que bisecta la resultante de las cargas con la carga mayor del camión tipo:

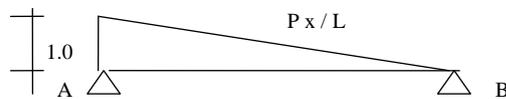


$$\sum M_i = 0$$

$$x = 14.53(4.27) / 18.17 = 3.42$$

$$C / 2 = \frac{4.27 - 3.42}{2} = 0.43$$

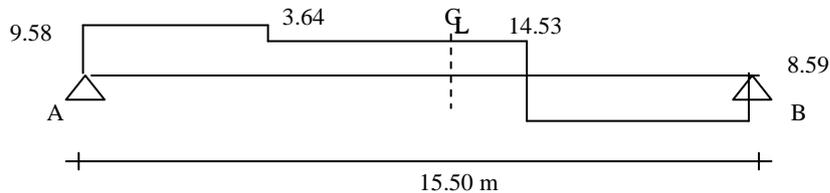
Utilizando líneas de influencia obtenemos las reacciones



$$R_A = 3.64 \frac{11.59}{15.50} + 14.53 \frac{7.32}{15.50} = 9.58 Tn$$

$$R_B = 3.64 \frac{3.91}{15.50} + 14.53 \frac{8.18}{15.50} = 8.59 Tn$$

Dibujando el diagrama de corte tenemos:



Demostramos que el cortante cambia de signo bajo la carga mayor de 14.53 tn., con lo que estamos comprobando: “El momento flector máximo se produce en una viga isostática sometida a la acción de un tren de cargas móviles ocurre bajo la carga en la cual, la fuerza cortante cambia de signo al mismo tiempo que el centro del claro bisecta la distancia entre la resultante y dicha carga”

$$\sum M_d = 0$$

$$R_i \times 15.50 = 3.64 \left(\frac{15.50}{2} + 3.84 \right) + 14.53 \left(\frac{15.50}{2} - 0.43 \right)$$

$$R_i = 9.58 Tn$$

$$M_{máxcv} = 9.58 \left(\frac{15.50}{2} + 0.43 \right) + 3.64(4.27)$$

$$M_{máxcv} = 62.82 \text{ Tn} - \text{m}$$

Para una viga tenemos:

$$M_{cv} = \frac{M_{máxcv}}{2} \times fe$$

$$M_{cv} = \frac{62.82 \text{ Tn} - \text{m}}{2} \times 1.125$$

$$M_{cv} = 35.34 \text{ Tn} - \text{m}$$

Valor del momento $M_{cv} = 35.34 \text{ Tn} - \text{m}$.

f) Momento por impacto.-

$$I = \frac{15.24}{38.11 + L}$$

$$I = \frac{15.24}{38.11 + 15.50}$$

$$I = 0.28 \leq 0.30 \quad \text{asumo } I = 0.28$$

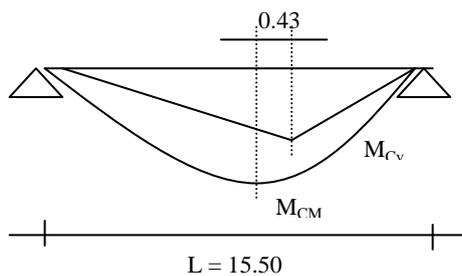
$$M_I = I \times M_{cv}$$

$$M_I = 0.28 \times 35.34 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_I = 10.10 \text{ Tn} - \text{m}$$

Valor del momento $M_I = 10.10 \text{ Tn} - \text{m}$.

g) Momento de diseño:



$$Mu = 1.3(1.0M_{CM} + 1.67(M_{cv} + M_I))$$

$$Mu = 1.3(1.0 \times 73.11 + 1.67(35.34 + 10.10))$$

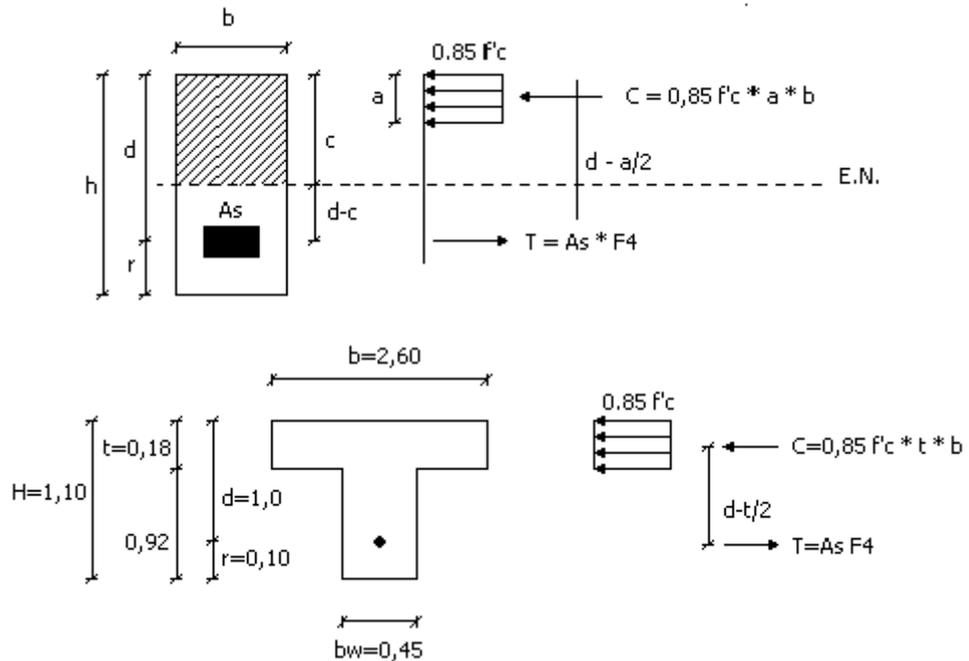
$$Mu = 193.70 \text{ Tn} - \text{m}$$

h) Verificación del eje neutro.- Para vigas T se debe verificar la ubicación del eje neutro y se pueden presentar los siguientes casos:

1) Si $c < t$ se diseña como viga rectangular.

- 2) Si $c = t$ se diseña como una viga rectangular.
- 3) Si $c > t$ se diseña como viga T.

Para esa comprobación partimos del diagrama de esfuerzos equivalentes.



Del diagrama de esfuerzos equivalentes tenemos:

$$C = 0.85 \times f'c \times a \times b$$

$$T = As \times Fy$$

Partimos de : $C = T$

$$Mu = \phi C \left(d - \frac{t}{2} \right)$$

$$C = (0.85 \times f'c \times b \times a) \left(d - \frac{t}{2} \right)$$

$$Mu = \phi (0.85 \times f'c \times b \times a) \left(d - \frac{t}{2} \right) \quad \phi = 0.9 \text{ (flexión)}$$

$$a = \frac{Mu}{\phi (0.85 \times f'c \times b) \left(d - \frac{t}{2} \right)} = \frac{193.70 \times 10^5}{0.9(0.85 \times 210 \times 260) \left(100 - \frac{18}{2} \right)} = 5.096 \text{ cm}$$

$$C = \frac{a}{\beta} = \frac{5.096}{0.85} = 5.995 \text{ cm}$$

como $c < t$ se diseña como viga rectangular.

i) Diseño de la armadura A_s .-

<u>Datos</u>	
$d = 100 \text{ cm}$	$\frac{Mu}{\phi b d^2 f'c} = \frac{193.70 \times 10^5}{0.9 \times 260 \times 100^2 \times 210} = 0.039$
$b = 260 \text{ cm}$	
$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	
$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$0.59w^2 - w + 0.039 = 0$
$M_u = 193.70 \times 10^5 \text{ kg-cm}$	$w = 0.040$
$\rho_{\text{mín}} = 0.003$	
$\rho_{\text{máx}} = 0.011$	$\rho_{\text{cal}} = 0.040 \times \frac{210}{4200} = 0.002$

$$\rho_{\text{mín}} < \rho_{\text{cal}} < \rho_{\text{máx}} \quad \rho = 0.002$$

$$0.003 < 0.002 < 0.011$$

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$A_s = 0.002 \times 260 \times 100$$

$$A_s = 78 \text{ cm}^2$$

Para: $\phi = 32 \text{ mm}$ $A_s \phi 32 = 8.04 \text{ cm}^2$

$$\# \text{ var illas} = \frac{A_s}{A_s \phi \text{ var illa}} = \frac{78 \text{ cm}^2}{8.04 \text{ cm}^2} = 9.70 \approx 10 \text{ var illas}$$

Colocar 10 ϕ 32m

j) Acero lateral en vigas A_s'' .- Si el peralte de la viga excede de 61 cm se colocará acero lateral igual al 10% del acero principal, el mismo que no debe ser menor que el de temperatura, es decir, 2.64 cm^2 .

La separación del acero lateral no debe exceder de 30 cm ni de b_w .

$$A_s'' = 10\% A_s$$

$$A_s'' = 10\% \times 78 \text{ cm}^2$$

$$A_s'' = 7.8 \text{ cm}^2$$

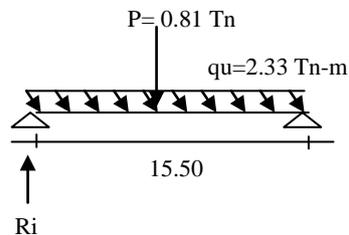
$$\# \text{ var illas} = \frac{A_s''}{A_s \text{ var illa}} \text{ para } A_s \phi 16 \text{ mm} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ var} = \frac{7.8 \text{ cm}^2}{2.01 \text{ cm}^2}$$

$$\# \text{ var} = 3.88 \approx 4 \text{ var illas } \phi 16 \text{ mm}$$

k) Chequeo a corte.-

k.1) Cortante por carga muerta.

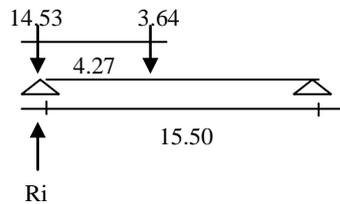


$$\sum Md = 0$$

$$-Ri \times 15.50 + 0.81 \left(\frac{15.50}{2} \right) + 2.33 \times 15.50 \times \left(\frac{15.50}{2} \right)$$

$$Ri = V_{CM} = 20.40 \text{ Tn}$$

k.2) Cortante por carga viva.-



$$\sum Md = 0$$

$$-Ri \times 15.50 + 14.53 \times 15.50 + 3.64(15.50 - 4.27) \times 1.125 = 0$$

$$Ri = V_{CV} = 17.50 \text{ Tn}$$

k.3) Cortante por impacto.- $I = 0.28$ (calculado en el literal f).

$$V_I = I \times V_{CV} = 0.28 \times 17.50 = 4.90 \text{ Tn}$$

k.4) Cortante último.-

$$Vu = 1.3(1.0 \times V_{CM} + 1.67(V_{CV} + V_I))$$

$$Vu = 1.3(1.0 \times 20.40 + 1.67(17.50 + 4.90))$$

$$Vu = 75.15 \text{ Tn}$$

k.5) Cálculo de esfuerzos cortantes.-

$$\begin{aligned} \mathcal{G}_u &= \frac{Vu}{\phi bw d} & Vadm &= 0.53\sqrt{f'c} \\ \mathcal{G}_u &= \frac{75.15 \times 10^3 Tn}{0.85 \times 45 \times 100} & Vadm &= 0.53\sqrt{210} \\ \mathcal{G}_u &= 19.65 \text{ kg/cm}^2 & Vadm &= 7.68 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$\mathcal{G}_u = Vadm$ *necesita estribos*

l) Cálculo de estribos.

$$\Delta \mathcal{G}_u = \mathcal{G}_u - Vadm = 19.65 - 7.68 = 11.97 \text{ kg/cm}^2$$

Para ϕ 14 mm = 1.54 cm².

$$S1 = \frac{2 Av Fy}{\Delta \mathcal{G}_u \times bw} = \frac{2 \times 1.54 \times 4200}{11.97 \times 45} = 24 \text{ cm}$$

1 e ϕ 14 mm @ 0.20 m en los extremos y 1 e ϕ 14 mm @ 0.40 m en el centro de la viga.

m) Armado total de la viga.- Para el armado total de la viga se debe considerar:

La armadura principal se debe colocar considerando el 30% debe estar dentro de los apoyos y el 30% cubriendo eventuales defectos.

Los traslapes se realizarán en forma alternada, debe evitarse que los traslapes en un mismo sitio exceda el 20%.

La longitud de desarrollo.- (según el código ACI).

$$Ld1 = \frac{(0.06) \times A\phi \text{ var illa} \times Fy}{\sqrt{f'c}}$$

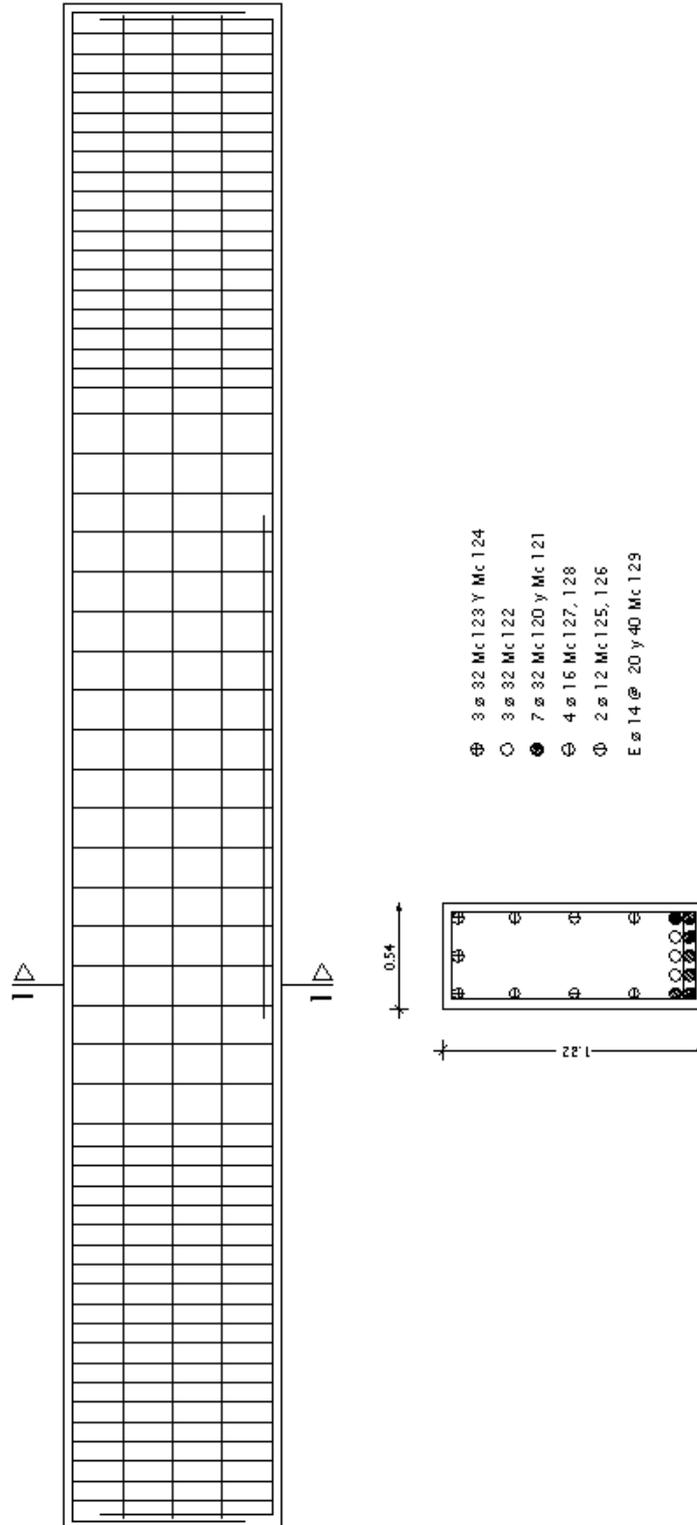
$$Ld2 = 0.006 \times \phi \text{ var illa} \times Fy$$

$$Ld3 = 36\phi \text{ var illa}$$

Ld ϕ 32 mm = 115 cm

Ld ϕ 16 mm = 60 cm

m) Armado de la viga.- El armado total de la viga se presenta en los planos estructurales y un esquema de este es:



Armado de Viga Longitudinal

4.2.5.- Cálculo de Estribos

Se realiza el cálculo de un estribo tipo, por ser las dos orillas de implantación de la infraestructura muy semejantes en la estratigrafía y capacidad portante del suelo. La altura total del estribo será de 5.00 m, con una implantación de 2.5 m bajo el nivel 0,00, es decir, del fondo del río en la orilla.

1.- Determinación de las solicitaciones.

a) Cargas verticales provenientes de la superestructura.

De los cálculos realizados en el diseño de las vigas tenemos los siguientes datos, con estos calculamos la carga que transmitirá la superestructura a la infraestructura.

Ancho del Puente = longitud del estribo = 5.20 m.

$$V_{CM} = 20.40 \text{ Tn}$$

$$V_{CV} = 17.50 \text{ Tn}$$

$$V_{m\acute{a}x} = (V_{CM} + V_{CV})$$

$$V_{m\acute{a}x} = (20.40 + 17.50)$$

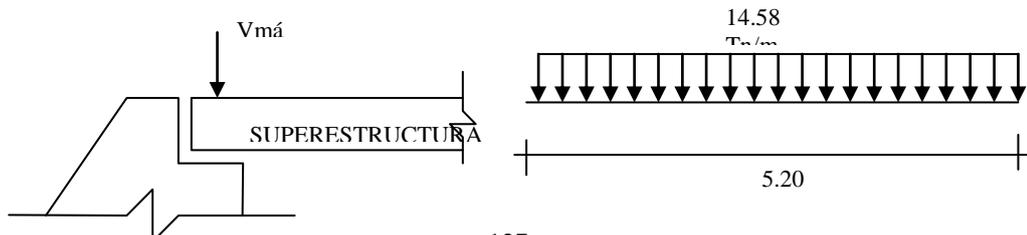
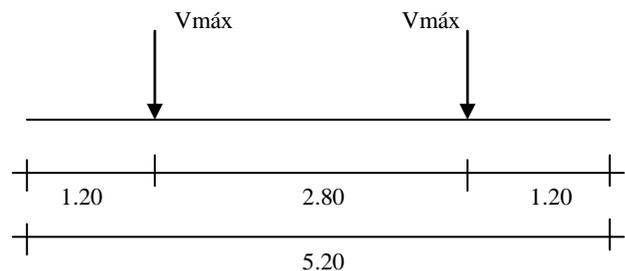
$$V_{m\acute{a}x} = 37.90 \text{ Tn}$$

Para obtener una carga distribuida de cargas puntuales separadas por espacios pequeños según la referencia # 30, tenemos:

$$P = \frac{\sum_{i=1}^n V_{m\acute{a}x}}{L}$$

$$P = \frac{37.90 + 37.90}{5.20}$$

$$P = 14.58 \text{ Tn/m}$$



b) Sobrecarga en el relleno.- según la norma MV se considera una sobrecarga en calzada de $1 \text{ Tn} / \text{m}^2$.

2.- Prediseño del muro.

El diseño óptimo de un muro es materia de aproximaciones sucesivas basado con la experiencia del calculista, se suponen dimensiones razonables y luego se verifican las diferentes condiciones de estabilidad para estas medidas, hasta obtenerse un muro que a más de seguridad sea económico.

El muro escogido para este trabajo es un muro a gravedad, luego de tanteos realizados adoptamos las siguientes dimensiones de los elementos constitutivos del muro:

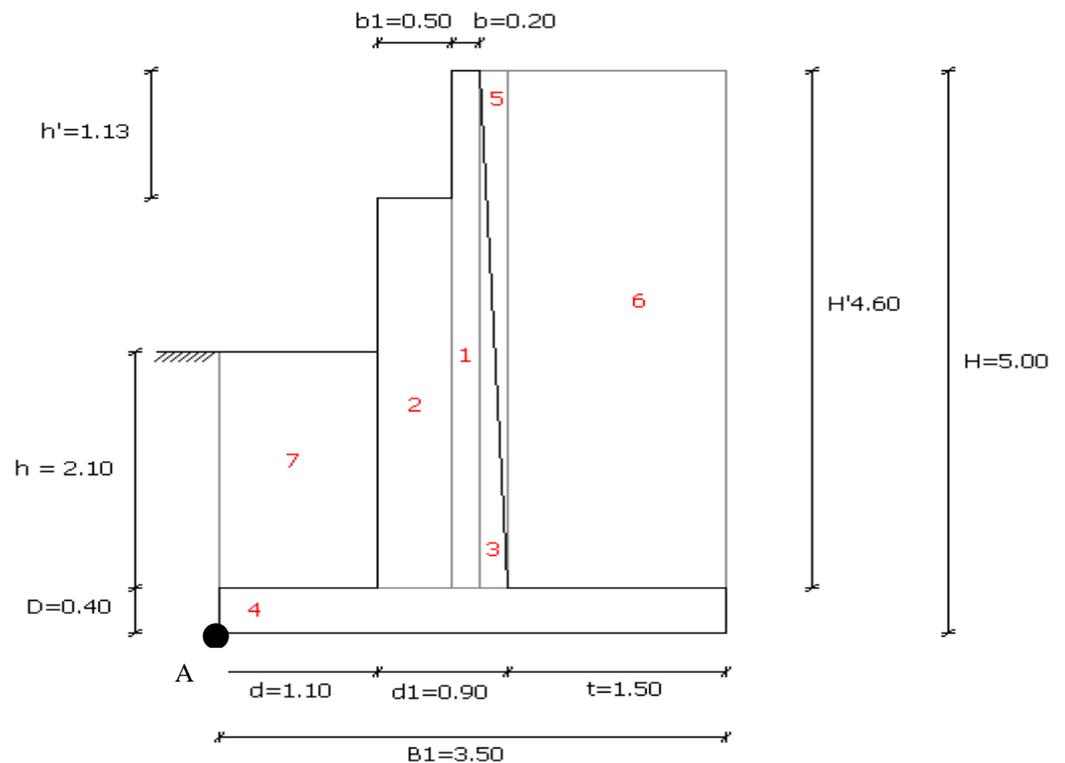


GRÁFICO No. 16
Dimensiones adoptadas del estribo tipo

Donde:

γ_{HS} : Peso específico del hormigón en masa.

P1: Cara vertical proveniente de la estructura.

Q: Sobrecarga sobre el relleno posterior.

γ_s : Peso específico del suelo

Φ : Angulo de fricción interna del suelo.

β : Angulo de inclinación de la superficie del terreno respecto a la horizontal.

qa: Capacidad de carga del suelo – Esfuerzo admisible.

Las partes constitutivas del muro son:

B1: base de desplante.

D: altura de la cimentación.

d: puntal.

t: talón.

d1: base de la pantalla.

b1: cabeza de la pantalla.

b: cabeza del muro.

H': altura de la pantalla.

3.- Diseño del muro

Con los datos anotados anteriormente, procedemos al diseño del muro el mismo que se basa en comprobaciones de esfuerzos producidos por cargas en diferentes sentidos y de longitudes de aplicación de las mismas.

a) Cálculo de la presión activa y presión pasiva del suelo.

Para el cálculo de las presiones existen diferentes métodos, el que utilizaremos en este trabajo es el de Rankine, la fórmulas para determinar el coeficiente de la presión activa es:

$$Ca = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

y para el coeficiente de presión pasiva tenemos:

$$Cp = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

Para el caso frecuente de una superficie horizontal, es decir, $b = 0$, para la presión activa tenemos:

$$Ca = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi}$$

y para el coeficiente de presión pasiva es:

$$Cp = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$$

Esta Teoría es válida para suelos no cohesivos, pudiendo usarse para suelos cohesivos con ciertos ajustes. En nuestro caso calculamos los coeficientes de presiones:

$$\begin{aligned} Ca &= \frac{1 - \operatorname{sen} 40}{1 + \operatorname{sen} 40} & Cp &= \frac{1 + \operatorname{sen} 40}{1 - \operatorname{sen} 40} \\ Ca &= 0.217 & Cp &= 4.599 \end{aligned}$$

La presión activa del suelo "Pa" la obtenemos a partir de la siguiente fórmula:

$$Pa = \frac{1}{2} \gamma_s Ca H (H + 2h'2)$$

Donde:

$h'2$: altura equivalente de la sobrecarga transformada en peso de relleno.

$$h'2 = \frac{\text{sobrecarga}}{\gamma_s} = \frac{1 \text{ ton} / \text{m}^2}{1.80 \text{ ton} / \text{m}^3} = 0.56 \text{ m}$$

entonces reemplazando los valores tenemos:

$$Pa = \frac{1}{2} \times 1.80 \times 0.217 \times 5.00(5.00 + 2(0.56))$$

$$Pa = 6.04 \text{ Ton} / \text{m}$$

La presión pasiva es calculada con la siguiente fórmula:

$$Pp = \frac{1}{2} \gamma_s C_p h^2$$

$$Pp = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 4.599 \times 2.10^2$$

$$Pp = 18.25 \text{ Tn} / \text{m}$$

Estas presiones aumenta de manera proporcional a la profundidad, siendo de forma triangular, por lo tanto la línea de acción de estas presiones pasa por el centroide:

$$z1 = \frac{1}{3} Ht \qquad z2 = \frac{1}{3} h$$

$$z1 = \frac{1}{3} 5.56 \text{ m} \qquad z2 = \frac{1}{3} 2.10 \text{ m}$$

$$z1 = 1.85 \text{ m} \qquad z2 = 0.70 \text{ m}$$

b) Cálculo del peso del muro

Este cálculo se realiza con la ayuda del siguiente cuadro, en este se divide al muro en elementos de acuerdo a formas geométricas (rectángulos, triángulos, entre otros) y tipo de material (suelo, hormigón, etc).

La distancia “x” es la distancia que existe entre el centroide de cada figura y el punto inferior del muro opuesto a donde actúa la presión activa del suelo (ver punto A del gráfico # 16 página # 85).

DIMENSIONES				E + R + SE		
No.	Area (A) (m ²)	Peso específico γ (ton/m ³)	Volumen (V) (A* L) (m ³ /m)	Peso W=g x V (Ton)	Distancia (x) (m)	Momento MEST=W x X (Ton - m)
1	0.92	2.2	0.92	2.02	1.700	3.43
2	1.74	2.2	1.74	3.80	1.350	5.17
3	0.46	2.2	0.46	1.01	1.867	1.89
4	1.40	2.2	1.40	3.08	1.750	5.39
5	0.46	1.8	0.46	0.83	1.933	1.60
6	6.90	1.8	6.90	12.42	2.750	34.16
7	2.31	1.8	2.31	4.16	0.550	2.29
P1				14.58	1.350	19.68
TOTALES				41.93		73.61

Obtenemos que el peso total del muro y que es igual a la reacción del suelo es:

$$W = N = 41.93 \text{ Ton}$$

Y el momento estabilizante es:

$$M_{EST} = 73.61 \text{ Tn} - m$$

La resultante de la esta carga debe pasar por el núcleo central de la cimentación, entendiéndose por núcleo central la tercera parte interior de la cimentación.

El cálculo se realiza por metro de estribo, por lo cual multiplicamos las presiones obtenidas por 1 m.

$$Pa = 6.04 \text{ Ton}/m \times 1 \text{ m} = 6.04 \text{ Ton}$$

$$Pp = 18.25 \text{ Ton}/m \times 1 \text{ m} = 18.25 \text{ Ton}$$

c) Verificación de la ubicación de la resultante

La resultante de esta carga debe pasar por el núcleo central de la cimentación, entendiéndose por núcleo central la tercera parte interior de la cimentación.

Se puede tener tres posiciones de la resultante: la primera e ideal que se encuentre dentro del tercio medios; una segunda que se encuentre en el borde del tercio medio con lo que obtendríamos presiones del suelo muy diferentes, incluso llegando a cero la del lado opuesto; y, la tercera posición que pasa por fuera del tercio medio lo que produce tensión en el terreno lo cual no es viable, por lo que es necesario aumentar el ancho del muro.

Se debe evitar en lo posible presiones de suelo muy diferentes, pues esto produce asentamientos diferenciales, lo cual se debe evitar en todo proyecto.

La posición de la resultante está dada por:

$$x = \frac{M_{EST} - (Pa \times z_1)}{N}$$

$$x = \frac{73.61 - (6.04 \times 1.85)}{41.93}$$

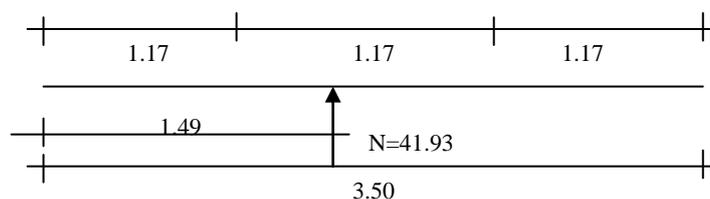
$$x = 1.49 \text{ m}$$

Tenemos la verificación de la posición de la resultante:

$$\frac{B1}{3} \leq x \leq 2 \frac{B1}{3}$$

$$\frac{3.50}{3} \leq x \leq 2 \frac{3.50}{3}$$

$$1.17 \leq 1.49 \leq 2.33 \quad Ok$$



4.- Cálculo de las presiones del suelo

En el cálculo de las presiones del suelo tenemos la verificación de la excentricidad “e” para que todo el área de contacto trabaje a compresión, lo que nos asegura una distribución trapezoidal de esfuerzos. Cuando $e = 0$ se presenta el caso de que las presiones de suelo sean iguales siendo esta en la mayoría de casos una solución antieconómica y de difícil consecución, pues se requiere un incremento grande en la dimensión de la zapata, entonces tenemos:

$$\begin{array}{ll} e = \frac{B1}{2} - x & e \leq \frac{B1}{6} \\ e = \frac{3.50}{2} - 1.49 & e \leq \frac{3.50}{6} \\ e = 0.26 & e \leq 0.58 \end{array}$$

$$0.26 \leq 0.58 \quad Ok$$

Calculamos las presiones netas del suelo:

$$PNS = \frac{N}{L \times B1} \pm \frac{6 N e}{L \times B1^2}$$

$$PNS1 = \frac{N}{L \times B1} + \frac{6 N e}{L \times B1^2} = \frac{41.93}{1.00 \times 3.50} + \frac{6 \times 41.93 \times 0.26}{1.00 \times 3.50^2} = 17.32 \text{ Ton/m}^2 < qadm \quad Ok$$

$$PNS1 = \frac{N}{L \times B1} - \frac{6 N e}{L \times B1^2} = \frac{41.93}{1.00 \times 3.50} - \frac{6 \times 41.93 \times 0.26}{1.00 \times 3.50^2} = 6.64 \text{ Ton/m}^2 < qadm \quad Ok$$

Se ha verificado que las presiones netas del suelo no sean mayores a la capacidad de carga admisible del suelo.

5.- Seguridad al volcamiento

El empuje del relleno que actúa sobre el muro, tiende a voltearlo alrededor del punto inferior opuesto de la cimentación (ver punto A del gráfico # 16 página # 85).

Se debe calcular el factor de seguridad al volcamiento el mismo que está dado por la siguiente relación:

$$FSV = \frac{M_{EST}}{Mv}$$

Donde:

Mv: Momento de volteo producido por la presión activa del suelo

El momento de volteo esta dado por:

$$Mv = Pa \times z1$$

$$Mv = 6.04 \text{ Ton} \times 1.85 \text{ m}$$

$$Mv = 11.17 \text{ Tn} - m$$

El factor de seguridad al volteo debe ser mayor a 2.0 para el caso estribos de puentes, entonces tenemos:

$$FSV = \frac{73.61 \text{ Ton} - m}{11.17 \text{ Ton} - m} = 6.59$$
$$6.59 > 2.0 \quad Ok$$

6.- Seguridad al deslizamiento.

La componente horizontal del empuje trata de movilizar al muro en esa dirección pero encuentra oposición en la fuerza de fricción existente entre el muro y el suelo. Esta fuerza de rozamiento es función de las fuerzas verticales y del coeficiente de fricción entre el material del muro y el suelo de fundación.

La referencia # 17 nos presenta distintos valores para el coeficiente de fricción de acuerdo al tipo de suelo, en nuestro caso tomamos un valor de 0.5 que es el correspondiente al tipo de suelo que tenemos en el proyecto.

El factor de seguridad al deslizamiento para estructuras especiales como es el de los estribos de puentes debe ser mayor a 2.0.

El factor de seguridad al deslizamiento lo obtenemos con la siguiente relación:

$$FSD = \frac{N \times \mu}{Pa}$$

$$FSD = \frac{41.93 \times 0.5}{6.04}$$

$$FSD = 3.47 > 2.0 \quad Ok$$

Comprobamos que con las dimensiones adoptadas, estamos cumpliendo con el diseño de los estribos.

7.- Diseño de la cabeza del muro.

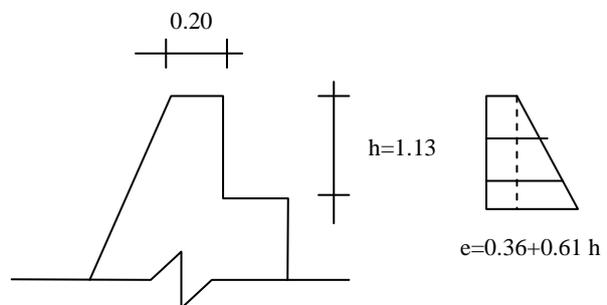
Para proteger de un posible impacto que puede darse entre la superestructura y la infraestructura (cabeza del muro), debido al deslizamiento de la primera por el frenado de los vehículos o el impacto que se produce al ingreso de los mismos al puente, colocaremos armadura de refuerzo en este elemento del muro.

a) Cálculo de los esfuerzos.

$$e = 0.36 + 0.61 h$$

$$e = 0.36 + 0.61 \times 1.13$$

$$e = 1.05 \text{ ton} / m^2$$



b) Comprobación al corte.

$$V = \frac{0.36+1.05}{2} \cdot 1.13 = 0.80 \text{ Ton} \quad (\text{por metro de longitud})$$

$$Vu = 1.7 \times 0.80 \text{ Ton} = 1.35 \text{ Ton/m}$$

$$Vc = 0.53 \phi \sqrt{f'c} b d$$

$$Vc = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{210} \times 100 \times 15$$

$$Vc = 9.79 \text{ Ton/m}$$

$$Vc < Vu \quad Ok$$

c) Cálculo del refuerzo

$$Mu = 1.7 \times \text{area} \times \text{brazo}$$

$$Mu = 1.7 \times \left[0.36 \times 1.13 \times \frac{1.13}{0.5} + 0.671 \times \frac{1.13}{2} \times \frac{1.13}{3} \right]$$

$$Mu = 0.63 \text{ Ton-m/m}$$

$$K = \frac{Mu}{\phi b d^2 f'c} = \frac{0.63 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 15^2 \times 210} = 0.0015$$

$$0.59w^2 - w + 0.015 = 0$$

$$w = 0.02$$

$$\rho_{\min} < \rho_{cal} < \rho_{\max}$$

$$0.003 < 0.001 < 0.011$$

$$\rho_{cal} = 0.02 \times \frac{210}{4200} = 0.001$$

en consecuencia $p = 0.03$

$$As = p \times b \times d$$

$$As = 0.003 \times 100 \times 15$$

$$As = 4.50 \text{ cm}^2$$

Para: $\phi = 12 \text{ mm}$ $As \phi 12 = 1.13$

varillas ≈ 4 varillas

$$@ = \frac{b}{\# \text{ varillas}} = \frac{100}{4} = 25 \Rightarrow @ = 25 \text{ cm}$$

Colocar 1 ϕ 12m @ 0.25 m

d) Longitud de desarrollo

$$Ld = 36\phi \text{ varilla} = 36 \times 1.2 \text{ cm} = 43.20 \text{ cm}$$

La longitud mínima de desarrollo según el código es de 30 cm, por lo tanto:

$$Ld = 45 \text{ cm}$$

e) Acero de contracción y temperatura

$$A_s = 0.003 \times 100 \times 20 \quad (\text{dividido en tres})$$

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

Para: $\phi = 12 \text{ mm}$ $A_s \phi 12 = 1.13$ # varillas ≈ 2 varillas

$$@ = \frac{b}{\# \text{ varillas}} = \frac{100}{2} = 50 \Rightarrow @ = 50 \text{ cm}$$

Colocar 1 ϕ 12m @ 0.50 m

8.- Drenaje del muro.

Si se considera que el almacenamiento de humedad produce cambios volumétricos y a consecuencia de ello la generación de empujes mayores a los considerados en el cálculo, lo que puede llevar a la falla del elemento, de ahí la importancia del drenaje en la parte del relleno.

Se puede considerar para extraer el agua del relleno, un sistema de drenaje colocando mechinales, estos deben estar bien espaciados tanto horizontal como verticalmente, distancias comprendidas entre 1.20 y 1.80 metros, su diámetro debe ser como mínimo de 10 cm lo cual facilitará su limpieza.

A la entrada de los mechinales se debe colocar una rejilla y gravilla para evitar que la arena o material más fino tapone los drenes y no permita su correcto funcionamiento.

4.2.6.- Obras Complementarias

Son obras complementarias del puente: los apoyos, las barandas, juntas de dilatación y conductos de drenaje.

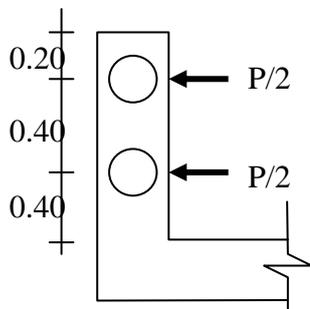
De los conductos de drenaje se presenta un detalle en los planos, por cuestiones estéticas no hay que olvidar realizar una gotera en la superestructura.

En nuestro caso las brandas son de tubo HG ISO I con las dimensiones especificadas en los planos, se detalla el diseño de los postes de protección.

4.2.7.- Diseño de Protecciones (Postes).

Para el diseño de las protecciones la AASHTO considera una carga de 4.54 Tn, la misma que está repartida en las protecciones horizontales que para nuestro caso es de 2 tubos HG de \varnothing exterior igual a 10 cm.

a) Esquema.



- Distancia entre postes 2.5 m.
- Luz total del puente 15.50 m.
- Recubrimiento: 2.5 cm.
- $b = 15$ cm y $h = 12.5$ cm

b) Cálculo de momentos.

$$M_{CM} = 0$$

$$M_{CV} = \frac{P}{2} \times (0.40) + \frac{P}{2} \times (0.80)$$

$$M_{CV} = \frac{4.54}{2} \times 0.40 + \frac{4.54}{2} \times 0.80$$

$$M_{CV} = 2.72 \text{ Tn} - m$$

c) Cálculo del momento de diseño.

$$Mu = 1.3(M_{CM} + 1.67(M_{CV}))$$

$$Mu = 1.3(0 + 1.67(2.72))$$

$$Mu = 5.91 \text{ Tn-m}$$

d) Armado cara interior del poste.

$$K = \frac{Mu}{\phi b d^2 f'c} = \frac{5.91 \times 10^5}{0.9 \times 15 \times 12.5^2 \times 210} = 1.33$$

$$0.59w^2 - w + 1.33 = 0$$

$$w = 0.847$$

$$\rho_{\min} < \rho_{cal} < \rho_{\max}$$

$$0.003 < 0.042 < 0.011$$

$$\rho_{cal} = 0.847 \times \frac{210}{4200} = 0.042$$

en consecuencia $p = 0.011$

$$As = p \times b \times d$$

$$As = 0.011 \times 15 \times 12.5$$

$$As = 2.1 \text{ cm}^2 = 2 \phi 12$$

e) Armado cara exterior del poste.

$$M = \frac{Mu}{4} = \frac{5.91 \text{ Tn-m}}{4} = 1.48 \text{ Tn-m}$$

Ponemos 2 ϕ 12 cm al igual que en la cara interior.

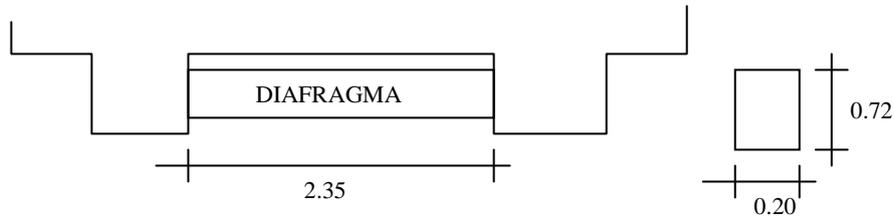
4.2.8.- Diseño de Diafragmas

Son elementos estructurales que sirven para brindar mayor rigidez a la estructura impidiendo movimientos producidos especialmente por impacto y otorgando mayor seguridad a la estructura.

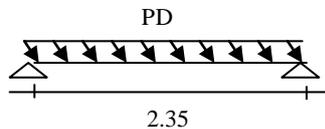
Los diafragmas dan estabilidad lateral a las vigas, es decir, evita el pandeo lateral de las vigas.

La distancia entre diafragmas no puede ser mayor a 12 m, de ahí que en nuestro proyecto consideramos a más de los diafragmas en los extremos, un diafragma en el centro de la luz.

a) Dimensiones.



b) Modelo matemático.



c) Momento por carga muerta.

$$W_{CM} = 0.20 \times 0.72 \times 1.00 \times 2.4$$

$$W_{CM} = 0.39 \text{ Tn/m}$$

$$M_{CM} = \frac{W_{CM} \times L^2}{8}$$

$$M_{CM} = \frac{0.39 \times 2.35^2}{8}$$

$$M_{CM} = 0.272 \text{ Tn-m}$$

d) Momento último.

$$Mu = 1.3 M_{CM} = 1.3 \times 0.272 \text{ Tn-m}$$

$$Mu = 0.353 \text{ Tn-m}$$

e) Armadura longitudinal.

$$K = \frac{Mu}{\phi b d^2 f'c} = \frac{0.353 \times 10^5}{0.9 \times 20 \times 77^2 \times 210} = 0.002$$

Datos

$$d = 77 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$Mu = 0.353 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$\rho_{\text{mín}} = 0.003$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.011$$

$$0.59w^2 - w + 0.002 = 0$$

$$w = 0.002$$

$$\rho_{cal} = 0.002 \times \frac{210}{4200} = 8.3 \times 10^{-5}$$

$$\rho_{min} < \rho_{cal} < \rho_{max}$$

$$0.003 < 8.3 \times 10^{-5} < 0.011$$

$$\rho = 0.003$$

$$As = \rho \times b \times d$$

$$As = 0.003 \times 20 \times 77$$

$$As = 4.62 \text{ cm}^2$$

Para: $\phi = 14 \text{ mm}$ $As \phi 14 = 1.54 \text{ cm}^2$

$$\# \text{ var illas} = \frac{As}{As \phi \text{ var illa}} = \frac{4.62 \text{ cm}^2}{1.54 \text{ cm}^2} = 3.00 \approx 3 \text{ var illas}$$

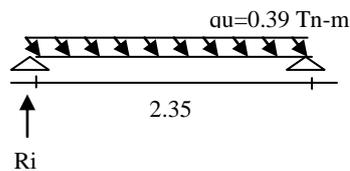
f) Armadura lateral.- Por ser el peralte mayor a 61 cm requiere armadura lateral.

$$As'' = 10\% As = 0.1 \times 4.62 = 0.46 \text{ cm}^2$$

$$As'' > 2.54 \text{ No} \quad As'' = 2.54 \text{ cm}^2 \text{ armadura mínima}$$

Colocamos 2 $\phi 12 \text{ mm}$ @ 0.20 m a cada lado del diafragma

g) Armadura a corte.



$$Ri = \frac{CM \times 2.35}{2} = \frac{0.39 \times 2.35}{2} = 0.46 \text{ Tn}$$

$$Vu = 1.3 \times 0.46 = 0.60 \text{ Tn}$$

$$g_u = \frac{Vu}{\phi bw d}$$

$$g_u = \frac{0.60 \times 10^3 \text{ Tn}}{0.85 \times 20 \times 77}$$

$$g_u = 0.46 \text{ kg/cm}^2$$

$$Vadm = 0.53 \sqrt{f'c}$$

$$Vadm = 0.53 \sqrt{210}$$

$$Vadm = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

$g_u < Vadm$ no necesita estribos

Colocamos la armadura mínima que requiere para corte el código.

$$S = \frac{2 A_v F_y}{3.5 \times b_w} = \frac{2 \times 0.50 \times 4200}{3.5 \times 20} = 60 \text{ cm}$$

1 e ϕ 8 mm @ 0.30 m en todo el diafragma.

4.2.9.-Diseño de los Apoyos

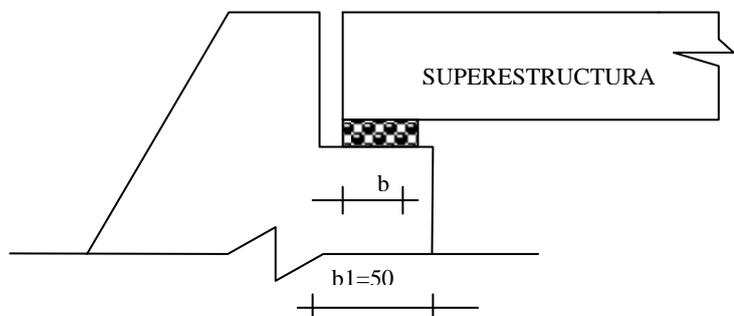
Los elementos de la estructura necesitan un acondicionamiento especial entre las superficies de apoyo para evitar el desgaste del hormigón al producirse un rozamiento entre ellas, esto se logra colocando en los apoyos placas de neopreno.

Las placas de neopreno se componen de caucho natural especial de buenas características en lo referente a la resistencia y deformación. Algunos tipos pueden poseer en su interior una lámina delgada o malla metálica los cual le proporciona rigidez.

Esta placa anula los esfuerzos que producen el movimiento longitudinal de la viga producida por las cargas de impacto y vibraciones que produce el tráfico.

El diseño de los apoyos está basado en la referencia # 3. Para el diseño de las almohadillas partimos de los siguientes datos:

Datos
 $T \geq 20^\circ \text{ C}$
 $M_{\text{máx}} \text{ } ^\circ\text{C} = 40^\circ$
 $M_{\text{mín}} \text{ } ^\circ\text{C} = 20^\circ$
 $\sigma_{\text{adm}} = 560 \text{ Tn/m}^2$
 (AASHTO)
 $V_{\text{CM}} = 20.40 \text{ Tn}$
 $V_{\text{CV+I}} = 22.40 \text{ Tn}$
 $b_w = 0.45 \text{ m}$
 $L = 15.50 \text{ m}$



a) Calculamos el ancho del apoyo (a)

$$a = bw - 8cm = 50 - 8 = 42 \text{ cm}$$

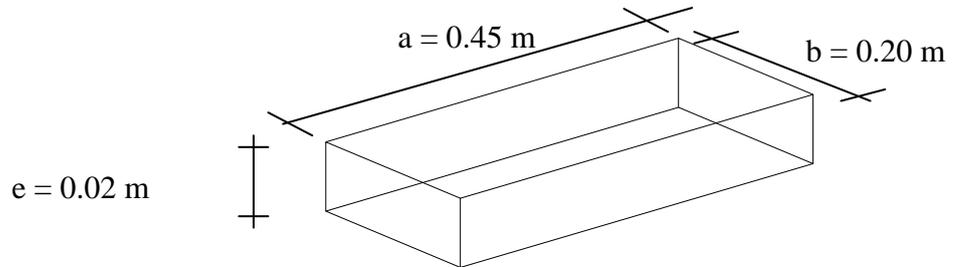
b) Calculamos el espesor del apoyo (e)

$$e = 0.32 \times \frac{L}{3} = 0.32 \times \frac{15.50}{3} = 1.65 \text{ cm}$$

c) Calculamos el largo del apoyo (b)

$$b = \frac{V_{CM} + V_{CV}}{\sigma_{adm} + bw} = \frac{20.40 + 22.40}{560 \times 45} = 0.17 \text{ m}$$

d) Dimensiones adoptadas del apoyo



e) Tensión Real aplicada (esfuerzo de compresión)

$$\begin{aligned}\sigma_r &= \frac{V_{CM} + V_{CV}}{a \times b} \leq 560 \text{ Tn/m}^2 \\ \sigma_r &= \frac{20.40 + 22.40}{0.45 \times 0.20} = 475.56 \text{ Tn/m}^2 \\ \sigma_r &\leq 560 \text{ Tn/m}^2 \quad \text{Ok}\end{aligned}$$

f) Factor de forma (F.F.).- Es un coeficiente a dimensional que caracteriza la distribución de las tensiones tangenciales en la sección transversal y depende de la forma de la misma.

$$F.F. = \frac{a \times b}{2 \times e \times (a + b)}$$
$$F.F. = \frac{0.45 \times 0.20}{2 \times 0.02 \times (0.45 + 0.20)}$$
$$F.F. = 3.46$$

g) Determinación de la Dureza “Shore”

Una vez obtenido los valores de tensión real y factor de forma, con la ayuda de las curvas experimentales de “Kimmich of goodyear Tire and Rubber Co” de dureza la misma que se encuentra en el anexo # 17, los valores de esfuerzo o tensión real y factor de forma, buscamos en cuál de ellas el valor porcentual es menor al 15% que equivale al acortamiento por compresión.

Con los datos obtenidos anteriormente de σ_r y F.F., obtenemos un valor porcentual menor al 15% con la tabla de dureza “Shore” de 60°.

$$\text{Valor} < 15\% \quad \text{Ok.}$$

En el cálculo de las almohadillas se debe cumplir con los siguientes parámetros:

- $\sigma_r \leq 560 \text{ Tn/m}^2$.
- Con σ_r y F.F. obtener en cualquiera de las tres curvas un valor porcentual menor al 15%.
-

De no cumplirse con estos requisitos se debe aumentar las medidas de la placa.

h) Es necesario chequear el espesor “e” y el ancho “b” de la almohadilla de acuerdo a:

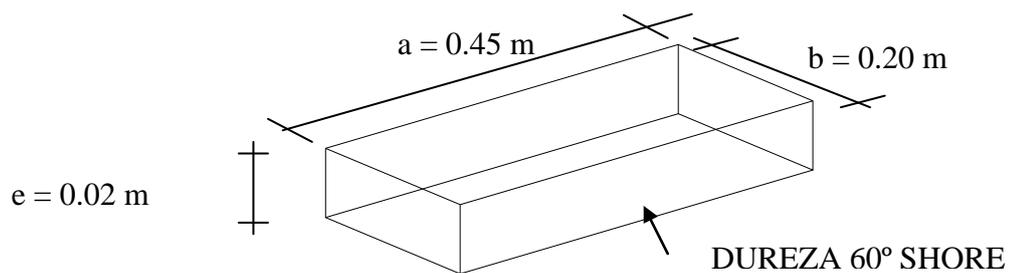
$$1.27 \text{ cm} \leq e \leq \frac{b}{5} \quad b = 20 \text{ cm}$$

$$1.27 \text{ cm} \leq 2 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} \quad \text{Ok}$$

$$b \geq 5 \times e$$

$$20 \text{ cm} \geq 10 \text{ cm} \quad \text{Ok}$$

Una vez que se cumple con todos los requerimientos, el apoyo de neopreno tendrá las siguientes medidas y características:



4.2.10.- Viga de Distribución

Con el fin de proveer de una mejor distribución de las cargas puntuales a los estribos se colocara en la parte superior de estos una viga de distribución de esfuerzos, la misma que será de hormigón armado.

4.2.10.- Método Constructivo

En este tema se tratarán de dar ciertas indicaciones para la construcción del puente, basadas en experiencias recabadas durante la investigación

En este tema no se hablará de calidad de materiales y especificaciones, debido a que esto se trata en el capítulo cinco. Indicando que los trabajos efectuados deben cumplir con las especificaciones técnicas para la construcción de puentes.

A pesar de que toda obra civil tiene una metodología y proceso constructivo diferente, se puede generalizar un proceso fundamentado en la lógica y sentido común del constructor.

El proceso constructivo puede sufrir variaciones producidas por agentes externos, como son el clima, equipo defectuoso, entre otros

El proceso a seguirse será el siguiente:

1. Desbroce y limpieza.- El ejecutor de la obra deberá mantener el sitio y las zonas aledañas al proyecto limpio y libre de vegetación, lo que facilitará las labores de trabajo.

2. Transporte de materiales, equipo y maquinaria.- Es necesario para el inicio de la obra contar con los medios adecuados para la correcta ejecución de la obra. Los materiales pétreos para el hormigón se pueden transportar y apilar de una manera correcta, estos dos materiales no sufren daño alguno al estar a la intemperie. El equipo y maquinaria (de ser el caso), debe estar en perfecto estado para evitar contratiempos.

3. Construcción de campamento.- De acuerdo a la magnitud de la obra, distancia del centro poblado y tipo de accesibilidad, se hace necesario la construcción de un campamento, el mismo que tendrá como función la de servir para oficinas, bodegas de materiales, vivienda y comedor del personal, y en casos como laboratorios, para el ensayo de materiales. Estos campamentos pueden ser fijos o móviles. En algunos casos la construcción de un campamento, es un rubro del contrato.

4. Excavación de cimientos.- Esta actividad se puede llevar a cabo con equipo pesado (retroexcavadora), o en forma manual, de todos modos se debe tener cuidado en los taludes de las paredes adjuntas a la excavación y en algunos casos dependiendo de la altura, es necesario entibar las paredes del terreno.

5. Replanteo de los estribos.- Al finalizar la excavación al nivel especificado, se limpiará y lavará hasta tener una superficie firme y horizontal, cualquier grieta que se presente, se limpiará y llenará con lechada de cemento para evitar fracturas del suelo. Luego de esto se conforma el replanteo, para lo cual se puede utilizar hormigón simple $f'c=140$ kg/cm² y cuyo espesor depende de las especificaciones del sitio, siendo generalmente 10 cm. La colocación del hormigón se la debe realizar lo más exactamente posible en su posición definitiva, para lo cual se puede utilizar canaletas, las mismas que deben tener pendientes altas, para evitar la segregación del hormigón.

6. Encofrado de los estribos.- El encofrado debe realizarse con material apropiado según las especificaciones técnicas. La posición es muy importante, pues debe estar en una forma correcta para garantizar la geometría del muro y que las secciones sean las correctas.

7. Hormigonado de los estribos.- El sitio donde se va a colocar el hormigón debe estar completamente limpio y sin ningún material extraño, se debe revisar la verticalidad y que se cumplan las pendientes de diseño estipuladas en los planos. Cuando por las longitudes no se logra realizar el hormigonado en una sola etapa, se deben considerar las respectivas juntas de construcción.

8. Desencofrado de estribos.- Una vez que el hormigón se ha fraguado y ha obtenido su resistencia, se procede a quitar el material usado como encofrado (tablones, puntales, riostras, etc).

9. Encofrado, armado y hormigonado de las vigas.- Con respecto al encofrado, es similar a lo anteriormente señalado con la consideración que debe tener puntales con la resistencia necesaria para mantenerse fijo y soportar el peso del hormigonado. El armado de las vigas se debe realizar de acuerdo a los planos con un estricto control para que no se cometa ningún error de colocación de hierros. “El hormigón será depositado empezando en el centro de la luz y terminado en los extremos. En vigas, el hormigón será colocado en capas horizontales uniformes, a lo largo de toda su longitud”.

10. Encofrado, armado y hormigonado del tablero.- Se realiza de manera similar al de las vigas, el hormigonado de este se hace conjuntamente con las vigas. Otra práctica común es la de no fundir todo el peralte de la viga, dejando una pequeña altura pendiente, la cual se completa durante el hormigonado de la losa, formando así un elemento monolítico.

11. Encofrado, armado de aceras, postes, pasamanos y diafragmas.- Se realiza conjuntamente con las vigas y tablero.

12. Capa de rodadura.- La capa de rodadura se debe realizar tomando en cuenta las pendientes consideradas en los planos.

13. Varios.- Una vez concluida la construcción del puente, es necesario habilitar los accesos del puente, rediseñando la geometría, especialmente en lo referente a pendientes longitudinales.

En toda obra de ingeniería civil, depende mucho de la capacidad del ingeniero para resolver problemas caso inmediatamente después de presentados, puesto que no cabe la posibilidad de suspender la obra debido a inconvenientes menores o pequeños que podrían y deberían resolverse en sitio.

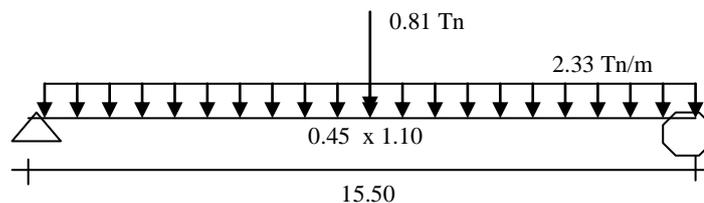
4.2.11.- Verificación de Esfuerzos en Sap 2000

El SAP, es un programa utilitario para el cálculo de estructuras “Structural Análisis Program”. Este programa está desde los años 70 con versiones que se han ido mejorando hasta obtener la versión 2000 que es la que actualmente se enseña durante la formación universitaria.

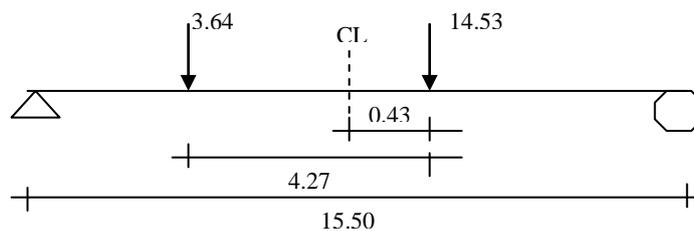
El programa SAP 2000, tiene una Interface gráfica que facilita la modelación e ingreso de datos lo cual lo hace un programa muy versátil en el análisis estructural. El programa permite entre sus innumerables posibilidad de cálculo: el cálculo en dos y tres dimensiones, actuación de cargas estáticas y dinámicas, distintas combinaciones de carga, el cálculo y diseño de estructuras metálicas y de hormigón, análisis dinámico y P-Delta, obtención de resultados gráficamente y en forma de texto para una interpretación personalizada.

Para el presente trabajo se realizó una modelación en la interface gráfica, para lo cual se define: longitud de la viga, propiedades del material, sección del elemento, tipo de cargas y una combinación de ellas, ubicación de cargas en los puntos de actuación más desfavorables, tipo de apoyos y grados de libertad, para lo cual se preparó el siguiente modelo:

Carga muerta:



Carga viva:



Una vez con los datos de ingreso listos se ejecutó el programa y los datos obtenidos se corroboran con la utilización de la rutina en MATLAB, al final el objetivo es obtener un diagrama de momentos:

De la comparación obtenida con los cálculos realizados manualmente en el transcurso de este capítulo, concluimos que se realizó de una manera correcta.

No se detalla el manejo del programa por no ser parte del presente trabajo.

4.2.12.- Presupuesto para la Ejecución del Puente

El valor económico de la estructura lo obtenemos con la elaboración de los análisis de precios unitarios y por consiguiente su presupuesto, a más de esto con la elaboración de un cronograma tenemos el plazo en que se va a realizar la construcción del puente.

La elaboración de un presupuesto se realiza por medio de análisis de precios unitarios, es decir, obteniendo el costo de cada componente que intervendrá en el proceso constructivo.

El análisis de precios unitarios, consiste en la suma de los costos de todos los componentes que intervendrán en la elaboración de cada rubro para su construcción, los gastos que produce la ejecución de la obra y la utilidad por los trabajos realizados, esto se resume que el análisis de precios unitarios es la suma de los costos directos y costos indirectos.

Los costos directos se refiere a aquellos costos que intervienen en la elaboración directa del rubro considerado y esto es: equipo, mano de obra y materiales, es decir, son los elementos necesarios para la ejecución del trabajo.

Los costos indirectos se refieren a los costos imputables a la obra y se calcula mediante un porcentaje de los costos directos, entre estos costos indirectos tenemos: Imprevistos, gastos de campo, gastos de oficina, financiamiento, impuestos, utilidad, entre otros

Una vez obtenido el valor por cada unidad del rubro se multiplica por la cantidad necesaria de cada uno con lo que tenemos el costo total por cada rubro y con la suma de los costos totales de los rubros necesarios para la ejecución de la obra obtenemos el valor total del proyecto.

4.2.13.- Cálculo de Volúmenes de Obra

Los volúmenes de obra se obtiene de los planos del proyecto y no son mas que las cantidades necesarias de cada rubro utilizado en el proceso constructivo.

En el siguiente cuadro presentamos el listado de rubros utilizado en el proceso constructivo de nuestro puente en hormigón armado.

No.	Descripción	Unidad	Cantidad
1	Replanteo y nivelación	m ²	140.00
2	Excavación en material sin clasificar	m ³	80.00
3	Relleno compactado	m ³	50.00
4	Replanteo H.S. f'c= 140 kg/cm ² e=10 cm	m ³	3.70
5	Encofrado y desencofrado	m ²	280.00
6	H.C. f'c= 180 kg/cm ²	m ³	47.00
7	H.S. f'c= 210 kg/cm ²	m ³	30.00
8	Acero de refuerzo Fy= 4200 kg/cm ²	kg	5100.00
9	Almohadillas de neopreno (según diseño)	u	4.00
10	Tubo HG D= 3" ISO I	m	31.00
11	Mechinales PVC desagüe D= 100 mm L= 0.30 m (incluye rejilla)	u	25.00

Tabla No. 16

Volúmenes de obra necesarios para la ejecución del puente

4.2.14.- Análisis de Precios Unitarios

Precio unitario es la remuneración que percibe el contratista por concepto de trabajos, se incluyen en este precio unitario los costos directos e indirectos.

La manera de obtener el costo de los precios unitarios ya se anoto anteriormente, por lo que, señalamos en esta parte una referencia sobre los rendimientos que intervienen en el análisis de precios, estos son obtenidos generalmente por la experiencia y se refiere a la cantidad por unidad del rubro que realiza una cuadrilla determinada en el día de labores.

4.2.15.- Presupuesto Total

Se define como presupuesto “Una suposición del valor de un producto para condiciones definidas a un tiempo inmediato”, siendo un presupuesto el reflejo final de todos los balances anteriores (análisis de precios unitarios) y donde finalmente podremos averiguar la factibilidad de un proyecto.

4.2.16.- Cronograma de Trabajo

Al comenzar la preparación de un estimado de costos se debe hacer un programa del tiempo necesario para realizar la operación propuesta y fijar un plan tentativo de los métodos para hacer el trabajo. Este será el indicativo para conocer el tiempo que tardaremos en realizar el trabajo propuesto.

Para el contratista, la reducción del tiempo en finalizar la obra significa reducir costos de intereses sobre financiamientos, gastos por supervisión, administración y gastos generales, así como la pronta liberación del personal y equipo para poder utilizar en otro proyecto.

El programa de construcción consiste en ordenar las diversas operaciones comprendidas en la construcción de un proyecto en la secuencia requerida para lograr su terminación en el mínimo periodo siendo económicamente viable.

Los programas de trabajo muestran las fechas de inicio y terminación de los diversos elementos de un proyecto, existen diferentes métodos para la realización de la programación, el más utilizado es el de las Barras de Gantt, el cual consiste en predeterminedar cuáles son las actividades principales, cuál su duración y representarlas a cierta escala de manera que cada actividad le corresponde un renglón de la lista, que generalmente establece también, el orden de ejecución de las actividades.

Tomando en cuenta las limitaciones de espacio, de recursos y de decisión de responsable, procedemos a hacer la valuación de los tiempos de duración de las actividades que dependiendo del criterio personal del programador y del sistema de pago de mano de obra, los tiempos de duración por actividad tengan un rango de variación muy grande, con los rendimientos desarrollados en la elaboración de los análisis de precios unitarios obtenemos la duración total del proyecto.

Con el fin de comparar la realización del trabajo con respecto a lo programado, se dibuja otra barra debajo de la programada. Este método tiene la ventaja de la simplicidad, pero no indica la tasa de avance requerida por el programador o que la ejecución real está adelantada o retrasada con respecto al mismo.

4.2.17.- Fórmula Polinómica y Cuadrilla Tipo

La Ley de contratación pública prevee el cobro de un reajuste de precios para la ejecución de obras si se cobra en modalidad de precios unitarios, el cálculo de este reajuste se realiza mediante la aplicación de fórmulas matemáticas que constan en el contrato de acuerdo a la siguiente fórmula general:

$$Pr = Po \left(p1 \frac{B1}{B0} + p2 \frac{C1}{C0} + p3 \frac{D1}{D0} + \dots + px \frac{X1}{X0} \right)$$

Donde los símbolos anteriores tienen el siguiente significado:

Pr	Valor reajustado.
Po	Valor pagado con las cantidades de obra ejecutada a los precios unitarios contractuales, descontado la parte proporcional al anticipo de haberlo pagado.
p1	Coefficiente del componente mano de obra.
p2, p3..	Coefficiente de los demás componentes principales.
Px	Coefficiente de los otros componentes, considerados como no principales.
B:	Sueldos y salarios mínimos de una cuadrilla tipo, expedidos por la Ley o Acuerdo Ministerial para la correspondientes ramas de actividad, más remuneraciones adicionales y obligaciones patronales de aplicación general que deban pagarse a todos los trabajadores en el país, exceptuando el porcentaje de participación de los trabajadores en las utilidades de la empresa, los viáticos, subsidios y beneficios de orden social; esta cuadrilla tipo estará conformada en base a los análisis de precios unitarios de la oferta adjudicada.
C,D.	Los precios o índices de precios de los componentes principales.
X:	Índice de componentes no principales correspondientes al tipo de obra y a la falta de este el índice de precios al consumidor.
Subíndice 0:	Vigente 30 días antes a partir del cierre para la presentación de las ofertas, fecha que constará en el contrato.
Subíndice 1:	Vigentes a la fecha de pago del anticipo o de la ejecución de la obra.

Los coeficientes principales no pueden exceder de 10 y un componente no principal, a sí mismo el valor del coeficiente de los componentes no principales no puede superar el 0.200.

Los coeficientes de la fórmula se expresarán al milésimo y la suma de aquellos debe ser igual a la unidad.

4.2.18.-Especificaciones Técnicas

Las especificaciones técnicas son el conjunto de instrucciones, normas y reglas a seguir para la provisión de materiales y procedimiento, equipo y mano de obra para la ejecución de trabajos en la construcción de una obra. Estas normas por lo general vienen dadas por las Instituciones u Organismos encargados del control, elaboración de los proyectos o la compañía consultora encargada de la realización de los estudios.

Para el presente estudio, las normas se tomaron de las Especificaciones Generales para la construcción de caminos y puentes publicadas por el MOP (Ministerio de Obras Públicas) en el disco de la cantera volumen dos.

Se debe anotar que las especificaciones técnicas se pueden obtener más detalladamente en la fuente anotada anteriormente.

CAPITULO 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 para 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 realizó 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 reflejaran 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.

La falta de experiencia en los diseños de este tipo de estructuras lleva al diseñador a ciertas incertidumbres y valiosos tiempos en el desarrollo y dimensionamiento de la estructura del puente, la aplicación en MATLAB brinda mucho tiempo para que el usuario defina su diseño al ingresar la longitud y el número de carriles del puente.

La rutina para el cálculo y diseño de puentes en MATLAB permite que el usuario controle paso a paso la ejecución de la rutina brindándole las facilidades para que de ser necesario se incrementen líneas ó sentencias de análisis adicionales y verificaciones particulares lo que no ocurre con otros programas comerciales de código cerrado a los usuarios.

La comparación de resultados del programa en MATLAB frente a varios programas de diseño es similar ya que estos programas aplican y consideran en sus sentencias las mismas consideraciones para el análisis, la gran diferencia está en que en estos programas se ingresa un modelo estructural ya definido en su geometría, ahí del gran valor de su utilidad en el análisis y diseño de puentes.

Las aplicaciones de EXCEL para el cálculo de puentes pueden servir de verificación de las sentencias y cálculos del programa en MATLAB 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.

En la vida profesional se debe actuar siempre de una manera leal y con ética profesional, teniendo en cuenta la seguridad de todo tipo de estructuras que se desea realizar, evitando que por falta de estudios, o profesionalismo, se provoquen riesgos innecesarios, y muchas veces fatales.

CAPITULO VI

6.1.- INTRODUCCIÓN

En una visión general al mundo de la enseñanza y el aprendizaje de la Ingeniería Estructural, podemos observar que las nuevas tecnologías, toman en cuenta los métodos más avanzados para optimizar los procesos de cálculo, análisis y diseños de Ingeniería, si prestamos atención los avances están teniendo lugar en la sociedad en general, en cuanto a nuevas tecnologías, están llegando a los conceptos de competitividad profesional.

La Ingeniería computacional permite una mayor capacidad de trabajo teórico y empírico en muchas ramas de la ciencia y la tecnología, especialmente en el área de estructuras, gracias a los avances en la computación, a las técnicas de simulación, y la capacidad de cálculo de los ordenadores están permitiendo un auténtico milagro; simular con gran aproximación el mundo que nos rodea en pantallas o en entornos de realidad virtual, y ambientes físicos que reproducen la funcionalidad de estructuras complejas.

6.2.- CÁLCULO, ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS

Para diseñar y analizar una estructura es necesario elaborar un modelo matemático que represente con la mayor fiabilidad posible el comportamiento del objeto real, el mismo que tiene una serie de características topológicas, geométricas, materiales y su conexión con el contorno; así como un conjunto de acciones a soportar, todas ellas deben ser recogidas en mayor o menor medida en la idealización del modelo.

El elaborar un modelo matemático le corresponde exclusivamente al proyectista de la estructura el que requiere tener una cierta experiencia que le permita plantear modelos de comportamiento sin muchas simplificaciones.

El análisis permite obtener los valores numéricos que representan el comportamiento físico matemático de la estructura, por esta razón para hacer numéricamente viables los cálculos suelen establecerse una serie de hipótesis simplificadoras como: linealidad frente a no linealidad, comportamiento elástico frente a comportamiento plástico, régimen estático frente a régimen dinámico, pequeñas deformaciones frente a grandes deformaciones entre otros.

Es cada vez más frecuente el uso de programas que permiten utilizar eficazmente los ordenadores en la fase de análisis por esta razón es imprescindible que el proyectista conozca las características del programa que utiliza y además es muy importante conocer como funcionan los métodos de cálculo que aplica, las simplificaciones que realiza y las características de los elementos que pueden formar parte del modelo, finalmente es de responsabilidad total del proyectista controlar, valorar y aceptar los resultados obtenidos.

6.2.1.- Cálculo y Análisis de Estructuras

Cualquier tipo de estructura está sometida a una serie de cargas que permiten evaluar su comportamiento y funcionamiento, saber cómo funciona una estructura es saber cómo se deforma hasta alcanzar una configuración estable, todos los infinitos número de puntos analizables de la estructura que experimentan un determinado movimiento hay que simplificarlos hasta un número razonable de puntos en los que se analiza el movimiento, estos puntos se denominan nudos. Las porciones de material existentes que conforman los nudos son los elementos estructurales y cada uno soporta una parte de las cargas en mayor o menor medida dependiendo de sus características mecánicas y de rigidez, estos los elementos conducen las cargas hasta los apoyos a costa de deformarse.

6.2.2.- Diseño de Estructuras en Ingeniería

La palabra diseño puede significar diferentes cosas para diferentes personas, desde una prenda o vestido hasta el aspecto de un automóvil o bien un vehículo espacial.

En esta amplia variedad de aplicaciones, se entenderá que para los ingenieros, el diseño significa algo de importancia superlativa para el bienestar de la sociedad.

La ingeniería es definida por la ABET (Accreditation Board for Engineering and Technology) como:

... aquella profesión en la que el conocimiento de las ciencias matemáticas y naturales adquirido por estudio, experiencia y práctica se utiliza con buen juicio para desarrollar diversas formas de utilizar económicamente los materiales y fuerzas de la naturaleza para el beneficio de la humanidad.

Lo que distingue a la ingeniería de muchos otros campos es que intenta conducir lo teórico a lo práctico con el fin de desarrollar productos, procesos y métodos de los fenómenos involucrados al modo de la ciencia. En esto hay que comprender que la ciencia explica lo que “es” en tanto que la ingeniería crea lo que “no existía” previamente.

6.3.- EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL POR COMPUTADORA

El estudio de las estructuras se ha visto favorecido por el auge de programas de cálculo estructural desarrollados bajo el ambiente Windows. Dichos programas presentan una interfaz gráfica de usuario muy amigable lo que permite un uso fácil del programa. Sin embargo cada software ha sido desarrollado a partir de un algoritmo en el cual se han incluido una serie de simplificaciones y suposiciones que si no son comprendidas adecuadamente por el usuario, pueden dar lugar a errores en los resultados o a simulaciones de modelos que no se corresponden con la realidad.

Lo que se busca con el uso de un programa de cálculo estructural es resolver en modo útil los problemas de la práctica asistidos por una herramienta que facilite los cálculos y los realice en forma más rápida y confiable; indudablemente una computadora y un software adecuado son la herramienta indicada si se utilizan

correctamente. Así es posible resolver en poco tiempo y con poco esfuerzo una gran cantidad de casos que ayudarán a la comprensión del comportamiento de un determinado sistema estructural, de cómo éste responde bajo los efectos de ciertos perfiles de carga y de cómo optimizar su diseño, lo que conlleva a una estructura más eficiente y más económica.

Previamente si se desea obtener éxito al calcular una estructura utilizando un programa se deberán tomar en cuenta las siguientes advertencias [Wilson, 1998]:

No utilice un programa de análisis estructural a menos de que comprenda totalmente la teoría y las aproximaciones usadas por el programa.

No cree un modelo en computadora hasta que las cargas, las propiedades de los materiales y las condiciones de la frontera estén claramente definidas.

6.3.1.- Uso de Programas en Ingeniería Estructural

La Ingeniería Estructural se encuentra respaldada por una amplia variedad de programas para el análisis y diseño de cualquier sistema estructural, ésta tecnología ha hecho posible la automatización de procedimientos de cálculo que hace veinte años ni siquiera eran realizables en tiempo y costo aceptables.

Sin embargo la tecnología no ha producido nada nuevo en el estudio de las estructuras, cualquier programa de cálculo estructural no es más que la inclusión de leyes y principios antiguos en modernos algoritmos ejecutables por computadoras.

Existen muchos programas para el análisis de estructuras que son totalmente libres y de código abierto, es decir las sentencias de las rutinas están disponibles para el usuario tal como ALADDIN, que es de fácil localización en la Red, el inconveniente de estos programas es que no son interactivos. Otros programas son específicamente desarrollados para las cátedras de estructuras y se autodenominan

de carácter educacional en la enseñanza de estructuras como el SoftEd que es un grupo de programas de bajo costo desarrollado por CIMNE, el paquete SoftEd incluye varios programas totalmente interactivos para las estructuras de barras, en el que arrojan todos los procesos realizados para el análisis de la estructura.

Por otro lado se tiene los programas comerciales, con muchos tipos de elementos y opciones de análisis o dimensionamiento, estos programas de ingeniería además de sus versiones comerciales disponen de paquetes en versiones educacionales que pueden comprar los estudiantes universitarios, con algunas ventajas respecto al precio del mercado, también existen las versiones de evaluación sin costo, necesitándose simplemente una conexión a Internet para que se puedan usar o descargar.

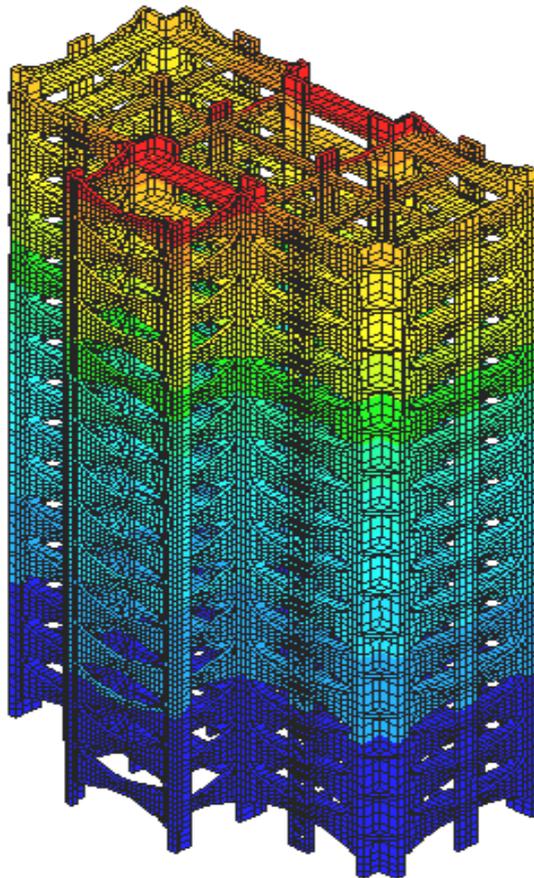


Figura Modelo Estructural realizado en El Centro Nacional de Cálculo Científico
Mérida Venezuela

Se anotan algunos programas que actualmente son los más conocidos y probados en el campo de ingeniería, estos programas tienen poderosas herramientas de visualización del modelo tridimensional, la Figura 1 ilustra un modelo de la estructura de un edificio modelado mediante sólidos.

Programas de análisis avanzado de elementos finitos con capacidades de simulación y multifísica como: ANSYS, ALGOR, CATIA. Programas para el análisis sísmico tridimensional de edificios en hormigón estructural y estructura de acero: CYPECAD, DIANA-3D, ETABS, GT STRUDL, LARSA98, X-STEEL, STRAP, TRICALC.

Programas de análisis estructural de elementos finitos en 3D para análisis lineal y no lineal de todo tipo de estructuras: MIDAS, ROBOT Millenium, SAP 2000, STAAD/Pro, COSMOS. Programas para placas y sólidos como SAFE, SMAP-3D. Programas para el análisis geotécnico de estructuras en el suelo y subsuelo como: FEMLAP, SAGE CRISP, ISLAB y DARWIN, TUNA PLUS.

6.3.2.- Computadoras en la Enseñanza en Ingeniería

No es difícil de mostrar como la computadora puede ayudar en la tarea práctica de la enseñanza de la ingeniería.

El educador de ingeniería debe visualizar la informática como un aliado para organizar las clases a través de editores de texto, programas de presentación, y más, y para mejorar la acción de sus actividades a través del desarrollo de programas de educación específicos de su cátedra.

En último caso, se pueden desarrollar los programas que el ayuden a diseminar los conceptos fundamentales de la conducta de los sistemas estudiados. [Chamberlain, et al 1999]

6.4.- DESARROLLO DE UNA APLICACIÓN INFORMÁTICA

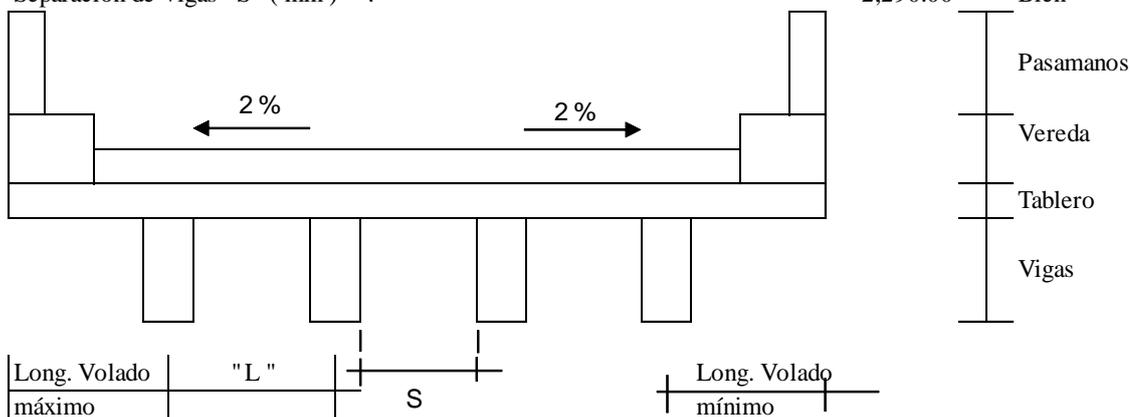
MÉTODO DE FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (AASHTO LRFD 2004-2006)

1 Mpa = 10.2 kgf/cm²

DATOS DE ENTRADA-

1 N = 0.102 kgf

UBICACIÓN :			
FECHA :		jul-12	
PESO ESPE.HORMIGÓN-CARPETA kg/mm ³ :		0.0000024	0.0000022
F'c(Mpa) y Mod.Elast.Ec (kn/mm ²) :		23.53	27.70
Fy (Mpa) y Mod.Elast.Es (kn/mm ²) :		411.76	200.00
NÚMERO DE VIGAS ISOSTÁTICAS >=2 :		4	Bien
LUZ DEL PUENTE ENTRE APOYOS(mm):		22,000	Bien
NÚMERO DE ACERAS :		2	
ANCHO TOTAL DE PUENTE (mm) :		9,800	
ANCHO DEL PARAPETO Y ACERA (mm):		250	1000
ANCHO DE CALZADA (mm) :		7,300	
SEPARACIÓN DE VIGAS "St" (mm) :		2,700	Bien
LONGITUD MÁXIMA DEL VOLADO (mm) :	< 910mm	850	Bien
LONGITUD MÍNIMA DEL VOLADO (mm) :	(4.6.2.2)	850	Bien
CARGA VIVA VEHICULAR :		HL-93	HS-MOP
CARGA CAMIÓN HS - 20 - 44(N) :		72,450.97	98,039.20
CARGA DISTRIBUIDA (N/mm) :		9.33	9.33
CARGA DE ORUGA (N) :		54,901.95	
CARGA P1-Momento HS-20-44(N) :			80,049.01
CARGA P2-Corte HS-20-44(N) :			115,617.63
ESPEJOR CARPETA EN HORMIGÓN(mm):		50.00	
Espesor de Viga (mm)>=(Luz-15000)*.01+300:		410.00	Bien
Separación de Vigas " S " (mm) :		2,290.00	Bien



Número de Diafragmas (2,3 o 4) : (S<12m)		4	Bien
VEREDA, MAXIMO VOLADO, MINIMO VOLADO :		si	si
NUMERO DE CARRILES= Ancho calzada/3600 (A3.6.1.1.1)	2 >=	2	SI
MAYORACION DE LA CONTRAFLECHA :		1	
ACELERACIÓN DE LA GRAVEDAD (g) :		9810 mm/sg ²	

Para volados $t_v = t + 25 =$ 225 mm

(A2.5.2.6.3-1)

CÁLCULOS : Para vanos simplemente apoyados $t_e = 1.2 \cdot (S_t + 3000) / 30 =$ 185

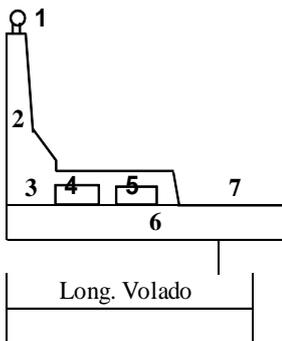
ESPESOR LOSA (mm) : Para vanos simplemente apoyados $t = t_e + 15 =$ 200

$L/20 =$ 1,100 mm $t_e < luz/20$ **Bien** $t_e \geq 175$ mm **Bien** (A9.7.1.1)

$S/18 =$ 127 mm $S/18 \leq t_e$ **Bien** $S/6 =$ 381.6666667 $S/6 \geq t_e$ **Bien**

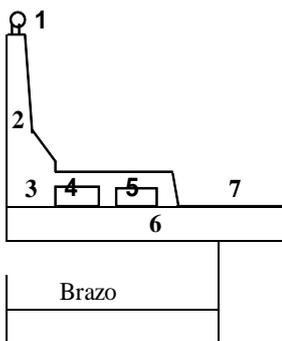
MOMENTOS FACTORADOS POR CARGA MUERTA .- Se toma una franja de tablero de 1mm (A3.5.1)

Maximo Volado .-



M	No.	Carga	Brazo	Mu
50.10	1	0.08789	570.00	59.49
2,037.08	2	3.74262	544.29	2,419.03
611.52	3	1.17600	520.00	726.18
345.30	4	2.38140	145.00	410.05
0.00	5	2.38140	0.00	0.00
1,101.93	6	3.41682	322.50	1,308.54
0.00	7	0.00000	0.00	0.00
Momento Volado (N/mm-mm)				4,923.29

Minimo Volado .-



M	No.	Carga	Brazo	Mu
50.10	1	0.08789	570.00	59.49
2,037.08	2	3.74262	544.29	2,419.03
611.52	3	1.17600	520.00	726.18
345.30	4	2.38140	145.00	410.05
0.00	5	2.38140	0.00	0.00
1,101.93	6	3.41682	322.50	1,308.54
0.00	7	0.00000	0.00	0.00
Momento Volado (N/mm-mm)				4,923.29

Se mayor a la carga o a los momentos con los factores correspondientes n y r :

Tramo Central.-

Carga = Espesor * Peso esp. * gravedad

Carga ultima tablero (N/mm) =

0.00559

0.0047

Combinación de resistencia I.-(A3.4.1)

$Mu = n * r * M$

n =

0.95

Carga ultima carpeta (N/mm) =

0.00154

0.0011

r (cm) =

1.25

Carga ultima Total (Ton/m) =

0.00713

0.00579

r (cr) =

1.50

r (cv) =

1.75

Metodo aproximado del **ACI 318S-05 8.3.3**

Momento (-) = Carga Total * L^2 / 8 - MV (2 Vigas)

M(-)tramo-max.vo (N/mm-mm)

4,724.86

Momento (-) = Carga Total * L^2 / 11 (> a 2 Vigas)

M(-)tramo-min. vo (N/mm-mm)

4,724.86

Momento (+) = Carga Total * L^2 / 16

M(+) tramo (N/mm-mm) =

3,248.34

CÁLCULOS :

MOMENTOS FACTORADOS POR CARGA VIVA .-

Impacto en Volado = 33%
 Impacto en Tramos Central = 33% (A3.6.1.1.2)
 Factor carga simultanea (m=1,2 para 1 vía; m=1 para 2 vias; m=0,85 para 3 vías) = 1

Momento positivo y negativo en tramos y apoyos interiores

P (HL-93) = HS-20-44 + q*1500/(1+Imp) = 82,977.28 P (HS-MOP)= 72,621.63 82,977.28

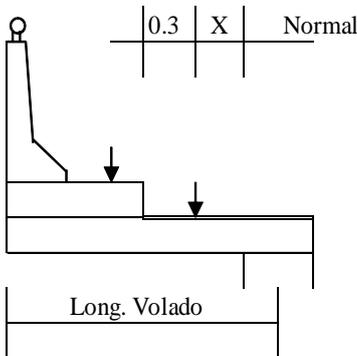
Para = a dos vigas : $Mu_{cv+i} = n*r(cv)*m * (St + 610) / 9740 * P * (1 + Impacto)$

Para > a dos vigas : $Mu_{cv+i} = n*r(cv)*m * 0.80 * (St + 610) / 9740 * P * (1 + Impacto)$

$Mu_{cv+i} = +/- 49880.584 \text{ N/mm} - \text{mm}$

Momento negativo en voladizo.- Metodo de factores de distribución de carga

0.3	X	Accidental	Para volado m = 1.2
			$E = 0.833 * X + 1.140$
			$Mu_{cv+i} = n*r(cv) * m*(P / E * X * (1 + Impacto))$



Posicion	Normal	Accidental	
Mayor Volado			
X	0.00	95.00	
E	1140	1219.135	
Mu cv+i	0.000	17,156.376	N/mm-mm
Menor Volado			
X	0.00	95.00	
E	1140	1219.135	
Mu cv+i	0.000	17,156.376	N/mm-mm

Momentos Ultimos.- Combinación de Resistencia I

$Mu = Mu_{cm} + Mu_{cv+I}$
 $Mu = Mu_{cm} + Mu_{cv+I} / (r(cv) * n)$

Para tramos y volado en posicion normal
 Para volado en posicion accidental

Momento Negativo

Volado mayor - normal :	Mu =	4923.290	N/mm-mm
Volado menor - normal :	Mu =		4923.290 N/mm-mm
Volado mayor - accidental :	Mu =	15242.914	N/mm-mm
Volado menor - accidental :	Mu =		15242.914 N/mm-mm

Momento Positivo y Negativo

Tramo maximo volado :	Mu =	54605.443	N/mm-mm
Tramo minimo volado :	Mu =		54605.443 N/mm-mm
Maximo momento negativo volado=		15242.914	15242.914 N/mm-mm
Maximo momento negativo tramo=		54605.443	54605.443 N/mm-mm

CÁLCULOS

15,242.914	54,605.443	
	54,605.443	54,605.443

N/mm-mm

N/mm-mm

Verificar la geometria de la sección transversal.- -72.09% > 10% **Bien**

DISEÑO DE LA ARMADURA DE REFUERZO.-

$$P_{min} = 0.03 * F'c / Fy = \quad (A 5.7.3.3.2) \quad 0.00171$$

(A 5.7.3.2)

Sin considerar el refuerzo de compresión, el momento resistente es: $\phi * Mn = \phi * As * fy * (d-a/2)$

$$\text{En donde: } a = As * fy / (0.85 * f'c * b) \quad (5.7.2.2 \text{ y } 5.7.3.1) \quad (5.7.3.2.2-1)$$

Sustituyendo (d-a/2) por (j*d) el valor aprox. de la armadura requerida para resistir $\phi Mn = Mu$ es:

$$As = Mu / (fy * j * d) \text{ y cuando } \phi = 1 \text{ (para secciones ligeramente reforzadas) } j = 0.92$$

$$As = Mu / 341 \text{ xd } (A5.5.4.2.1)$$

$$\text{Recubrimiento inf. (mm) = } 25 \quad \text{Recub. Superior (mm) = } 50$$

$$\text{Diametro varilla inf (mm) = } 12 \quad \text{Diametro varilla sup (mm) = } 14$$

$$d_{pos} = t - \text{Rec(inf)} - \text{Diametro}/2 = 154 \text{ mm}$$

$$d_{neg} = t - \text{Rec(sup)} - \text{Diametro}/2 = 143 \text{ mm}$$

El valor de As_{max} se limita por la ductilidad requerida para que la distribución de esfuerzos sea rectangular:

$$c \leq 0.42 * d \quad (A 5.7.3.3.1)$$

$$a \leq 0.42 * \beta * d \quad (A 5.7.2.2)$$

$$\beta = 0.85 \text{ disminuye } 0.05 \text{ por cada } 7 \text{ Mpa de exceso sobre } f'c = 28 \text{ Mpa} \quad \beta = 0.85 - 0.05 * (f'c - 28) / 7$$

$$\beta = 0.85 - 0.05 * (f'c - 28) / 7 = 0.850 \quad a \leq 0.357 * d$$

El espaciamiento maximo para el refuerzo principal para losas : (A 5.10.3.2)

$$S_{max} = 1.5 * t = 278 \text{ mm} \quad S_{max} = 450 \text{ mm}$$

$$\text{Refuerzo Momento Positivo} \quad As_{min} \text{ (por capa inferior) = } 0.570 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Momento (+) en tramos } Mu = 54,605.44 \text{ N/mm-mm} \quad As = Mu / (fy * j * d)$$

$$As (+) = 1.040 \quad As_{min} = 0.264 \quad As \geq As_{min} \quad \text{Usar } As_{cal.}$$

$$As (+) \text{ asumido = } 1.040$$

$$As \text{ (temp) = } 0.233 \quad 1/3 \text{ As principal = } 0.347$$

Como As continuo se toma el > entre As (min capa), As (temp) y $1/3 As$ principal = **0.570**

$$1 \text{ D} = 12 @ 198.41 \quad 200 \leq S_{max} \quad \text{Bien}$$

Como As adicional se toma la diferencia entre $As(+)$ - As (continuo) =

0.470

$$1 \text{ D} = 12 @ 240.62 \quad 200 \leq S_{max} \quad \text{Bien}$$

Si colocamos la armadura arriba indicada el As (real) = 1.13094

$$\text{Verificamos por ductilidad : } a = As * fy / (0.85 * f'c * b) = 23.28$$

$$a \leq 0.42 * \beta * d \quad 23.28 \leq 54.98 \quad \text{Bien}$$

$$\text{El momento resistente es: } \phi * Mn = \phi * As * fy * (d-a/2) = 59,664.08$$

$$\phi * Mn \geq Mu (+) \quad 59,664.08 \geq 54,605.44 \quad \text{Bien}$$

CÁLCULOS :

Refuerzo Momento Negativo As min (por capa superior) = 0.380 mm²/mm

Momento (-) en tramos Mu = 54,605.44 N/mm - mm As = Mu / (fy*j*d)
As (-) = 1.120 As min = 0.245 As >= As min **Usar As cal.**

As (-) asumido = 1.120

As (temp) = 0.233 1/3 As principal = 0.373

Como As continuo se toma el > entre As (min capa), As(temp) y 1/3As principal = 0.380

1 D = 10 @ 206.68 200 <= Smax Bien

Como As adicional se toma la diferencia entre As(+) - As(continuo) = 0.740

1 D = 14 @ 208.02 200 <= Smax Bien

Si colocamos la armadura arriba indicada el As (real) = 1.162355

Verificamos por ductilidad : a = As*fy / (0.85*f'c*b) = 23.93

a <= 0.42*β*d 23.93 <= 51.05 **Bien**

El momento resistente es: Ø*Mn = Ø*As*fy*(d-a/2) = 56,443.81

Ø*Mn >= Mu (+) 56,443.81 >= 54,605.44 **Bien**

Armadura de distribución

Se coloca perpendicularmente al refuerzo principal (As continuo + As adicional)

(A 9.7.3.2)

Para As princ.perpendicular al trafico, el refuerzo de distribución es un % de la armadura princ.

% = 3840/raiz(S) <= 67% %= 80.24% Utilizar : % = 67.00%

S = Separación libre (A 9.7.2.3)

As (distribuc) = % * As(+)coloc As (distribución) = 0.7577298 mm² /mm

1 D = 14 @ 203.15 200 <= Smax Bien

As (distribuc) = % * As(-)coloc As (distribución) = 0.77877785 mm² /mm

1 D = 14 @ 197.66 200 <= Smax Bien

Armadura por contracción del hormigón armado y variación de temperatura

Se coloca en las caras expuestas del tablero (cara superior y/o inferior) (A 5.10.8.2)

Ast = 0.75*b*t / (2*(b+t)*fy) 0.233 <= Ast <= 1.27 mm² /mm

b = 1 Ast = 0.00090618 Ast = 0.233 mm² /mm

El espaciamiento maximo para el refuerzo por contracción o temperatura es:

Smax = 3 * t = 600 mm Smax = 450 mm

1 D = 10 @ 337.07 200 <= Smax Bien

Control de la fisuración.-**(A 5.7.3.4)****1.- Verificación del As+, para la combinación de carga 1 del estado limite de servicio**

Analizamos la max.solicitud del acero por momento positivo del primer vano a distancia 0.4S

Combinación de resistencia I .-

n =	0.95
r (cm) =	1.25
r (cr) =	1.50
r (cv) =	1.75

Combinación de servicio I .-

n =	1.00
r (cm) =	1.00
r (cr) =	1.00
r (cv) =	1.00

Carga Muerta.-

(n*r) promedio =	1.23177966
M(+) tramo (N/mm-mm) =	3,248.34
M(+)tra/(n*r):	2,637.11

Carga Viva.-

(n*r) promedio =	1.66
Mu cv+i (N/mm-mm)=	49,880.58
Mcv+i/(n*r)=	30,003.36
Mmax = M0.4s = 1*(1*(Mdc+Mdw)+1*Mcv) =	32,640.47 N*mm/mm

Esfuerzo de la sección transversal o de compresión: fc

fc = 6*Mmax / (b*te^2) =	5.72 Pa/mm	Mpa/m
f c=	24 Mpa	

Modulo de ruptura: fr = 0.63 * raiz(f c) = 3.06

Esfuerzo de compresión <= 80% del modulo de ruptura

5.72	<=	2.44	La losa SI se fisura
------	----	------	-----------------------------

Calculo de la separación maxima para que no se produzca fisuramiento.-

dc = Rinf + Øv/2 =	31 mm		
βs = 1 + dc / (0.7*(te-dc) =	1.288		
fs = 0.6 * fy =	247.058824 Mpa		
re =	0.75 Clase 2 - ancho de fisura de 0.33 mm		
Diametro de la varilla del momento positivo:	12 mm		
Separación colocada :	200 mm		
S <=123000/(βs*fs)*re-2*d<S <=	228.00		
200	<=	228.00	Se acepta la separación

2.- Verificación del As-, para la combinación de carga 1 del estado limite de servicio

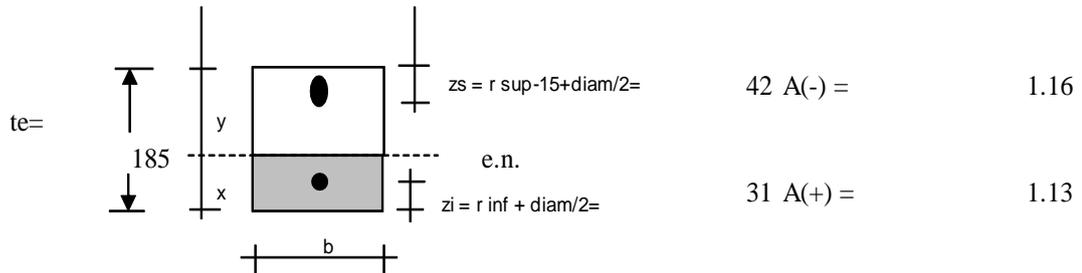
Analizamos la max.solicitud del acero por momento negativo del primer apoyo

Carga Muerta.-

(n*r) promedio =	1.23177966
M(-) tramo (N/mm-mm) =	4,724.86
M(-)tra/(n*r)=	3,835.80

Carga Viva.-

(n*r) promedio =	1.66
Mu cv+i (N/mm-mm)=	49,880.58
Mcv+i/(n*r)=	30,003.36
Mmax = 1*(1*(Mdc+Mdw)+1*Mcv) =	33,839.16 N*mm/mm



$$b = 1 \text{ mm} \quad n = E_s / E_c = 7.00$$

$$\Sigma M_{e.n.} = 0 \quad \frac{b}{2} X^2 + (n-1) A(+) (X - Z_i) = n A(-) (t_e - Z_s - X)$$

$$\frac{b}{2} X^2 + ((n-1) A(+) + n A(-)) X - ((n-1) A(+) Z_i + n A(-) (t_e - Z_s)) = 0$$

0.50	X ²	+	14.92	X	+	-1,373.87
X = 39.58 mm						

Factor de Inercia de la sección transformada fisurada:

$$I_{cr} = \frac{b X^3}{3} + (n-1) A(+) (X - Z_i)^2 + n A(-) (t_e - Z_s - X)^2$$

$$I_{cr} = 108,193.27 \text{ mm}^4 / \text{mm}$$

El esfuerzo de tensión en el acero superior es:

$$f_s = n \cdot (M \cdot (t_e - Z_s - X) / I_{cr}) \quad f_s = 226.43 \text{ Mpa}$$

$$Z_s = 42 \text{ y} \quad R_{sup} = 50$$

$$\text{Se adopta el menor como } d_c = 42.00$$

$$\beta_s = 1 + d_c / (0.7 \cdot (t_e - d_c)) = 1.420$$

$$S \leq 123000 / (\beta_s \cdot f_s) \cdot r_e - 2 \cdot d_c = S_{max} = 203.00 \text{ mm}$$

$$200 \leq S_{max} = \text{Se acepta la separación}$$

Momento en volado μ .-

Momentos Últimos.- Combinación de Resistencia I (A13.6.1)

$$\text{Volado mayor : } 15,242.91$$

$$\text{Volado menor : } 15,242.91$$

Momentos Últimos.- Combinación de Extremo I (A13.6.2)

Al producirse el choque de los vehículos contra la protección lateral la sollicitación se transmite al tablero, el momento a incrementarse en el diseño del tablero se copia del calculo del parapeto:

$$M_{ct} = -48,442.14 \text{ N} \cdot \text{mm/mm} \quad \text{Dato del diseño del parapeto}$$

	1.00	Volado mayor	Volado menor
n =	1.00		
r (cm) =	1.25	M(cm) = 4,145.93	4,145.93
r (cr) =	1.50	M(cr) = 0.00	0.00
r (cv) =	1.00	M(cv) = 48,442.14	48,442.14

$$\begin{aligned} \mu &= n * (r(cm)*M(cm) + r(cr)*M(cr) + r(cv)*M(ct)) \\ \mu \text{ (volado mayor)} &= 53,624.55 \\ \mu \text{ (volado menor)} &= 53,624.55 \end{aligned}$$

Para el diseño se escoge el maximo μ de las dos condiciones de carga, para el Volado mayor.-

Momento ultimo (Volado Mayor) $\mu = 53,624.55 \text{ N*mm/mm}$ $As = \mu / (fy*j*d)$

$As \text{ min (por capa superior)} = 0.380 \text{ mm}^2/\text{mm}$

$As (-) = 0.936$ $As \text{ min} = 0.288$ $As \geq As \text{ min}$ **Usar As cal.**

$As (-) \text{ asumido} = 0.936$

Se respeta el As continuo del tablero.- $As = 0.380$

1 D = 10 @ 206.68 200

Como As adicional se toma la diferencia entre $As(-) - As(\text{continuo}) = 0.56$

1 D = 14 @ 276.75 200 $\leq S_{max}$ Bien

Si colocamos la armadura arriba indicada el As (real) = 1.162

Verificamos por ductilidad : $a = As*fy / (0.85*f'c*b) = 23.93$ 23.93

$a \leq 0.42*\beta*d$ 23.93 ≤ 51.05 **Bien**

$d_{neg} = t - \text{Rec}(\text{sup}) - \text{Diametro}/2 = 161 \text{ mm}$

El momento resistente es: $\phi*M_n = \phi*As*fy*(d-a/2) = 64,197.40$

Este momento se reduce por la acción de la tensión axial

$T = V_{ct} = R_w / (L_c + 2*H) / 1000 = 59.81 \text{ N/mm}$ Dato del diseño del parapeto

$P_u / \phi P_n + \mu / \phi M_n \leq 0$ $\mu \leq \phi M_n * (1 - P_u / \phi P_n)$

Donde: $P_u = T$ y $\phi P_n = \phi A_{stotal} * f_y$

$As \text{ (sup)} = 1.162$ $As \text{ (total)} = As \text{ (sup)} + As \text{ (inf)}$

$As \text{ (inf)} = 0.565$ $As \text{ (total)} = 1.728 \text{ mm}^2 / \text{mm}$

$\phi P_n = \phi A_s \text{ (total)} * f_y = 711.45735 \text{ N/mm}$

$\mu \leq \phi M_n * (1 - P_u / \phi P_n) = ##### \text{ Kn*mm/mm}$

$\phi*M_n \geq \mu (+)$ 58,800.97 $\geq 53,624.55$ **Bien**

Verificar la long de desarrollo disponible para el gancho en el voladizo

$L_{dh} = L_{hb} \times \text{Factor modificación}$ $L_{hb} = 100 * d_v / \text{Raiz}(f'c) = \text{en mm}$ 288.62

Factor modificación = 0.7 para gancho de 90°

$M_{ct} = 48.44 \text{ Kn*m/m}$

$\mu \leq \phi M_n * (1 - P_u / \phi P_n) = 58.80 \text{ Kn*m/m}$

$L_{dh} = L_{hb} \times \text{Factor} \times (M_{ct} / (\phi M_n * (1 - P_u / \phi P_n)))$

$L_{dh} = 166.44 \text{ mm}$

L_{dh} disponible se saca del programa para parapeto =

$\phi_v = 14$ $S = 146$

$L_{dh} \text{ disponible} = \phi_v + S + \phi_v / 2 = 167 \text{ mm}$

$L_{dh} \text{ disponible} \geq L_{dh}$ 167 ≥ 166.44 Bien

VIGAS, CARGA VIVA.-

FACTORES DE DISTRIBUCIÓN PARA MOMENTO.- (A4.6.2.2.2)

NL =Numero de vías de diseño = Ancho calzada / 3600 (A3.6.1.1.1) NL = 2

Para determinar los factores de distribución se considero que el puente tiene:

Espesor del tablero constante, vigas paralelas de rigidez constante, puente de un solo vano

Factor de distribución de carga viva para MOMENTO en vigas interiores.- (A4.6.2.2.2b)

S = 2,700 L = 22,000 (A4.6.2.2.1)

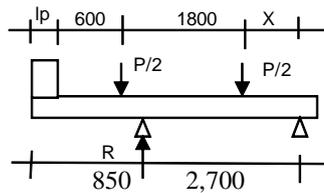
Para 1 vía cargada = $m^*gm(si) = 0.06+(S/4300)^{0.4}*(S/L)^{0.3}*(Kg/L*ts^3)^{0.1} = 0.5024$

Para 2/mas vías cargadas= $m^*gm(mi) = 0.075+(S/2900)^{0.6}*(S/L)^{0.2}*(Kg/L*ts^3)^{0.1} = 0.7047$

(kg/L*ts^3) = 1

Factor de distribución a usarce es: 0.7047

Factor de distribución de carga viva para MOMENTO en vigas exterior.- (A4.6.2.2.2d)



$X = S + Lv - lp - 600 - 1800 : 900 \text{ mm}$

Por momento de equilibrio :

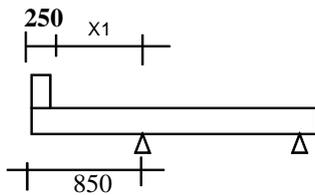
$P/2 * (1800+x) + P/2 * x - R*S = 0$

$R = (1800+x+x)/(S*2) * P = gm(se) * P \quad 0.667$

Como se trata de dos vías con carga

$m = 1 \quad m^*gm(se) = 0.667$

Volado mayor.-



$x1 = 600$

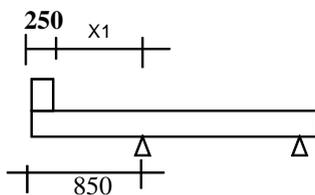
Se asume X1 = 600

$e = 0.77 + x1/2800 = 0.9843 \quad 1.000$

$m^*gm(me) = e*(m^*gm(mi)) = 0.705$

Factor de distribución a usarce es: 0.705

Volado menor.-



$x1 = 600$

$e = 0.77 + x1/2800 = 0.9843 \quad 1.000$

$m^*gm(me) = e*(m^*gm(mi)) = 0.705$

Factor de distribución a usarce es: 0.705

Factor de distribución a usarce es: 0.705

Coefficiente de corrección para MOMENTOS en puentes esviajdos u oblicuos.- (A4.6.2.2.2e)

Angulo de esviaje: $\theta = 0.00^\circ$ Si $\theta < 30^\circ$, use $C1 = 0$ y si $\theta > 60$ use $\theta = 60^\circ$

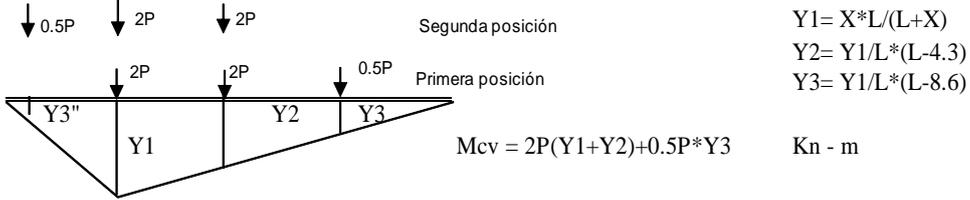
$C1 = 0.25*(kg/L*ts^3)^{0.25}*(S/L)^{0.5} = 0.088$

Use $C1 = 0.000$ Use $\theta = 0.00$

$r(esv) = 1 - C1*(tag\theta)^{1.5} = 1.000$

Se considera la segunda posición en el diseño: si 1

MOMENTOS POR CARGA VIVA (CAMION HS-20-44) POR VÍ Líneas de influencia

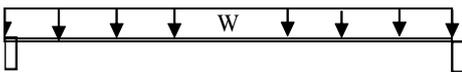


P (Kn) = 72.45
 Impacto = 33.00% Kn - m

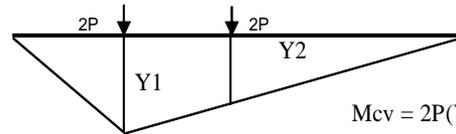
PUNT	X(m)	L(m)	Y1	Y2	Y3	1ra Posición		2da Posición	
						Mcv (via)	Y3"	Mcv (via)	Mcv (via)
1	1.16	20.84	1.10	0.87	0.64	308.23	0.00	284.90	308.23
2	2.20	19.80	1.98	1.55	1.12	552.08	0.00	511.50	552.08
3	4.40	17.60	3.52	2.66	1.80	960.70	0.02	896.22	960.70
4	6.60	15.40	4.62	3.33	2.04	1,225.87	0.69	1,176.97	1,225.87
5	8.80	13.20	5.28	3.56	1.84	1,347.59	1.80	1,346.14	1,347.59
6	11.00	11.00	5.50	3.35	1.20	1,325.85	3.35	1,403.74	1,403.74
a	10.28	11.72	5.48	3.47	1.46	1,348.76	2.79	1,397.17	1,397.17

MOMENTOS POR CARGA VIVA (DISTRIBUIDA) .- MOMENTOS POR CARGA VIVA (ORUGA) POR VÍA

W = 9.33 Kn/m Mcv (vía) = W * X / 2 * (L) $Y1 = X \cdot L / (L + X)$ $Y2 = Y1 / L \cdot (L - 1.2)$



PUNT	X(m)	L(m)	Mcv (vía)
1	1.16	20.84	112.54
2	2.20	19.80	203.28
3	4.40	17.60	361.39
4	6.60	15.40	474.32
5	8.80	13.20	542.08
6	11.00	11.00	564.67
a	10.29	11.71	562.31



Y1	Y2	Mcv (vía)
1.10	1.03	233.79
1.98	1.86	421.65
3.52	3.28	746.67
4.62	4.26	975.06
5.28	4.80	1,106.82
5.50	4.90	1,141.96
5.48	4.92	1,141.10

MOMENTOS MAXIMOS POR LA CARGA HL - 93 POR VÍA .-

M1 = Mcamión * Impa + M distrib

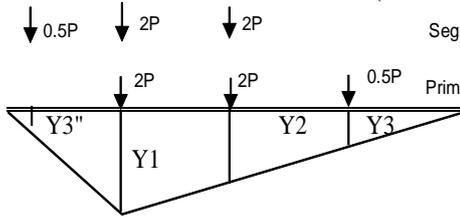
M2 = Moruga * Impa + M distrib

Mcv * Imp (vía) = Max (M1, M2)

El momento se obtiene en Kn - m

PUNT	X(m)	L(m)	M1	M2	Mcv * Imp(vía)
1	1.16	20.84	522.48	423.48	522.48
2	2.20	19.80	937.54	764.07	937.54
3	4.40	17.60	1,639.12	1,354.45	1,639.12
4	6.60	15.40	2,104.73	1,771.15	2,104.73
5	8.80	13.20	2,334.37	2,014.15	2,334.37
6	11.00	11.00	2,431.64	2,083.47	2,431.64
a	10.28	11.72	2,420.55	2,079.97	2,420.55

MOMENTOS POR CARGA VIVA (CAMION HS-MOP) POR VÍ **Lineas de influencia**



$$Y1 = X \cdot L / (L + X)$$

$$Y2 = Y1 / L \cdot (L - 4.3)$$

$$Y3 = Y1 / L \cdot (L - 8.6)$$

$$M_{cv} = 2P(Y1 + Y2) + 0.5P \cdot Y3$$

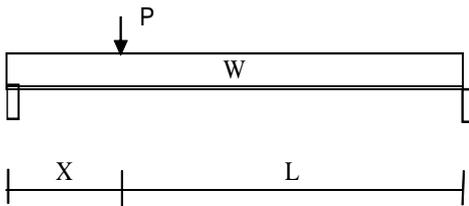
$$P \text{ (Kn)} = 98.04$$

$$\text{Impacto} = 33.00\%$$

Kn - m

PUNT	X(m)	L(m)	Y1	Y2	Y3	1ra Posición		2da Posición	
						Mcv (via)	Y3"	Mcv (via)	Mcv (via)
1	1.16	20.84	1.10	0.87	0.64	417.08	0.00	385.52	417.08
2	2.20	19.80	1.98	1.55	1.12	747.06	0.00	692.16	747.06
3	4.40	17.60	3.52	2.66	1.80	1,300.00	0.02	1,212.74	1,300.00
4	6.60	15.40	4.62	3.33	2.04	1,658.82	0.69	1,592.65	1,658.82
5	8.80	13.20	5.28	3.56	1.84	1,823.53	1.80	1,821.57	1,823.53
6	11.00	11.00	5.50	3.35	1.20	1,794.12	3.35	1,899.51	1,899.51
a	10.28	11.72	5.48	3.47	1.46	1,825.11	2.79	1,890.62	1,890.62

MOMENTOS POR CARGA VIVA (TREN DE CARGA) POR VÍA .-



$$M1 = W \cdot X / 2 \cdot (L)$$

$$M2 = P \cdot L \cdot X / (L + X)$$

$$M_{cv} \text{ (via)} = M1 + M2$$

$$W \text{ (Kn/m)} = 9.333$$

$$P \text{ (kn)} = 80.05$$

PUNT	X(m)	L(m)	M1	M2	Mcv (via)
1	1.16	20.84	112.54	87.75	200.28
2	2.20	19.80	203.28	158.50	361.78
3	4.40	17.60	361.39	281.77	643.16
4	6.60	15.40	474.32	369.83	844.15
5	8.80	13.20	542.08	422.66	964.74
6	11.00	11.00	564.67	440.27	1,004.94
a	10.29	11.71	562.31	438.44	1,000.75

MOMENTOS MAXIMOS POR LA CARGA HS - MOP, POR VÍA .-

Kn - m

$$M1 = M_{camión} \cdot Imp_a$$

$$M2 = M_{tren \text{ de carga}} \cdot Imp_a$$

$$M_{cv} \cdot Imp \text{ (vía)} = \text{Max} (M1, M2)$$

El momento se obtiene en Kn - m

PUNT	X(m)	L(m)	M1	M2	Mcv*Imp(vía)
1	1.16	20.84	554.72	266.38	554.72
2	2.20	19.80	993.59	481.16	993.59
3	4.40	17.60	1,729.00	855.40	1,729.00
4	6.60	15.40	2,206.23	1,122.71	2,206.23
5	8.80	13.20	2,425.29	1,283.10	2,425.29
6	11.00	11.00	2,526.35	1,336.57	2,526.35
a	10.28	11.72	2,514.53	1,331.00	2,514.53

MOMENTOS POR CARGA VIVA + IMPACTO POR VIGA .-

Factor de distribución de carga viva para momento en vigas interiores.- FDi = 0.705
 Factor de distribución de carga viva para momento en vigas exterior (Max volado).- FDe = 0.705
 Factor de distribución de carga viva para momento en vigas exterior(Min volado).- FDe = 0.705
 Coeficiente de corrección para Momentos en puentes esviajdos u oblicuos.- CCE = 1.000

Mcv (viga) Interior = Mcv (vía) * FDi * CCE
 Mcv (viga) Exterior - Max.volado = Mcv (vía) * FDe(max.volado) * CCE
 Mcv (viga) Exterior - Min.volado = Mcv (vía) * FDe(min.volado) * CCE

PUNT	X(m)	Mcv (via)	Interna	Ext.max.v.	Ext.min.v.
			Mcv (viga)	Mcv (viga)	Mcv (viga)
1	1.16	554.72	390.94	390.94	390.94
2	2.20	993.59	700.23	700.23	700.23
3	4.40	1729.00	1218.51	1218.51	1218.51
4	6.60	2206.23	1554.84	1554.84	1554.84
5	8.80	2425.29	1709.22	1709.22	1709.22
6	11.00	2526.35	1780.44	1780.44	1780.44
a	10.28	2,514.53	1,772.11	1,772.11	1,772.11

FACTORES DE DISTRIBUCIÓN PARA CORT (A.4.6.2.2.3)

Para determinar los factores de distribución se considero que el puente tiene:
 Espesor del tablero constante, vigas paralelas de rigidez constante, puente de un solo vano

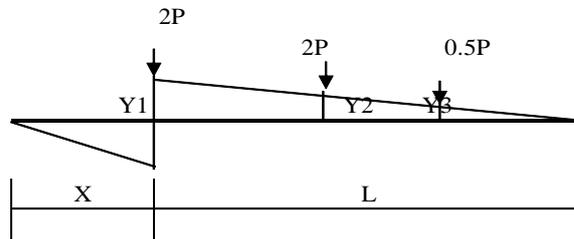
Factor de distribución de carga viva para CORTE en vigas interiores.- S = 2,700
 Para una vía cargada: $m*gv = 0.36 + S/7600 = 0.715$
 Para dos o mas vías cargadas: $m*gv = 0.20 + S/3600 - (S/10700)^2 = 0.886$
 Factor de distribución a usarce es: 0.886

Factor de distribución de carga viva para CORTE en vigas exteriores.- (A.4.6.2.2.3-b)
 Para una vía cargada: $m*gv = (\text{dato del momento}) = 0.667$
 Para dos o mas vías cargadas: $e = 0.60 + X1/3000 = 0.883$
 $mgv = e * mgv(\text{momento}) = 0.783$
 Factor de distribución a usarce es: 0.783

Coeficiente de corrección para CORTE en puentes esviajdos u oblicuos.- (A.4.6.2.2.3-c)

Angulo de esviaje: $\theta = 0.00^\circ$
 $r(\text{esv}) = 1 + 0.20 * (L*ts^3/Kg)^{0.3} * \text{tag } \theta = 1.000$
 donde $(L*ts^3/Kg) = 1$

CORTE POR CARGA VIVA (CAMION HS-20-44) POR VÍA .- Lineas de influencia



$$Y1 = L/(L+X)$$

$$Y2 = Y1/L*(L-4.3)$$

$$Y3 = Y1/L*(L-8.6)$$

$$V_{cv} = 2P(Y1+Y2)+0.5P*Y3$$

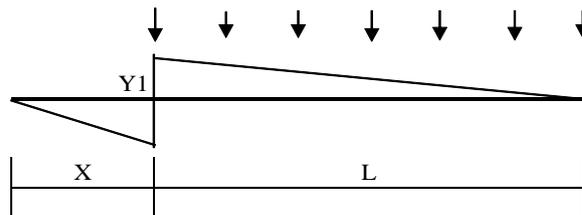
$$P \text{ (Kn)} = 72.45$$

$$\text{Impacto} = 33.00\%$$

							Kn
PUNT	X(m)	L(m)	Y1	Y2	Y3	Vcv (via)	
0	0.00	22.00	1.00	0.80	0.61	283.55	
1	1.16	20.84	0.95	0.75	0.56	266.40	
2	2.20	19.80	0.90	0.70	0.51	250.94	
3	4.40	17.60	0.80	0.60	0.41	218.34	
4	6.60	15.40	0.70	0.50	0.31	185.74	
5	8.80	13.20	0.60	0.40	0.21	153.14	
6	11.00	11.00	0.50	0.30	0.11	120.53	
a	10.28	11.72	0.53	0.34	0.14	131.20	

CORTE POR CARGA VIVA (DISTRIBUIDA) POR VÍA .- Lineas de influencia

$$Y1 = L/(L+X)$$



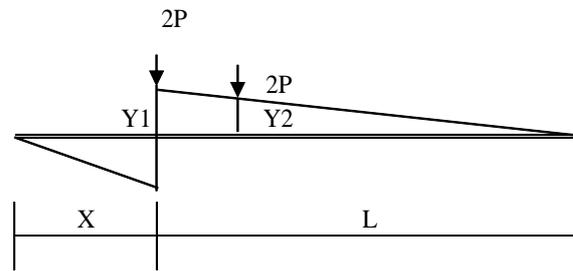
$$V_{cv} = W*(Y1*L)/2$$

$$W \text{ (Kn/m)} = 9.33$$

$$\text{Impacto} = 33.00\%$$

					Kn
PUNT	X(m)	L(m)	Y1	Vcv (via)	
0	0.00	22.00	1.00	102.67	
1	1.16	20.84	0.95	92.15	
2	2.20	19.80	0.90	83.16	
3	4.40	17.60	0.80	65.71	
4	6.60	15.40	0.70	50.31	
5	8.80	13.20	0.60	36.96	
6	11.00	11.00	0.50	25.67	
a	10.28	11.72	0.53	29.14	

CORTE POR CARGA VIVA (ORUGA) POR VÍA .Lineas de influencia



$$Y1 = L/(L+X)$$

$$Y2 = Y1/L*(L-1.2)$$

$$V_{cv} = 2P(Y1+Y2)$$

$$P \text{ (Kn)} = 54.90$$

$$\text{Impacto} = 33.00\%$$

Kn

PUNT	X(m)	L(m)	Y1	Y2	Vcv (via)
0	0.00	22.00	1.00	0.95	213.62
1	1.16	20.84	0.95	0.89	202.07
2	2.20	19.80	0.90	0.85	191.66
3	4.40	17.60	0.80	0.75	169.70
4	6.60	15.40	0.70	0.65	147.74
5	8.80	13.20	0.60	0.55	125.78
6	11.00	11.00	0.50	0.45	103.81
a	10.28	11.72	0.53	0.48	111.00

CORTES MAXIMOS POR LA CARGA HL - 93 POR VÍA .-

$$V1 = V_{camión} * Imp_a + V_{distrib}$$

$$V2 = V_{voruga} * Imp_a + V_{distrib}$$

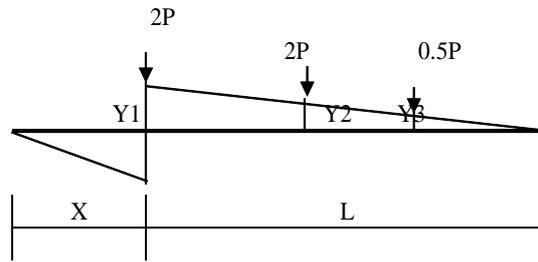
$$V_{cv} * Imp \text{ (vía)} = V_{ax} \text{ (M1, M2)}$$

El cortante se obtiene en Kn

Kn

PUNT	X(m)	L(m)	V1	V2	Vcv*Imp(vía)
0	0.00	22.00	479.78	386.78	479.78
1	1.16	20.84	446.46	360.90	446.46
2	2.20	19.80	416.92	338.06	416.92
3	4.40	17.60	356.10	291.40	356.10
4	6.60	15.40	297.34	246.80	297.34
5	8.80	13.20	240.63	204.24	240.63
6	11.00	11.00	185.97	163.74	185.97
a	10.28	11.72	203.64	176.77	203.64

CORTE POR CARGA VIVA (CAMION HS-MOP) POR VÍA .- Lineas de influencia



$$Y1 = L/(L+X)$$

$$Y2 = Y1/L*(L-4.3)$$

$$Y3 = Y1/L*(L-8.6)$$

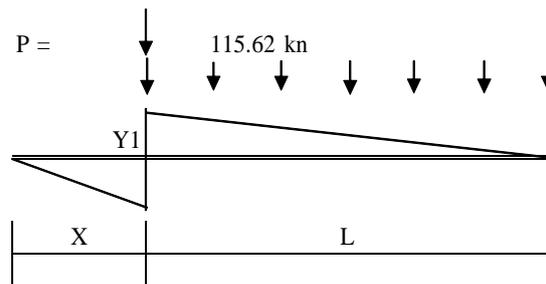
$$V_{cv} = 2P(Y1+Y2)+0.5P*Y3$$

$$P \text{ (Kn)} = 98.04$$

$$\text{Impacto} = 33.00\%$$

Kn						
PUNT	X(m)	L(m)	Y1	Y2	Y3	Vcv (via)
0	0.00	22.00	1.00	0.80	0.61	510.31
1	1.16	20.84	0.95	0.75	0.56	479.45
2	2.20	19.80	0.90	0.70	0.51	451.63
3	4.40	17.60	0.80	0.60	0.41	392.95
4	6.60	15.40	0.70	0.50	0.31	334.28
5	8.80	13.20	0.60	0.40	0.21	275.60
6	11.00	11.00	0.50	0.30	0.11	216.93
a	10.28	11.72	0.53	0.34	0.14	236.13

CORTE POR CARGA VIVA (DISTRIBUIDA + PUNTUAL) POR VÍA .-



Lineas de influencia

$$Y1 = L/(L+X)$$

$$V_{cv} = W*(Y1*L)/2+PY1$$

$$W \text{ (Kn/m)} = 9.33$$

$$\text{Impacto} = 33.00\%$$

CORTES MAXIMOS POR CARGA HS-MOP POR VÍA .-

Kn				
PUNT	X(m)	L(m)	Y1	Vcv (via)
0	0.00	22.00	1.00	290.32
1	1.16	20.84	0.95	268.25
2	2.20	19.80	0.90	249.00
3	4.40	17.60	0.80	210.41
4	6.60	15.40	0.70	174.55
5	8.80	13.20	0.60	141.42
6	11.00	11.00	0.50	111.02
a	10.28	11.72	0.53	120.67

Kn	
Vcv (via)	
510.31	
479.45	
451.63	
392.95	
334.28	
275.60	
216.93	
236.13	

CORTANTE POR CARGA VIVA + IMPACTO POR VIGA .-

Factor de distribución de carga viva para corte en vigas interiores.- $FDic = 0.886$
 Factor de distribución de carga viva para corte en vigas exterior .- $FDec = 0.783$

Coefficiente de corrección para Corte en puentes esviajdos u oblicuos.- $CCEc = 1.000$

$V_{cv} \text{ (viga) Interior} = V_{cv} \text{ (vía)} * FDic * CCEc$
 $V_{cv} \text{ (viga) Exterior} = V_{cv} \text{ (vía)} * FDec * CCEc$

RCV (KN)= Sin Impacto	PUNT	X(m)	Interna		Externa
			Vcv (vía)	Vcv (viga)	Vcv (viga)
767.38	0	0.00	510.31	452.30	399.53
	1	1.16	479.45	424.95	375.37
	2	2.20	451.63	400.29	353.59
	3	4.40	392.95	348.29	307.65
	4	6.60	334.28	296.28	261.71
	5	8.80	275.60	244.27	215.77
	6	11.00	216.93	192.27	169.84
	a	10.28	236.13	209.29	184.87

VIGAS, CARGA MUERTA.-

Altura recomendada de la viga= $0.07 * Long = 1540 \text{ mm}$ **(A2.5.2.6.3-1)**
 Altura asumida de la viga = $1250 \text{ mm} > 1540 \text{ Mal}$

VIGA INTERNA .-

Peso alma viga (W_a -viga)=Espesor viga (alma) * (Altura viga - Espesor tablero(t)) * Peso esp. Hormigón *g
 W_a -viga= $10.14 \text{ N/mm o Kn/m}$

Peso tablero viga (W_t -viga)=Espesor tablero (t) * Separación de vigas(st) * Peso esp. Hormigón *g
 W_t -viga = 13 N/mm o Kn/m

Peso parapeto y vereda viga(W_p -viga) = Peso parapeto y vereda volado
 $W_p \text{ max vol} = 5 \text{ N/mm o Kn/m}$ $W_p \text{ min vol} = 5 \text{ N/mm o Kn/m}$

Peso rodadura (W_r rodad) = Espesor capa rodad * Separación de vigas (st) * Peso esp. Hormigón * g
 $W_r \text{ rodad} = 3.18 \text{ N/mm o Kn/m}$

Peso diafrag(P_d) = Esp.diafrag * (Alt.viga-Esp.losa-250) * (Separ.vigas (st)-Esp.viga) * Peso esp. Horm * g
 $P_d = 9.17 \text{ Kn}$

VIGA EXTERNA .-

Peso alma viga (W a-viga)=Espesor viga (alma) * (Altura viga - Espesor tablero(t)) * Peso esp. Hormigón *g
 Wa = 10.14 N/mm o Kn/m

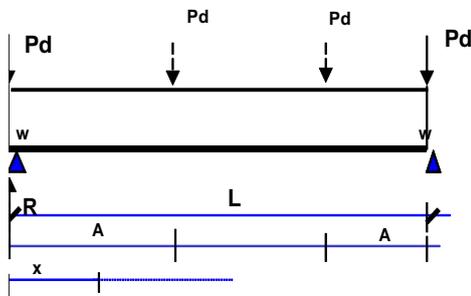
Peso tablero viga (W t-viga)=Esp.tablero(t) * Separ.vigas(st)/2 * Peso esp. Hor. * g + Peso tablero volado
 Wt max vol= 10 N/mm o Kn/m Wt min vc 10 N/mm o Kn/m

Peso parapeto y vereda viga(W p-viga) = Peso parapeto y vereda volado
 Wp max vol= 5 N/mm o Kn/m Wp min vc 5 N/mm o Kn/m

Peso rodadura (W c.rodad) = Espesor c.rodad * Separ.vigas (st)/2 * Peso esp. Hor. * g + Peso c.rodad.volado
 Wcr max.vol= 1.12 N/mm o Kn/m Wcr min.v 1.12 N/mm o Kn/m

Peso diafrag(Pd) = Esp.diafrag * (Alt.viga-Esp.losa-250) * (Separ.vigas (st)-Esp.viga)/2* Peso esp.Horm *g
 Pd = 4.58 Kn

MOMENTO POR CARGA MUERTA.-



Momento por la carga puntual del peso del diafragma (Pd)

A = Long. Viga / (# diafrag -1) = 7,333.33

R = (# diafrag-2) * Pd / 2 9.17 Viga Interna

R = (# diafrag-2) * Pd / 2 4.58 Viga Externa

Para x <= A; Md = R * x Para x > A; Md = Pd * A

Momento por el peso de la viga T (Alma + Tablero + Parapeto)

Mvt = (Wa+Wt+Wp)/2 * x * (L-x)

Mdc = Md + Mvt

Momento por el peso de la capa de rodadura

Mcr = Wcr/2 * x * (L-x)

Momento por carga muerta en la viga interna.-

PUNT	X(m)	L - X (m)	Md	Mvt	Mdc	Mcr
0	0.00	22.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1.16	20.84	10.60	334.41	345.01	38.32
2	2.20	19.80	20.16	604.05	624.21	69.23
3	4.40	17.60	40.33	1,073.86	1,114.19	123.07
4	6.60	15.40	60.49	1,409.45	1,469.94	161.53
5	8.80	13.20	67.21	1,610.80	1,678.01	184.60
6	11.00	11.00	67.21	1,677.91	1,745.13	192.30
a	10.28	11.72	67.21	1,670.72	1,737.94	191.47

Momento por carga muerta en la viga externa max.volado.-

PUNT	X(m)	L - X (m)	Md	Mvt	Mdc	Mcr
0	0.00	22.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1.16	20.84	5.30	298.96	304.26	13.48
2	2.20	19.80	10.08	540.01	550.10	24.36
3	4.40	17.60	20.16	960.03	980.19	43.30
4	6.60	15.40	30.25	1,260.03	1,290.28	56.83
5	8.80	13.20	33.61	1,440.04	1,473.65	64.95
6	11.00	11.00	33.61	1,500.04	1,533.65	67.66
a	10.28	11.72	33.61	1,493.61	1,527.22	67.37

Momento por carga muerta en la viga externa min.volado.-

PUNT	X(m)	L - X (m)	Md	Mvt	Mdc	Mcr
0	0.00	22.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1.16	20.84	5.30	298.96	304.26	13.48
2	2.20	19.80	10.08	540.01	550.10	24.36
3	4.40	17.60	20.16	960.03	980.19	43.30
4	6.60	15.40	30.25	1,260.03	1,290.28	56.83
5	8.80	13.20	33.61	1,440.04	1,473.65	64.95
6	11.00	11.00	33.61	1,500.04	1,533.65	67.66
a	10.28	11.72	33.61	1,493.61	1,527.22	67.37

CORTANTE POR CARGA MUERTA.-

Corte por la carga puntual del peso del diafragma (Pd) : $V_d = (\# \text{ diafragma} - 2) * P_d / 2$

Corte por el peso de la viga T (Alma+Tablero+Parapeto) $V_{vt} = (W_a + W_t + W_p) * (L/2 - x)$

$V_{dc} = V_d + V_{vt}$

Corte por el peso de la capa de rodadura $V_{cr} = W_{cr} * (L/2 - x)$

Corte por carga muerta en la viga interna.-

RCM (KN) = 1,286.81

PUNT	X(m)	L/2 - X (m)	Vd	Vvt	Vdc	Vcr
0	0.00	11.00	9.17	305.08	314.24	34.96
1	1.16	9.84	9.17	272.99	282.15	31.29
2	2.20	8.80	9.17	244.06	253.23	27.97
3	4.40	6.60	9.17	183.05	192.21	20.98
4	6.60	4.40	9.17	122.03	131.20	13.99
5	8.80	2.20	0.00	61.02	61.02	6.99
6	11.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
a	10.28	0.72	0.00	19.97	19.97	2.29

Corte por carga muerta en la viga externa max.volado.-

PUNT	X(m)	L/2 - X (m)	Vd	Vvt	Vdc	Vcr
0	0.00	11.00	4.58	272.73	277.32	12.30
1	1.16	9.84	4.58	244.05	248.63	11.01
2	2.20	8.80	4.58	218.19	222.77	9.84
3	4.40	6.60	4.58	163.64	168.22	7.38
4	6.60	4.40	4.58	109.09	113.68	4.92
5	8.80	2.20	0.00	54.55	54.55	2.46
6	11.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
a	10.28	0.72	0.00	17.85	17.85	0.81

Corte por carga muerta en la viga externa min.volado.-

PUNT	X(m)	L/2 - X (m)	Vd	Vvt	Vdc	Vcr
0	0.00	11.00	4.58	272.73	277.32	12.30
1	1.16	9.84	4.58	244.05	248.63	11.01
2	2.20	8.80	4.58	218.19	222.77	9.84
3	4.40	6.60	4.58	163.64	168.22	7.38
4	6.60	4.40	4.58	109.09	113.68	4.92
5	8.80	2.20	0.00	54.55	54.55	2.46
6	11.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
a	10.28	0.72	0.00	17.85	17.85	0.81

Diseño por Combinación de Servicio I

Momentos ultimos por la Combinación de Servicio I.-

$$Mu = n * r * M$$

$$n = 1.00$$

$$r (cm) = 1.00$$

$$r (cr) = 1.00$$

$$r (cv) = 1.00$$

$$Mu = n (r(cm)*Mdc + r(cr)*Mcr +r(cv)*Mcv)$$

Momento ultimo - viga interna

PUNT	X(m)	Mdc	Mcr	Mcv	Mu
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1.16	345.01	38.32	390.94	774.28
2	2.20	624.21	69.23	700.23	1,393.67
3	4.40	1114.19	123.07	1,218.51	2,455.77
4	6.60	1469.94	161.53	1,554.84	3,186.31
5	8.80	1678.01	184.60	1,709.22	3,571.84
6	11.00	1745.13	192.30	1,780.44	3,717.87
a	10.28	1,737.94	191.47	1,772.11	3,701.52

Momento ultimo - viga externa - max. Volado

PUNT	X(m)	Mdc	Mcr	Mcv	Mu
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1.16	304.26	13.48	390.94	708.69
2	2.20	550.10	24.36	700.23	1,274.68
3	4.40	980.19	43.30	1,218.51	2,242.00
4	6.60	1290.28	56.83	1,554.84	2,901.96
5	8.80	1473.65	64.95	1,709.22	3,247.82
6	11.00	1533.65	67.66	1,780.44	3,381.75
a	10.28	1,527.22	67.37	1,772.11	3,366.70

Momento ultimo - viga externa - min. Volado

PUNT	X(m)	Mdc	Mcr	Mcv	Mu
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1.16	304.26	13.48	390.94	708.69
2	2.20	550.10	24.36	700.23	1,274.68
3	4.40	980.19	43.30	1,218.51	2,242.00
4	6.60	1290.28	56.83	1,554.84	2,901.96
5	8.80	1473.65	64.95	1,709.22	3,247.82
6	11.00	1533.65	67.66	1,780.44	3,381.75
a	10.28	1,527.22	67.37	1,772.11	3,366.70

Verificar las diferencias de momentos.-

(M. viga max.volado-M.viga interior) / M. viga interior = 9.04 < 10 % **Bien**

(M. viga min.volado-M.viga interior) / M. viga interior = 9.04 < 10 % **Bien**

Se acepta la separación de vigas y el predimensionamiento

Se acepta la separación de vigas y el predimensionamiento

Para el diseño se adoptan los momentos mas altos y se asume el numero de filas de varillas:

PUNT	X(m)	Mu	filas varillas	# separadores	Numero de		As(mm2)	# varillas
					d pos	y'		
0	0.00	0.00	1.00	0.00	1177	58	0.00	0.00
1	1.16	774.28	1.00	0.00	1177	58	3,043.07	4.00
2	2.20	1,393.67	1.00	0.00	1177	58	5,477.41	7.00
3	4.40	2,455.77	1.00	0.00	1177	58	9,651.69	13.00
4	6.60	3,186.31	2.00	1.00	1120	115	13,160.18	17.00
5	8.80	3,571.84	2.00	1.00	1120	115	14,752.50	19.00
6	11.00	3,717.87	2.00	1.00	1120	115	15,355.62	20.00
a	10.28	3,701.52	2.00	1.00	1120	115	15,288.12	20.00

Altura de la viga= 1250 mm

r sacrificial = 15 mm

Recubrimiento inferior: r2 = 30 mm

Diametro de la varilla de la viga: dv = 32 mm

Se estima numero de filas de varillas = 2

Diametro de varilla de los separadores= 25 >= 25mm

$d_{pos} = H - r_s - r_i - de - (\#fila-1)*dv - dv/2 - \#separ*dv$

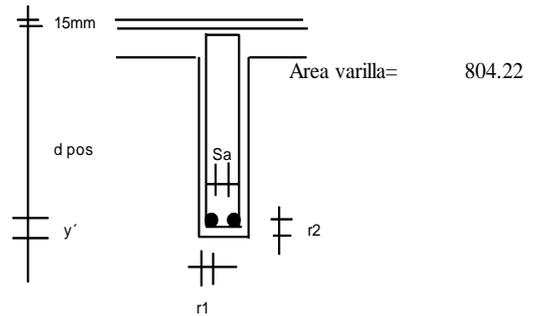
$y' = r_i + de + (\#fila-1)*dv + dv/2 - \#separ*dv$

$f_s = 0.6 * f_y = 247.06 \text{ N/mm}^2$

$j = 0.875$

$A_s = M / (f_s * j * d_{pos})$

(A5.12.3-1)



Separación mínima entre paquetes de varillas.-

Diametro de varilla de los estribos: de = 12 mm

Recubrimiento lateral: r1 = 35 mm

Numero de paquetes por filas: Np = 2 ud

Numero de varillas por paquetes: Nv = 2 ud

Espesor de la viga: Ev = 410.00 mm

$S_a = (E_v - (2*r_1 + 2*de + N_p*N_v*d_v)) / (N_p - 1)$

$S_a = 188 \text{ mm}$

1.- $S_a \geq 1.5*d_v$ 48 **Cumple**

2.- $S_a \geq 1.5*\text{max.ripio}$ 45 **Cumple**

3.- $S_a \geq 38 \text{ mm}$ 38 **Cumple**

Ubicación del eje neutro.-

Asumiendo el comportamiento como viga rectangular (Zona comprimida dentro del ala de la viga)

$n = E_s / E_c = 7.00$ $A_s = 15,355.62 \text{ mm}^2$

$b = 2700$ $d = 1,157.05 \text{ mm}$ $d = H - r_{sacr} - y$

$X = -n*A_s/b + \text{Raiz}((n*A_s/b)^2 + 2*n*A_s*d/b)$ $266.31 > H \text{ losa}$ 185 NO **V.Rectangular**

Asumiendo el comportamiento como viga Tee (Zona comprimida en el alma de la viga, fuera del ala)

$(b*hf)*(X-hf/2) + bw/2*(X-hf)^2 = n*A_s*(d-X)$ Esta formula genera una ec. de segundo grado

$205 X^2 + 531139.316 X - 163558138.6 = 0$

$$X = 278.09 \text{ Si } X > h_l \text{ osa y } < h \text{ total} \quad \mathbf{SI} \quad \text{Viga Tee}$$

Verificación de esfuerzo admisible.-

$$\begin{aligned}
 X &= 278.09 \\
 I_{cr} &= I_1 + I_2 + n \cdot A_s \cdot (d-X)^2 \\
 I_1 &= (b \cdot h_f) \cdot (X - h_f) / 3 = 1.7205E+10 \\
 I_2 &= 1/3 \cdot b_w \cdot (X - h_l)^3 = 110248942 \\
 n \cdot A_s \cdot (d-X)^2 &= 8.3043E+10 \\
 I_{cr} &= 1.0036E+11 \text{ mm}^4 \\
 \mu &= 3,717.87 \\
 f_s &= n \cdot \mu \cdot (d-X) / I_{cr} = \mathbf{227.93 \text{ Mpa}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 y'_{cg} &= \text{Centroide del refuerzo} = 77.95 \text{ mm} \\
 A &= 2 \cdot y' \cdot b_w / \# \text{varillas} = 3,195.95 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Calculamos el esfuerzo admisible a nivel de la varilla principal para una exposición severa $Z = 23000 \text{ N/mm}$, equivalente a un ancho de grieta admisible igual a 0,30 mm.

$$\begin{aligned}
 Z &= 23000 \text{ N/mm} \\
 d_c &= r_2 + \text{distrib} + d_v/2 \leq 50 \text{ mm} \\
 d_c &= 58 \leq 50 \quad \text{Usar } d_c = 50 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$f_{sa} = Z / (d_c \cdot A)^{1/3} = \mathbf{423.84 \text{ Mpa}}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Se cumple la condición de: } f_{sa} &> 0.6 f_y > f_s \\
 423.84 &> 247.058824 > 227.93 \quad \mathbf{SI \text{ Cumple}}
 \end{aligned}$$

Separación máxima entre paquetes de varillas.-

$$\begin{aligned}
 h &= H - r \text{ sacrificial} = 1235 \text{ mm} \\
 \beta_s &= 1 + d_c / (0.70 \cdot (h - d_c)) = 1.060 \\
 S_a &\leq 123000 \cdot 0.75 / (\beta_s \cdot f_s) - 2 \cdot d_c = \mathbf{188} \leq 281.71 \quad \mathbf{SI \text{ Cumple}}
 \end{aligned}$$

Armadura superficial o pandeo (A5.7.3.4)

Cuando la altura efectiva es mayor que 900 mm, es necesario colocar en ambas caras del alma de la viga una armadura superficial distribuida uniformemente.

$$\begin{aligned}
 d &= 1,157.05 \text{ mm} > 900 \quad \mathbf{SI \text{ Requiere}} \\
 d/6 &= 192.84 \\
 A_{sk} &\geq 0.001 \cdot (d - 760) \leq A_s(+) / 1200 \\
 A_{sk} &= 0.397 \text{ mm}^2/\text{mm} <= 12.80 \quad \mathbf{SI \text{ Cumple}} \\
 \mathbf{1 D} &= \mathbf{10} @ 197.80 \quad 190 \leq S_{max} = d/6 \quad \mathbf{Bien}
 \end{aligned}$$

Verificación del diseño por el estado Limite de Fatiga.- (A 5.5.3.1)

Factor de distribución de carga viva para momento en vigas exterior (Max volado).- FDe = 0.705
 $m = 1$

Coefficiente de corrección para Momentos en puentes esviados u oblicuos.- CCE = 1.000
 $(FDe * CCE) / m = 0.705$

Momento max por el camion = Mcv 1,899.51 kn * m / vía
 Impacto = 15.00% (A 3.5.2.1)

$Mu = 0.75 * (FDe * CCE) / m * Mcv (1 + Impacto)$ Mu = 1154.60973 kn * m / vía (A 3.4.1)
 Mu = 1154609726

Variación de Esfuerzos (fmax - fmin)

$f \text{ max} = n * Mu * (d - X) / Icr$

f min = 0 Cuando no hay carga viva n = Es / Ec 7.00

X = 278.09 d = 1157.05 Icr = 1.00358E+11

f max = 70.79 MPa

(f max - f min) = 70.79 MPa

El rango de Esfuerzo admisible por fatiga es f F (A 5.5.3.2)

$f F = 145 - 0.33 * f \text{ min} + 55 * (r / h)$

r / h es la relación radio / altura de las deformaciones transversales, cuando se desconocen use 0.3

f F = 161.5

f F > (f max - f min) 161.5 > 70.79 SI se acepta el diseño

Verificación de la Deflexion por carga viva.- para el estado Limite de Servicio (A2.5.2.6.2)

Factor de distribución de deflexiones = (m*g) = No.vias/No vigas = 0.500

$b1 = 2700$
 $h1 = 185$
 $h2 = 1050$
 $b2 = 410$

$y1 = h2 + h1 / 2 = 1142.5$
 $y2 = h2 / 2 = 525$
 $Ag = b1 * h1 + b2 * h2 = 930000$
 $yx = (A1 * y1 + A2 * y2) / Ag = 856.66$
 $x2 = yx - h2 / 2 = 331.66$
 $x1 = y1 - yx = 285.84$

$Ig = 1/12 * b1 * h1^3 + A1 * x1^2 + 1/12 * b2 * h2^3 + A2 * x2^2$
 $Ig = 1.29142E+11$

$f_c = 24 \text{ Mpa}$
 $E_c = 4800 \cdot \sqrt{f_c} = 23,283.42$
 $M_{cr} = f_r \cdot I_g / y_x = 460,689,337.48$
 $f_r = 0.63 \cdot \sqrt{f_c} = 3.06 \text{ Mpa}$

Seleccionamos la sección de máximo momento

$M_{cv} \text{ (vía) camión HS-20-44 ó HS-MOP} = 1,899.51$
 $M_{cm} = 1,745.13$
 $M_{cr} = 192.30$
 $\text{Impacto} = 33.00\%$

Momento total Estado límite de servicio.- $M_u = M_{cm} + M_{cr} + m \cdot g \cdot M_{cv} \cdot (1 + \text{Impacto})$
 $M_u = 3,200.60 \text{ kn} \cdot \text{m}$

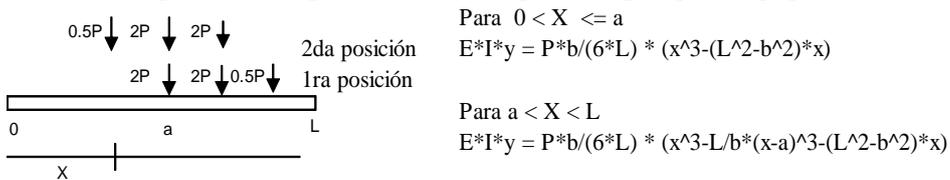
Se verifica si el momento de inercia efectivo cumple con la siguiente expresión

$I_e = (M_{cr}/M_u)^3 \cdot I_g + (1 - (M_{cr}/M_u)^3) \cdot I_{cr} <= I_g$
 $I_e = 1.00364E+11 <= 1.29142E+11$ **SI Cumple**
 Por tanto: $E \cdot I = E_c \cdot I_e = 2.33682E+15 \text{ N} \cdot \text{mm}^2$

Para el cálculo de la deflexión se selecciona la carga crítica de entre:

Momento máximo provocado por un camión: $M_{cv} = 1,899.51$
 Momento max. Por carga distribuida + 25% del camión: $M_{cv} = 915.60$

Las deflexiones para tres cargas puntuales se calculan aplicando el principio de superposición



Se considera la segunda posición en el diseño: si 1

	Delantero	Posterior	Semitrailer	
P	36,225.48	144,901.94	144,901.94	
P+Impacto	48,179.89	192,719.58	192,719.58	
x (mm)	10280	10280	10280	Deflexión por Cv+Imp en cada viga es:
a (mm)	5980	10280	14580	$D = (m \cdot g) \cdot (\text{Sumatoria de } y_1)$
b (mm)	16,020	11,720	7,420	Def. calc = -18.474
y1 (mm)	-3.40	-18.14	-15.41	Def. max L/800 = 28
y1 (mm)	-3.13	-18.14	-15.41	Segunda posición.- Deflex cac < Deflex.max
				Primera posición.- SI cumple

Determinación de las Deflexiones por carga muerta y contraflecha del encofrado.-

La contraflecha del encofrado es igual a la suma de la deflexión instantánea más la deflexión diferida

La deflexión diferida es igual a la deflexión instantánea multiplicada por el factor del flujo plástico (λ) del material

$\lambda = 4$ si la deflexión instantánea por carga muerta se basa en I_g

$\lambda = 3 - 1.2 \cdot (A's/As) \geq 1.6$ si la deflexión instantánea por carga muerta se basa en I_e

$\lambda = 3 \geq 1.6 \quad \lambda = 3$

C.M.	Viga Interna	Viga externa
Peso propio	27.73	24.79
Capa rodadura	3.18	1.12
W (Kn/m)	30.91	25.91
Diafrag (Kn)	9.17	4.58

y instantáneo : $y_i = y_x(w) + y_x(p)$

Carga muerta uniformemente distribuida

$$y_x(w) = w \cdot x / (24 \cdot E \cdot I) \cdot (L^3 - 2 \cdot L \cdot x^2 + x^3)$$

$$y \text{ max en } L/2 = - 5/384 \cdot w \cdot L^4 / (E \cdot I)$$

Carga muerta concentrada en el centro de la luz

$$y_x(p) = P \cdot x / (48 \cdot E \cdot I) \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot x^2)$$

$$y \text{ max en } L/2 = - P \cdot L^3 / (48 \cdot E \cdot I)$$

Deflexiones en viga INTERNA

PUNT	X(m)	$y_x(w)$ mm	$y_x(p)$ mm	y instantáneo	y diferido	y total
1	1.16	6.75389	0.00014	6.75403	20.26208	27.01610
2	2.20	12.66653	0.00026	12.66679	38.00037	50.66716
3	4.40	23.96441	0.00049	23.96490	71.89471	95.85961
4	6.60	32.80903	0.00069	32.80972	98.42916	131.23888
5	8.80	38.42569	0.00082	38.42651	115.27953	153.70604
6	11.00	40.34956	0.00087	40.35043	121.05128	161.40170
a	10.28	40.14226	0.00086	40.14312	120.42937	160.57250

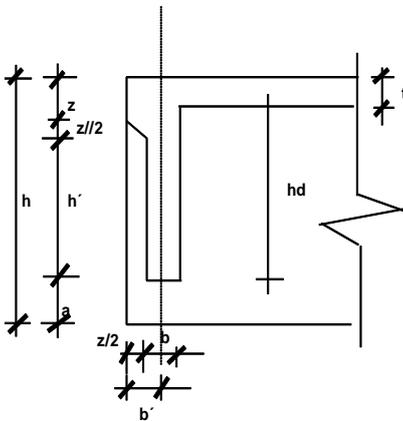
Deflexiones en viga EXTERNA

PUNT	X(m)	$y_x(w)$ mm	$y_x(p)$ mm	y instantáneo	y diferido	y total
1	1.16	5.66144	0.00007	5.66150	16.98451	22.64602
2	2.20	10.61770	0.00013	10.61783	31.85348	42.47131
3	4.40	20.08812	0.00025	20.08837	60.26511	80.35349
4	6.60	27.50211	0.00034	27.50246	82.50738	110.00983
5	8.80	32.21027	0.00041	32.21068	96.63204	128.84272
6	11.00	33.82295	0.00044	33.82338	101.47014	135.29353
a	10.28	33.64918	0.00043	33.64961	100.94884	134.59846

Las contraflechas del encofrado se asumen iguales a la media aritmética de las deflexiones de las dos vigas analizadas pero dirigidas hacia arriba.

PUNT	X(m)	Viga Interna	Viga Externa	Contraflecha
1	1.16	27.01610	22.64602	24.83106
2	2.20	50.66716	42.47131	46.56924
3	4.40	95.85961	80.35349	88.10655
4	6.60	131.23888	110.00983	120.62436
5	8.80	153.70604	128.84272	141.27438
6	11.00	161.40170	135.29353	148.34761
a	10.28	160.57250	134.59846	147.58548

CÁLCULO DE DIAFRAGMAS .-

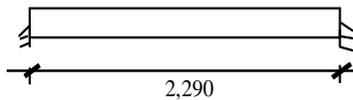


distancia a =	200 mm
Recubrimiento =	5 mm
Altura de la viga (h).-	1,250.00 mm
Altura del tablero (t).-	200.00 mm
Altura diafragma (hd).-	850.00 mm
Ancho diafragma (b).-	200 mm
Separación Vigas (S).-	2,290.00 mm
Alt libre diafragma (h').-	675.00 mm
Area diafragma (A).-	184,062.50 mm ²
Peso diafragma = Area * Peso del horm.	
Peso diafragma (Pd).-	4.33 N/mm
Area colaborante tablero.-	159,500.00 mm ²
Peso tablero (Pt).-	3.76 N/mm
distancia z = t + 50 =	250.00 mm

CARGA MUERTA .-

Peso total distribuido = Peso diafragma + Peso tablero colaborante

Peso total distribuido (W)= 8.09 N/mm



$$M_{cm} (-) = W * S^2 / 12$$

$$M_{cm} (-) = 3,534,888.52$$

$$M_{cm} (+) = W * S^2 / 24$$

$$M_{cm} (+) = 1,767,444.26$$

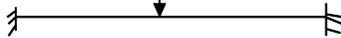
CARGA VIVA .-

Impacto = 30%

P = 72,450.97 N

$$M_{cv+i} (+/-) = 1.30 * P * S / 8$$

$$M_{cv+i} (+/-) = 26,960,816.76$$



$$Mu = n * r * M$$

$$Mu = n * (r_{cm}) * M_{cm} + r_{cv} * M_{cv}$$

n = 0.95

$$Mu (-) = 49,020,037.99$$

r (cm) = 1.25

$$Mu (+) = 46,921,197.93$$

r (cv) = 1.75

$$f_s = 0.6 * f_y = 247.0588235 \text{ N/mm}^2$$

$$j = 0.875 \quad d = h_d - r = 845.00 \text{ mm}$$

$$A_s(-) = M(-) / (f_s * j * d_{pos}) = 268.35 \text{ mm}^2$$

$$A_s(+) = M(+) / (f_s * j * d_{pos}) = 256.86 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ minima} = R_{min} * B * D = 289.71 \text{ mm}^2$$

Armadura negativa.-

D =	14 Cantidad	As(-) =	289.71 mm ²	
			1.88	2.00

Armadura positiva.-

D =	14 Cantidad	As(-) =	289.71 mm ²	
			1.88	2.00

ARMADURA LATERAL .-

As adicional = 10 % As Principal

As Principal = As max	As Principal =	289.71 mm ²
	As adicional =	28.97 mm²

As adicional por cara = As adicional / 2 o temp= 211.25 cm²

Diametro =	10	Numero =	3
Area =	78.54	Cantidad por Cara =	3

CORTE.-

V _{cm} = W * S / 2 =	9,261.72 N	V _u = n * (r _(cm) *V _(cm) + r _(cv) *V _(cv))	
V _{cv+i} = P * 1.3	94,186.26 N	V _u =	167,582.94 N

Esfuerzo nominal al corte : V_n = V_c + V_s , por lo tanto el corte en el refuerzo es: V_s = V_n - V_c
donde V_n = V_u / Φ_{corte} (0.9), y V_c = 0.083*β*raiz(f'c)*b_v*d_v V_c = 136.08

Se colocara estribo de Φ = mm, por lo tanto se necesita establecer el espaciamiento requerido

Φ =	10.00	Av =	157.08 mm ²
-----	-------	------	------------------------

S <= Av*f _y / 0.083*raiz(f'c)*b _v)	S	<=	803.23 mm
V _n = V _u / Φ _{corte}	V _n =	186,203.27	
V _s = V _n - V _c	V _s =	186,067.19	

Scalculado <= Av*f _y *d _v / V _s * cot θ	Scalculo =	293.73
Si v _u < 0.125*f'c, entonces S _{max} =0.8*d _v <= 600mm	v _u = V _u / (Φ*b _w *d _v) =	1.10 N/mm ²
Si v _u >= 0.125*f'c, entonces S _{max} =0.4*d _v <= 300mm		

v _u =	1.10	<	2.94 S _{max}	676.00 mm
			S _{max}	600 mm

El menor de los S _{max} =	600.00	600	Scolocado=	294
Se coloca un estribo de Φ =	10	@	294	250

Verificación del diseño de las vigas por el estado Limite de Resistencia.-

$$\mathbf{Mu = n * r * M}$$

$$\begin{aligned} n &= 0.95 & \mathbf{Mu = n (r(cm)*Mdc + r(cr)*Mcr +r(cv)*Mcv)} \\ r (cm) &= 1.25 \\ r (cr) &= 1.50 \\ r (cv) &= 1.75 \end{aligned}$$

Estado Limite de Resisitencia - Viga Interna

PUNT	X(m)	Mdc	Mcr	Mcv	Mu
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1.16	345.01	38.32	390.94	1,114.25
2	2.20	624.21	69.23	700.23	2,004.03
3	4.40	1114.19	123.07	1,218.51	3,524.25
4	6.60	1469.94	161.53	1,554.84	4,560.66
5	8.80	1678.01	184.60	1,709.22	5,097.28
6	11.00	1745.13	192.30	1,780.44	5,306.35
a	10.28	1,737.94	191.47	1,772.11	5,282.79

Estado Limite de Resisitencia - Viga Externa - Max. Volado

PUNT	X(m)	Mdc	Mcr	Mcv	Mu
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1.16	304.26	13.48	390.94	1,030.46
2	2.20	550.10	24.36	700.23	1,852.08
3	4.40	980.19	43.30	1,218.51	3,251.46
4	6.60	1290.28	56.83	1,554.84	4,198.12
5	8.80	1473.65	64.95	1,709.22	4,684.10
6	11.00	1533.65	67.66	1,780.44	4,877.61
a	10.28	1,527.22	67.37	1,772.11	4,855.71

Estado Limite de Resisitencia - Viga Externa - Min. Volado

PUNT	X(m)	Mdc	Mcr	Mcv	Mu
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1.16	304.26	13.48	390.94	1,030.46
2	2.20	550.10	24.36	700.23	1,852.08
3	4.40	980.19	43.30	1,218.51	3,251.46
4	6.60	1290.28	56.83	1,554.84	4,198.12
5	8.80	1473.65	64.95	1,709.22	4,684.10
6	11.00	1533.65	67.66	1,780.44	4,877.61
a	10.28	1,527.22	67.37	1,772.11	4,855.71

Verificación del Momento Resistente proporcionado por las varillas seleccionadas para el control de la fisuración

$$M_r = \Phi M_n \quad \Phi M_n > M_u$$

Verificamos por ductilidad : $A_s = 15,355.62$
 Si se asume que $a < t_e = 185 \text{ mm}$ $b = 2700$

$a = \beta_1 * c = A_s * f_y / (0.85 * f'_c * b) = 117.09 \text{ mm}$
 $a = 117.09 < 185$ **Toda el ala está en compresión**

$\Phi M_n = \Phi * A_s * f_y * (d - a/2) / 1000000$ $d = 1120$
 $\Phi = 0.9$
 $\Phi M_n = 6,040.33 \text{ kn*m} > M_u = 5,306.35$
Se ratifica el refuerzo colocado

Refuerzo Limite:

$\beta = 0.85$ disminuye 0.05 por cada 7 Mpa de exceso sobre $f'_c = 28 \text{ Mpa}$ $\beta = 0.85 - 0.05 * (f'_c - 28) / 7$
 $\beta = 0.85 - 0.05 * (f'_c - 28) / 7 = 0.882$

Se coloca un refuerzo minimo tal que se cumpla: $\Phi M_n \geq 1.2 * M_{cr}$
 $M_{cr} = f_r * I_g / y$ $M_{cr} = 460.69 \text{ kn*m}$
 $\Phi M_n = 6,040.33 \text{ kn*m} \geq 1.2 * M_{cr} = 552.83$ **Si cumple**

$\rho = A_s / A_g = A_s / (t * b_e + (d - b_e) * b_w) = 0.01739 > 0.00171$ **Se ratifica el refuerzo**
 $\rho_{crit} = A_s / A_g = A_s / (t * b_e + (d - b_e) * b_w) = 0.00345 > 0.00171$ **Se ratifica el refuerzo**

DISEÑO DEL REFUERZO DE CORTE.- Con el estado Limite de Resistencia

Se provee refuerzo transversal cuando la fuerza de corte es: $V_u \geq 0.5 * \Phi * (V_c + V_p)$

$V_p =$ corte por pretensado

$V_c =$ corte nominal del hormigón

$\Phi = 0.90$ (corte)

Refuerzo minimo transversal: $A_v \geq 0.083 * \text{raiz}(f'_c) * b_v * S / f_y$

Espaciamiento maximo.-

Si $v_u < 0.125 * f'_c$, entonces $S_{max} = 0.8 * d_v \leq 600 \text{ mm}$

Si $v_u \geq 0.125 * f'_c$, entonces $S_{max} = 0.4 * d_v \leq 300 \text{ mm}$

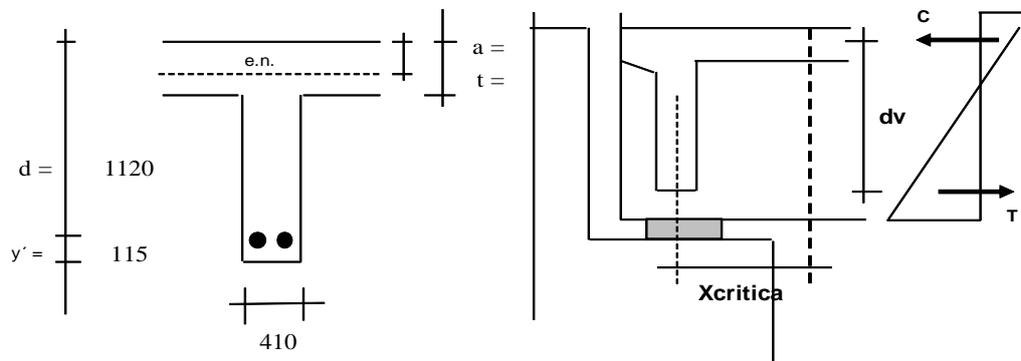
b_v : ancho del alma

d_v : altura efectiva de corte o distancia entre las fuerzas resultantes de compresión y de tensión debidas a flexion.

$d_v = d - a/2$

$d_v \geq 0.9 * d_e$

$d_v \geq 0.72 * h$



Cuando la fuerza de reacción produce compresión en un apoyo, la sección crítica para corte debe ser tomada a una distancia medida por la cara interna del aparato de apoyo igual a:

$$X_{critica} = 0.5 * dv * \cot \theta \quad (\text{A5.8.3.2}) \quad \text{donde } \theta = \text{el ángulo de fisura con la horizontal, por lo general } 45^\circ$$

$$X_{critica} = dv \quad \theta = 45^\circ$$

$$a = \beta_1 * c = A_s * f_y / (0.85 * f'_c * b) = 41.77 \text{ mm}$$

$$d_e = H - \text{esacrifical} - y' = 1177$$

$$dv = d_e - a/2 = 1,156.12$$

$$dv \geq 0.9 * d_e = 1059.3$$

$$dv \geq 0.72 * h = 889.2$$

$$dv = 1,156.12 \text{ mm}$$

$$X_{critica} = 0.5 * dv * \cot \theta = 578.06 \text{ mm}$$

$$X_{critica} = dv = 1,156.12 \text{ mm}$$

$$\text{Pto 1} = 1,157.00 \text{ mm}$$

$$X_{critica} = 1,156.12 \text{ mm}$$

Solicitud de corte para el estado Limite de Resistencia.-

$$V_u = n * r * V$$

$$n = 0.95$$

$$r \text{ (cm)} = 1.25$$

$$r \text{ (cr)} = 1.50$$

$$r \text{ (cv)} = 1.75$$

Viga Interna.-

PUNT	X(m)	L/2 - X (m)	Interna			
			Vdc	Vcr	Vcv (viga)	Vu
0	0.00	11.00	314.24	34.96	452.30	1,174.93
1	1.16	9.84	282.15	31.29	424.95	1,086.11
2	2.20	8.80	253.23	27.97	400.29	1,006.05
3	4.40	6.60	192.21	20.98	348.29	837.17
4	6.60	4.40	131.20	13.99	296.28	668.29
5	8.80	2.20	61.02	6.99	244.27	488.52
6	11.00	0.00	0.00	0.00	192.27	319.64
a	10.28	0.72	19.97	2.29	209.29	374.91

Viga Externa.-

Externa

PUNT	X(m)	L/2 - X (m)	Vdc	Vcr	Vcv (viga)	Vu
0	0.00	11.00	277.32	12.30	399.53	1,011.06
1	1.16	9.84	248.63	11.01	375.37	934.99
2	2.20	8.80	222.77	9.84	353.59	866.41
3	4.40	6.60	168.22	7.38	307.65	721.76
4	6.60	4.40	113.68	4.92	261.71	577.10
5	8.80	2.20	54.55	2.46	215.77	427.01
6	11.00	0.00	0.00	0.00	169.84	282.35
a	10.28	0.72	17.85	0.81	184.87	329.69

De los resultados en el estado limite de resistencia, se encuentra que en la sección crítica el corte y el momento alcanzan los valores de de:

VIGA INTERNA:	Vu critico=	1,086.11 kn		
	Mu critico=	1,114.25 kn*m		
			As critico =	3,043.07
VIGA EXTERNA:	Vu critico=	934.99 kn		
	Mu critico=	1,030.46 kn*m		

Calculo del esfuerzo de corte v_u y la relación $v_u/f'_c < 0.25$

$$v_u = V_u / (\Phi * b_w * d_v) = 2.55 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{A 5.8.2.9})$$

$$v_u / f'_c = 0.108 < 0.25 \text{ SI cumple la relación}$$

Calculo del angulo de fisuración (θ) y de la deformación longitudinal (ξ_x)

Se asume un valor del angulo de fisuración: $\theta = 45^\circ$

Modulo de Elasticidad del acero: $E_s = 200 \text{ Mpa}$

$$\xi_x = (\text{Abs}(\text{Mu}) / d_v + 0.5 * \text{Abs}(V_u) * \cot(\theta)) / (2 * E_s * A_s)$$

$$\text{Viga Interna : } \xi_x = 0.00123793 < 0.001 \text{ NO Cuadro}$$

$$\text{Viga Externa : } \xi_x = 0.00111631 < 0.001 \text{ NO Cuadro}$$

Determinación de los valores θ y β (A 5.8.3.4.2)

Para valores relativamente pequeños de v_u / f'_c , mientras $\xi_x \leq 0.001$ se puede encontrar el valor óptimo del ángulo de fisuración θ cuando β se convierte en un máximo. Utilizando la tabla de valores de θ y β proporcionados AASHTO, procedemos en forma iterativa.

Valores de θ y β para secciones con refuerzo transversal (Tabla 5.8.3.4.2-1 AASHTO)

v_u/f'_c		ξ_x								
		$< -0.2 \times 10^{-4}$	$< -0.1 \times 10^{-4}$	$< -0.05 \times 10^{-4}$	$< 0.00 \times 10^{-4}$	$< 0.125 \times 10^{-4}$	$< 0.125 \times 10^{-4}$	$< 0.50 \times 10^{-4}$	$< 0.75 \times 10^{-4}$	$< 1.00 \times 10^{-4}$
≤ 0.075	θ	22.30	20.40	21.00	21.80	24.30	26.60	30.50	33.70	36.40
	β	6.32	4.75	4.10	3.75	3.24	2.94	2.59	2.38	2.23
≤ 0.100	θ	18.10	20.40	21.40	22.50	24.90	27.10	30.80	34.00	36.70
	β	3.79	3.38	3.24	3.14	2.91	2.75	2.50	2.32	2.18
≤ 0.125	θ	19.90	21.90	22.80	23.70	25.90	27.90	31.40	34.40	37.00
	β	3.18	2.99	2.94	2.87	2.74	2.62	2.42	2.26	2.13
≤ 0.150	θ	21.60	23.30	24.20	25.00	26.90	28.80	32.10	34.90	37.30
	β	2.88	2.79	2.78	2.72	2.60	2.52	2.36	2.21	2.08
≤ 0.175	θ	23.20	24.70	25.50	26.20	28.00	29.70	32.70	35.20	36.80
	β	2.73	2.66	2.65	2.60	2.52	2.44	2.25	2.14	1.96
≤ 0.200	θ	24.70	26.10	26.70	27.40	29.00	30.60	32.80	34.50	36.10
	β	2.63	2.59	2.52	2.51	2.43	2.37	2.14	1.94	1.79
≤ 0.225	θ	26.10	27.30	27.90	28.50	30.00	30.80	32.30	34.00	35.70
	β	2.53	2.45	2.42	2.40	2.34	2.14	1.86	1.73	1.64
≤ 0.250	θ	27.50	28.60	29.10	29.70	30.60	31.30	32.80	34.30	35.80
	β	2.36	2.39	2.33	2.33	2.12	1.93	1.70	1.58	1.50

Primera Iteración: Entramos al cuadro con los valores obtenidos para la viga Interna.

$$\begin{array}{l} v_u / f'_c = 0.1082 \quad \rightarrow \quad \theta = 36.4 \\ \text{Viga Interna : } \xi_x = 0.00124 \quad \rightarrow \quad \beta = 2.23 \end{array}$$

Segunda Iteración: Con el valor de θ determinado en la iteración anterior recalculamos la nueva deformación longitudinal ξ_x para luego ingresar al cuadro y efectuar una segunda lectura de valores de θ y β

$$\begin{array}{l} v_u / f'_c = 0.108 \quad \rightarrow \quad \theta = 45 \\ \text{Viga Interna : } \xi_x = 0.0014 > 0.001 \quad \rightarrow \quad \beta = 2 \end{array}$$

Tercera Iteración: Con el valor de θ determinado en la iteración anterior recalculamos la nueva deformación longitudinal ξ_x para luego ingresar al cuadro y efectuar una segunda lectura de valores de θ y β

$$\begin{array}{l} v_u / f'_c = 0.108 \quad \rightarrow \quad \theta = 45 \\ \text{Viga Interna : } \xi_x = 0.00124 > 0.001 \quad \rightarrow \quad \beta = 2 \end{array}$$

Al comparar los resultados de las dos últimas iteraciones, se observa que los valores son muy similares, por lo tanto se puede asumir :

$$\begin{array}{l} \theta = 45 \\ \beta = 2 \end{array}$$

Esfuerzo nominal al corte : $V_n = V_c + V_s$, por lo tanto el corte en el refuerzo es: $V_s = V_n - V_c$
donde $V_n = V_u / \Phi_{\text{corte}} (0.9)$, y $V_c = 0.083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_v \cdot d_v \cdot 0.7$ $V_c = 267.18$
Se colocara estribo de $\Phi = 12$ mm, por lo tanto se necesita establecer el espaciamiento requerido
 $\Phi = 12$ Av = 226.19 mm²
 $S \leq Av \cdot f_y / 0.083 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_v$ S <= 564.22

Viga Externa.-

PUNT	X(m)	Vu	Vn	Vs	Scalculo	Scolocado
0	0.00	1011.06	1,123.40	856.23	125.76	126.00
1	1.16	934.99	1,038.88	771.70	139.53	140.00
2	2.20	866.41	962.68	695.50	154.82	155.00
3	4.40	721.76	801.95	534.78	201.35	201.00
4	6.60	577.10	641.22	374.05	287.87	288.00
5	8.80	427.01	474.45	207.27	519.49	420.00
6	11.00	282.35	313.72	46.55	2,313.24	420.00
a	10.28	329.69	366.33	99.15	1,086.00	420.00

Scalculado $\leq Av \cdot f_y \cdot d_v / V_s \cdot \cot \theta$

Si $v_u < 0.125 \cdot f'c$, entonces $S_{\text{max}} = 0.8 \cdot d_v \leq 600 \text{mm}$

Si $v_u \geq 0.125 \cdot f'c$, entonces $S_{\text{max}} = 0.4 \cdot d_v \leq 300 \text{mm}$

$v_u = 2.55 < 2.94$ $S_{\text{max}} = 924.89 \text{ mm}$
 $S_{\text{max}} = 600.00 \text{ mm}$
 $S_{\text{max}} \leq \text{Dimensión del elemento} = 410.00 \text{ mm}$ Mayorar = 1.2
El menor de los $S_{\text{max}} = 492.00$ 420 $S_{\text{max}} = 492.00$

Verificación de la demanda de corte al refuerzo longitudinal.-

De esta verificación se confirma o no la separación entre estribos o en su defecto si es o no necesario aumentar el refuerzo principal para satisfacer la demanda del refuerzo de corte.

$A_s \cdot f_y \geq M_u / (d_v \cdot \Phi_{\text{flex}}) + (V_u / \Phi_{\text{corte}} - 0.5 \cdot V_s) \cdot \cot \theta$

$A_s \cdot f_y = 3,974.23 \text{ kn}$

$M_u / (d_v \cdot \Phi_{\text{flex}}) + (V_u / \Phi_{\text{corte}} - 0.5 \cdot V_s) \cdot \cot \theta = 1,891.82$

$3,974.23 \geq 1,891.82$

La capacidad resistente de la armadura longitudinal es **SUPERIOR** a la demanda de corte.

Por lo tanto **NO** se requiere incrementar la armadura longitudinal **NI DISMINUIR** la separación de los estribos.

6.5.- DESARROLLO DE UNA APLICACIÓN INFORMÁTICA EN MATLAB

```
%CÁLCULO DE PUENTES HS MTOP
clc;
clear;
disp(' ');
disp('C Á L C U L O   D E   P U E N T E S   T I P O   H S
M T O P');
disp(' ');
disp(' ');
disp('Ingresar las Condiciones y Propiedades del Puente ( Tn
- m )');
disp(' ');
disp(' ');
LP=input('Longitud del Puente max 33 m = ');
disp(' ');
NC=input('Numero de Carriles max 2 = ');
disp(' ');
%CONFIGURACION ESTRUCTURAL
if NC==1
%Número de Vigas del Puente MTOP
NVP=3;
%Sección Transversal del Puente MTOP
SEC=6.5;
else
%Número de Vigas del Puente MTOP
NVP=5;
%Sección Transversal del Puente MTOP
SEC=10;
end
%Condiciones MTOP Esfuerzos Mínimos de los Materiales
%Hormigón
FC=280;
%Acero de Refuerzo
```

```

FY=4200;
%Separación de Vigas para el Puente
SL=2.0;
%Peso Específico del Hormigón Hidráulico
PEH=2.4;
%Peso Específico del hormigón Asphaltico
PEA=2.3;
%CARGAS DE DISEÑO SEGUN HS MTOP
%Eje Delantero una Rueda
ED=2.5;
%Eje Posterior Una Rueda
EP=10;
%Carga Equivalente Uniforme Distribuida
CEQ=.953;
%Carga Puntual para el Cálculo de Momentos
CPM=8.20;
%Carga Puntual para el Cálculo de Cortantes
CPV=11.80;
%Factor de Impacto
II=0.30;
%DIMENSIONAMIENTO cm
%Altura de las Vigas del Puente
HV=(LP+2.75)/18;
HV=fix(HV*100/5);
HV=HV*5;
BV=HV/3;
BV=fix(BV/5);
BV=BV*5;
%Peralte de la Losa Considerando Fisuración
PL=20;
%Espesor de la Carpeta de Rodadura
CR=5;
%DISEÑO DE LA LOSA
%Cuantificación de carga Muerta
CM=PL/100*PEH+CR/100*PEA;

```

```

%Cálculo de Momento por Carga Muerta
MCM=CM*SL^2/10;
%Cálculo de Momento por Carga Viva
MCV=(SL+0.61)/9.75*EP;
%Cálculo de Momento por Impacto de Carga Viva
MCVI=II*MCV;
%Momento Ultimo de Diseño Condición Desfavorable
MUDL=1.3*(MCM+1.67*(MCV+MCVI));
%CÁLCULO DE LA ARMADURA
%Porcentaje Mínimo de Acero
PMIN=0.0033;
%Porcentaje Máximo de Acero
PMAX=0.016;
%Cálculo del Porcentaje Requerido para la Losa
K=MUDL*100000/(0.9*FC*BV*(HV-5)^2);
if K>0.424
K=0.424;
else
K;
end
PCAL=FC/FY*(1-sqrt(1-2.36*K))/1.18;
if PCAL>PMAX
PCAL=PMAX;
elseif PCAL<PMIN
PCAL=PMIN;
else
PCAL;
end
%ACERO LONGITUDINAL EN LA LOSA
ASL=PCAL*100*17;
%ACERO TRANSVERSAL EN LA LOSA
ASLD=0.67*ASL;
%DISEÑO DE LA VIGA
%Cuantificación de Carga Muerta en la Viga

```

```

CMV=(2*0.55+PL/100*SEC*PEH+CR/100*SEC*PEA)/NVP+BV/100*HV/100
*PEH;
%Cálculo de Momento por Carga Muerta
MCMV=(CMV*LP^2)/8;
%Cálculo de Momento por Carga Viva
MCVV=CEQ*LP^2/8+CPM*LP/4;
%Cálculo de Momento por Impacto de Carga Viva
MCVVI=II*MCVV;
%Momento Último de Diseño Condición Desfavorable
MUDV=1.3*(MCMV+1.67*(MCVV+MCVVI));
%DISEÑO A FLEXION
%Porcentaje Mínimo de Acero
PMIN=0.0033;
%Porcentaje Máximo de Acero
PMAX=0.016;
%Cálculo del Porcentaje Requerido para la Viga
K=MUDV*100000/(0.9*FC*BV*(HV-5)^2);
if K>0.424
K=0.424;
else
K;
end
PCAL=FC/FY*(1-sqrt(1-2.36*K))/1.18;
if PCAL>PMAX
PCAL=PMAX;
elseif PCAL<PMIN
PCAL=PMIN;
else
PCAL;
end
%ACERO LONGITUDINAL EN LA LOSA
ASLV=PCAL*BV*(HV-5);
% DISEÑO A CORTE
VCDV=0.55*sqrt(FC)*BV*(HV-5)/1000;
VCMV=(CMV*LP)/2;

```

```

VCVV=CEQ*LP/2+CPV/2;
VCVVI=II*VCVV;
VUDV=1.3*(VCMV+1.67*(VCVV+VCVVI));
VS=(VUDV-VCDV)/0.85;
%SE UTILIZAN VARILLAS DE 12mm
EDVV=2.26*FY*(HV-5)/(VS*1000);
EDVV=fix(EDVV/5);
EDVV=EDVV*5;
disp(' ');
disp('                               R e p o r t e   d e l   C á l c u l
o');

disp(' ');disp('Geometría de la Sección del Puente
');disp(' ');
disp(' Numero de Vigas ');
disp(' ');disp(NVP);
disp(' Ancho del tablero m ');
disp(' ');disp(SEC);
disp(' Separación entre ejes de Viga ')
disp(' ');disp(SL);
disp(' Altura de Losa cm')
disp(' ');disp(PL);
disp(' Área de Acero Principal Losa cm2')
disp(' ');disp(ASL);
disp(' Área de Acero Distribución de Losa cm2')
disp(' ');disp(ASLD);
disp(' Base de Viga cm')
disp(' ');disp(BV);
disp(' Altura de Viga cm')
disp(' ');disp(HV);
disp(' Momento Máximo de Diseño Tn-m')
disp(' ');disp(MUDV);
disp(' Área de Acero Calculada cm2')
disp(' ');disp(ASLV);
disp(' Cortante Máximo de Diseño Tn')

```

```
disp(' ');disp(VUDV);  
disp(' Separación de Estribos cm')  
disp(' ');disp(EDVV);  
  
disp('                               F i n   d e l   C á l c u l o');
```

6.6.- RESULTADOS OBTENIDOS EJECUTANDO LA RUTINA DE CÁLCULO

C Á L C U L O D E P U E N T E S T I P O H S M T O P

Ingresar las Condiciones y Propiedades del Puente (Tn - m)

Longitud del Puente max 33 m = 15.5

Número de Carriles max 2 = 1

R e p o r t e d e l C á l c u l o

Geometría de la Sección del Puente

Numero de Vigas

3

Ancho del tablero m

6.5000

Separación entre ejes de Viga

2

Altura de Losa cm

20

Área de Acero Principal Losa cm²

5.6100

Área de Acero Distribución de Losa cm²

3.7587

Base de Viga cm

30

Altura de Viga cm

100

Momento Máximo de Diseño Tn-m

263.2062

Área de Acero Calculada cm²

45.6000

Cortante Máximo de Diseño Tn

61.4329

Separación de Estribos cm

20

F i n d e l C á l c u l o

BIBLIOGRAFIA

El presente trabajo fue realizado tomando como referencia los textos y ejemplos según el caso de los siguientes libros y sitios web, la mayor parte de ésta tesis fue realizada como resumen y en casos complementando la información contenida en dos o más de las referencias citadas a continuación.

En conceptos tomados textualmente de una obra este se presenta entre comillas.

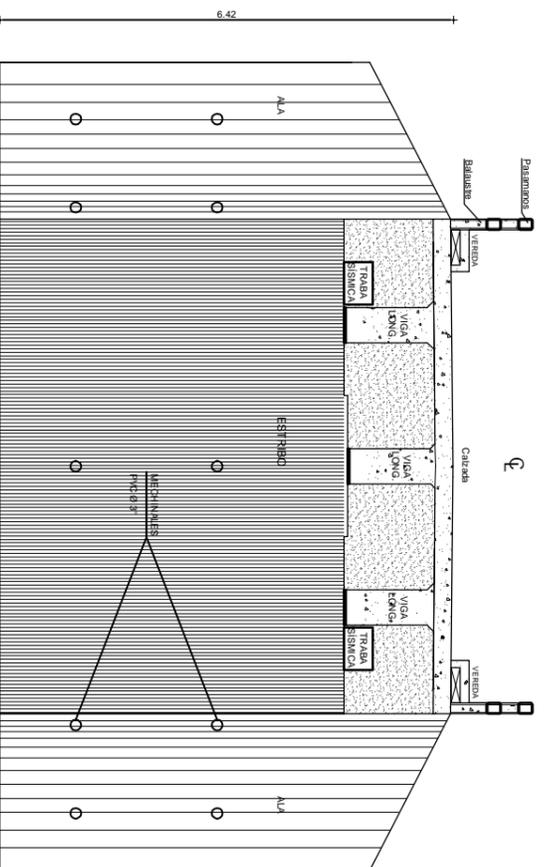
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. ELEMENTOS DE PUENTES. Hidalgo Gustavo.
2. MANUAL DE CALCULO Y DISEÑO DE PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO. Hidalgo Gustavo.
3. PUENTES. Sandoval S. Alejandro.
4. MECANICA DE SUELOS I Y II. Juárez Badillo – Rico Rodríguez.
5. VIAS DE COMUNICACIÓN. Crespo Carlos.
6. MANUAL DE HIDRÁULICA. Netto Azevedo.
7. CONCEPCIÓN DE PUENTES. Grattesat Guy.
8. TOPOGRAFÍA. Torres Alvaro – Villate Eduardo.
9. HIDRÁULICA DE LOS CANALES ABIERTOS. Ven Te Chow.
10. MANUAL DEL INGENIERO CIVIL. Merritt Frederick.
11. MUROS DE CONTENCIÓN. Barros José.
12. COSTO TIEMPO EN EDIFICACIONES. Suarez – Salazar.
13. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO. Nilson Arthur
14. HORMIGÓN ARMADO. Montoya – Meseguer – Morán.
15. TEORIA DEL CONCRETO REFORZADO. Ferguson Phil.
16. MANUAL DE LA CONSTRUCCIÓN CON CONCRETO. Waddel – Dobrowski.
17. MUROS DE CONTENCIÓN. Izurieta Jaime – Garzó Carlos.

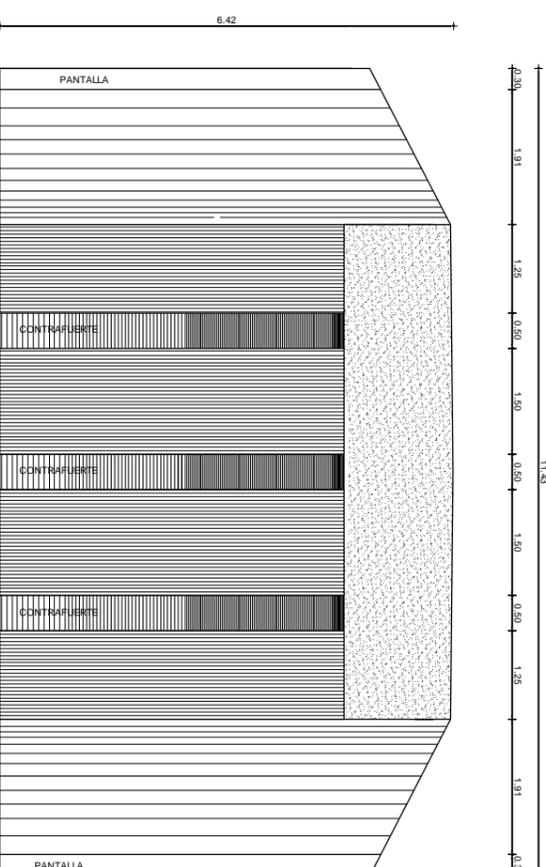
SITIOS WEB DE CONSULTA RELACIONADOS AL TEMA

1. www.espe.edu.ec/publicaciones/academicas/puentes/puentes.htm
2. www.construaprende.com
3. www.bibciv.ucla.edu.ue
4. www.bridge.com
5. www.dtop.gov.pr/ACT/Puentes
6. www.cedex.es/cedex/central/
7. www.geocities.com/capecnaveal/galaxy/2208/vigas
8. www.multcalc.com.br/homee.htm
9. www.cya-ingenieria.com.ar
10. www.vela.edu.ve/dcivil/d-estruc.htm
11. www.civileng.com
12. www.ing.puc.cl
13. www.construnet.com.ar/links/univ.htm
14. www.singnet.com.sg/~icyh1955/civil.html
15. www.udc.es/caminos/civil.htm
16. www.soloarquitectura.com
17. www.pubs.asce.org/
18. www.chilnet.cl/rubros/ingeni14.htm
19. www.constructworld.com/
20. www.virtualengineer.com/vengulibl.htm
21. www.aci-int.org/
22. www.fi.uba.ar/
23. www.asce.org/
24. www.concrete.it/spagnolo/concrete.esp.html

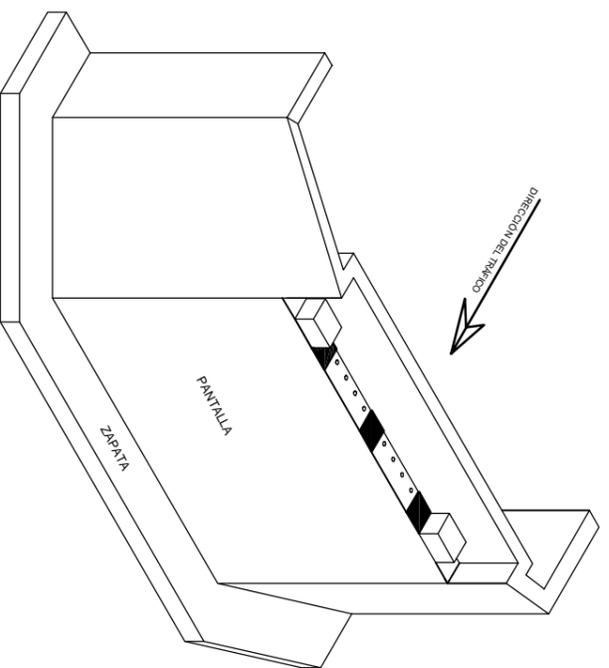
ANEXOS



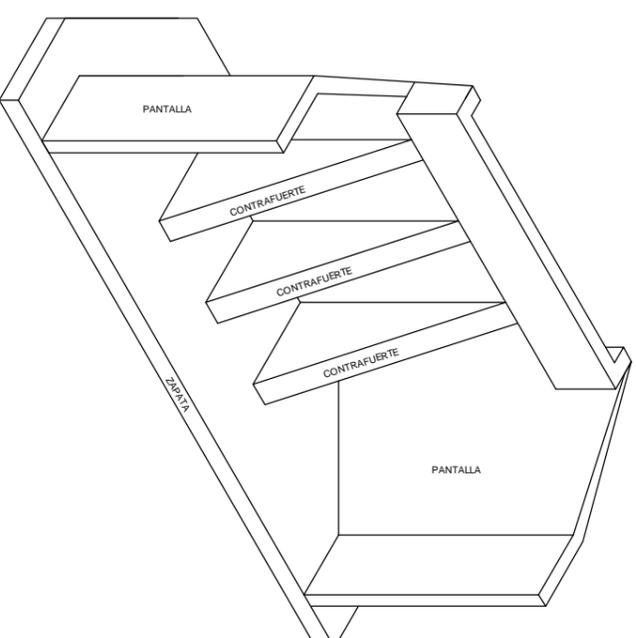
VISTA FRONTAL DEL ESTRIBO
ESCALA 1:300



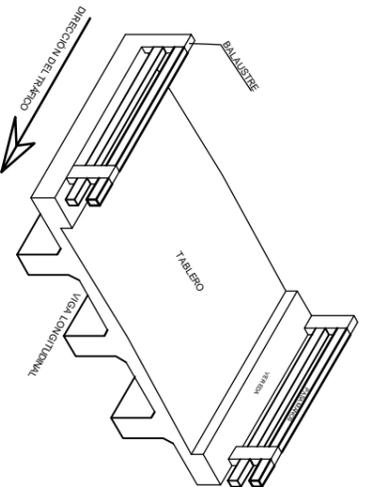
VISTA POSTERIOR DEL ESTRIBO
ESCALA 1:300



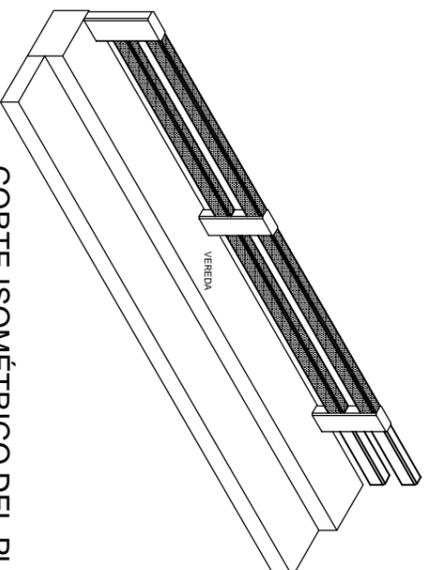
VISTA ISOMÉTRICA DEL ESTRIBO Y TABLERO DEL PUENTE
ESCALA 1:100



VISTA ISOMÉTRICA DE CONTRAFUERTE Y PANTALLA DEL PUENTE
ESCALA 1:100



CORTE ISOMÉTRICO DEL PUENTE
ESCALA 1:100



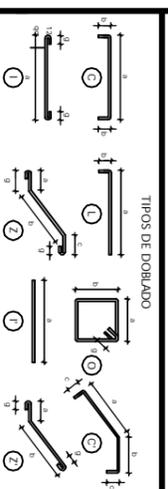
CORTE ISOMÉTRICO DEL PUENTE
ESCALA 1:100

PLANILLA DE HIERRO

ACERO CORUGADO

MA	TIPO	Ø	Nº	Ø	B	d	Comida	LONGITUD	RECORTE	LONGITUD	Nº	OBSERVACIONES

RESUMEN DE HIERRO EN LAMINA	ESPECIFICACIONES TECNICAS
<p>LOGIC: 1. El acero debe tener un espesor mínimo de 3mm.</p> <p>2. El acero debe tener un espesor mínimo de 4mm.</p> <p>3. Los niveles mínimos de corrosión serán los indicados en el anexo 1.</p> <p>4. La capacidad del acero que se utiliza se verificará que se cumple en el sitio.</p> <p>5. Cualquier cambio o modificación en el diseño estructural será consultado con el diseñador por escrito.</p>	<p>1. El acero debe tener un espesor mínimo de 3mm.</p> <p>2. El acero debe tener un espesor mínimo de 4mm.</p> <p>3. Los niveles mínimos de corrosión serán los indicados en el anexo 1.</p> <p>4. La capacidad del acero que se utiliza se verificará que se cumple en el sitio.</p> <p>5. Cualquier cambio o modificación en el diseño estructural será consultado con el diseñador por escrito.</p>



RESUMEN DE HIERRO EN LAMINA	RESUMEN DE HIERRO EN ESTRIBOS																												
<table border="1"> <thead> <tr> <th>TIPO</th> <th>Ø</th> <th>Nº</th> <th>LONGITUD</th> <th>RECORTE</th> <th>LONGITUD</th> <th>Nº</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	TIPO	Ø	Nº	LONGITUD	RECORTE	LONGITUD	Nº								<table border="1"> <thead> <tr> <th>TIPO</th> <th>Ø</th> <th>Nº</th> <th>LONGITUD</th> <th>RECORTE</th> <th>LONGITUD</th> <th>Nº</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	TIPO	Ø	Nº	LONGITUD	RECORTE	LONGITUD	Nº							
TIPO	Ø	Nº	LONGITUD	RECORTE	LONGITUD	Nº																							
TIPO	Ø	Nº	LONGITUD	RECORTE	LONGITUD	Nº																							

OBSERVACIONES:

1.- El diseñador debe tener un espesor mínimo de 3mm.

2.- El acero debe tener un espesor mínimo de 4mm.

3.- Los niveles mínimos de corrosión serán los indicados en el anexo 1.

4.- La capacidad del acero que se utiliza se verificará que se cumple en el sitio.

5.- Cualquier cambio o modificación en el diseño estructural será consultado con el diseñador por escrito.

APROBACION MUNICIPAL

UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
EL PROCESO DE CALCULO EN EL DISEÑO DE PUENTES SOBRE VIGAS EN EL CONSENDO PROVINCIAL DE PASTAZA

ESCALAS INDICADAS
LAMINA ESTRUCTURAL
2/4

CONTIENE: VISTA DEL ESTRIBO, VISTA POSTERIOR DEL ESTRIBO, CORTES ISOMÉTRICOS DEL PUENTE, CORTES ISOMÉTRICOS DEL CONTRAFUERTE Y PANTALLA DEL PUENTE.

EGDO. ALEXIS ALVAREZ
ING. JUAN GARCÉS
MAYO DE 2012
ALEXIS ALVAREZ

