



UNIVERSIDAD VILLA RICA

**ESTUDIOS INCORPORADOS A LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO
GEOMÉTRICO Y EL DISEÑO COMPLETO DE
PAVIMENTOS DE UN PUENTE VEHICULAR”**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

MARCO ANTONIO GONZÁLEZ BUENROSTRO

Director de Tesis
ING. JUAN SISQUELLA MORANTE

Revisor de Tesis
ING. JOSE VLADIMIRO SALAZAR SIQUEIROS

BOCA DEL RÍO, VER.

2011



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

A mi madre. Gracias por ser mi roca, mi fuerza y mi coraje.

INDICE

Introducción	1
Capítulo 1. Metodología	2
1.1. Planteamiento del problema	2
1.2. Objetivo	3
1.2.1. Objetivo General	3
1.3. Justificación	3
Capítulo 2. Marco Teórico	4
2.1. Definición de un puente	4
2.2. Historia de los puentes	5
2.3. Tipos de puentes	7
2.4. Puentes decorativos y ceremoniales	7
2.5. Taxonomía estructural y evolucionaria	7
2.6. Eficiencia	8
2.7. Instalaciones Especiales	9
2.8. Materiales	9
Capítulo 3. Ubicación del Proyecto	11

3.1. Ubicación Geográfica	11
Capítulo 4. Diseño Geométrico	13
4.1. Normas Generales para el Alineamiento Horizontal y Vertical	13
4.2. Combinación de los Alineamientos Horizontal y Vertical	16
4.3. Parámetros del Proyecto	17
4.3.1. Los Vehículos de Diseño	17
4.3.2. Velocidad de Proyecto	22
4.3.3. Distancia de Visibilidad de Parada	24
4.3.4. Alineamiento Vertical	26
4.3.4.1. Pendiente	26
4.3.4.2. Curvas Verticales	27
4.4. El Proyecto	30
4.5. Elementos del Proyecto	34
4.5.1. Rampas de Acceso	34
4.5.2. Señalamientos	34
4.5.2.1. Señalamientos Preventivos	34
4.5.2.2. Señalamientos Restrictivos	37
4.5.2.3. Señalamientos Informativos	40
Capítulo 5. Diseño de Pavimento	42
5.1. Pavimentos Flexibles	42
5.1.1. Esfuerzos en Pavimentos Flexibles	44
5.1.2. Tipos de Fallas	45
5.1.3. Tecnologías para el proyecto de Pavimentos Flexibles	47

5.1.4. Bases y Sub-bases	47
5.1.5. Procedimientos para construir carpetas de concreto asfáltico	48
5.1.6. Carpetas Asfálticas	48
5.1.7. Materiales Asfálticos	49
5.1.8. Mezclas Asfálticas	49
5.2. Pavimentos Rígidos	50
5.2.1. Losas de Concreto Hidráulico	52
5.2.2. Esfuerzos en Pavimentos Rígidos	53
5.3. Diseño del Pavimento	56
5.3.1. Método AASHTO	57
5.3.1.1. Prueba de pavimentación AASHTO	57
5.3.1.2. Formulación del método de diseño	57
5.3.1.3. Evolución de la guía AASHTO	58
5.3.1.4. Variables del método de diseño	59
5.3.2. Método PCA	69
5.3.2.1. Formulación del método de diseño	69
5.3.2.2. Variables del método de diseño	71
5.3.3. Comparativa entre los métodos de diseño	72
Capítulo 6. Conclusiones	74
Bibliografía	76
Apéndices	
Anexo A. Memoria de Cálculo	77
Anexo B. Reporte Fotográfico	87

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Clasificación general de los vehículos	19
Tabla 2. Características de los vehículos de proyecto	21
Tabla 3. Velocidad de proyecto	23
Tabla 4. Relación entre pendiente máxima y velocidad de proyecto	25
Tabla 5. Coeficiente de fricción longitudinal en el frenado	25
Tabla 6. Niveles de velocidad máxima permitida	27
Tabla 7. Clasificación y características de las carreteras	32
Tabla 8. Relación entre velocidad y distancia de colocación de señalamientos	34
Tabla 9. Dimensiones permitidas para señalamientos preventivos	35
Tabla 10. Dimensiones permitidas para señalamientos restrictivos	37
Tabla 11. Clasificación de los señalamientos informativos	40
Tabla 12. Elementos para el diseño del pavimento	56
Tabla 13. Tránsito diario promedio anual	56
Tabla 14. Serviciabilidad inicial recomendada por la AASHTO	60
Tabla 15. Serviciabilidad final recomendada por la AASHTO	60
Tabla 16. Valores recomendados para el módulo de ruptura	64

Tabla 17. Confiabilidad recomendada para México	67
Tabla 18. Desviación estándar recomendada por la AASHTO	68
Tabla 19. Espesores calculados con el método AASHTO	69
Tabla 20. Espesores calculados con el método PCA	72
Tabla 21. Aforo Vehicular	77
Tabla 22. Ejes sencillos equivalentes.	78
Tabla 23. Separación en cm, según la distancia al extremo libre	79
Tabla 20. Espesores calculados con el método PCA	71
Tabla 20. Espesores calculados con el método PCA	71
Tabla 21. Aforo Vehicular	77
Tabla 22. Ejes Sencillos Equivalentes	78
Tabla 23. Separación en centímetros según la distancia al extremo libre	79
Tabla 24. Aforo Vehicular	83
Tabla 25. Separación en centímetros según la distancia al extremo libre	84

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Dimensiones de los vehículos ligeros y pesados	20
Figura 2. Proyecto	33
Figura 3. Señalamientos preventivos	35
Figura 4. Ubicación de señalamientos preventivos en el proyecto	36
Figura 5. Señalamientos restrictivos	38
Figura 6. Ubicación de señalamientos restrictivos en el proyecto	39
Figura 7. Estructuración de un pavimento flexible	43
Figura 8. Estructuración de un pavimento flexible con base rigidizada	43
Figura 9. Estructuración de un pavimento rígido	51
Figura 10. Esfuerzos en una esquina	53
Figura 11. Esfuerzos en el centro y en una orilla	54
Figura 12. Esfuerzo en el centro	55
Figura 13. Detalle de una junta constructiva	62
Figura 14. Soporte lateral	63
Figura 15. Prueba de resistencia	64
Figura 16. Prueba de placa	66

Figura 17. Espesores calculados con el método AASHTO	69
Figura 18. Espesores calculados con el método PCA	72
Figura 19. Croquis esquemático de la junta y barras de amarre	79
Figura 20. Detalle de junta de contracción transversal	80
Figura 21. Detalle de junta longitudinal	80
Figura 22. Detalle de junta de construcción	81
Figura 23. Croquis esquemático de la junta y barras de amarre	85
Figura 24. Detalle de junta de contracción transversal	85
Figura 25. Detalle de junta longitudinal	86
Figura 26. Detalle de junta de construcción	86

LISTA DE IMÁGENES

Imagen 1. Ubicación geográfica del proyecto	12
Imagen 2. Fotografía de la situación actual del sitio	12
Imagen 3. Situación actual del sitio	87
Imagen 4. Situación actual del sitio	87
Imagen 4. Situación actual del sitio	88
Imagen 6. Situación actual del sitio	88
Imagen 7. Situación actual del sitio	89
Imagen 8. Situación actual del sitio	89
Imagen 9. Situación actual del sitio	90
Imagen 10. Situación actual del sitio	90
Imagen 11. Situación actual del sitio	91
Imagen 12. Situación actual del sitio	91
Imagen 13. Situación actual del sitio	92

INTRODUCCIÓN

Desde los comienzos de mis estudios en Ingeniería Civil siempre me ha interesado el desarrollo de las vías terrestres. Ese medio el cual hace que una ciudad pueda ser funcional en todos sus aspectos, desde el comercio hasta la comunicación.

Las vías terrestres van evolucionando para permitir la eficiencia de las ciudades, y su crecimiento va de la mano. Cuando las ciudades son pequeñas sus vías terrestres son pequeñas. De tal manera que éstas últimas van creciendo de terracerías a pavimentos y éstos se complementan con puentes vehiculares y distribuidores viales.

En el desarrollo de este trabajo se intenta dar solución una vialidad muy transitada en la ciudad de Veracruz la cual es la Avenida Díaz Mirón. Esta avenida corre de norte a sur desde el centro del Puerto de Veracruz hasta su conurbación con Boca del Río.

La solución propuesta es la construcción de un puente vehicular ubicado en la Avenida Díaz Mirón y el cruce con su similar Simón Bolívar. A continuación se tratan los aspectos fundamentales para el diseño geométrico del puente y se hace una propuesta concreta sobre el pavimento a utilizar.

Capítulo 1. Metodología

1.1. Planteamiento del Problema

A lo largo del desarrollo urbano del Puerto de Veracruz se ha presentado un considerable incremento poblacional, lo cual se traduce en necesidades. Primeramente las necesidades son de vivienda, trabajo, educación y servicios, y es en ésta última donde encontramos la necesidad de vías de comunicación.

El trazo urbano de Veracruz ofrece muchísimas carencias en cuanto a vías de comunicación ya que no estaba planeado para tal crecimiento demográfico. Contamos en la zona conurbada de Veracruz-Boca del Río con pocas avenidas amplias con recorrido de sur a norte y norte a sur, pero es muchísimo más notable la escases de avenidas amplias de este a oeste y oeste a este.

Esta escases de avenidas amplias que crucen la ciudad se traduce en escases de flujo, provocando así serios embotellamientos viales por toda la ciudad en las horas pico.

1.2. Objetivo

1.2.1. Objetivo general

El objetivo general de este trabajo de investigación, pretende ampliar los conocimientos del que suscribe, así también como de toda aquella persona que tenga contacto con este trabajo. Se deberá comprender detalladamente todo el procedimiento de un buen desarrollo para el diseño geométrico de un puente, así también como anteriormente se dijo obtener resultados que puedan dar una mayor comprensión que ayuden en el análisis y diseño de un puente.

1.3. Justificación

Es conocido que una manera de agilizar el flujo vehicular en una avenida es mediante la construcción de puentes vehiculares, los cuales puedan permitir la desaparición de semáforos en los sentidos principales y la agilización del tránsito en los sentidos secundarios.

Este tipo de solución es muy socorrida en el Puerto de Veracruz y tenemos varios ejemplos de ella por los cuales transitamos todos los días y han hecho que la fluidez de la ciudad sea mejor, más no está resuelto completamente el problema.

La importancia de los puentes vehiculares como solución al problema del tráfico en la ciudad no podría lograrse sin el adecuado diseño de los mismos, lo cual es de suma importancia en la presentación de éste trabajo, en el cuál se diseñará la cimentación de un puente vehicular destinado a la fluidez del tránsito de sur a norte y norte a sur de la ciudad de Veracruz.

Capítulo 2. Marco Teórico

2.1. Definición de un puente

Un puente, no solo es una estructura de ingeniería para conectar dos extremos, éste es mucho más que eso. Un puente es cultura, educación, salud, comunicación, trabajo, conectividad, desarrollo, sociabilidad e historia.

Un puente es una construcción, por lo general artificial, que permite salvar un accidente geográfico o cualquier otro obstáculo físico como un río, un cañón, un valle, un camino, una vía férrea, un cuerpo de agua, o cualquier obstrucción. El diseño de cada puente varía dependiendo de su función y la naturaleza del terreno sobre el que el puente es construido. Su proyecto y su cálculo pertenecen a la ingeniería estructural, siendo numerosos los tipos de diseños que se han aplicado a lo largo de la historia, influidos por los materiales disponibles, las técnicas desarrolladas y las consideraciones económicas, entre otros factores.

2.2. Historia de los puentes

Los puentes tienen su origen en la misma prehistoria. Posiblemente el primer puente de la historia fue un árbol que usó un hombre prehistórico para conectar las dos orillas de un río. También utilizaron losas de piedra para arroyos pequeños cuando no había árboles cerca. Los siguientes puentes fueron arcos hechos con troncos o tablones y eventualmente con piedras, usando un soporte simple y colocando vigas transversales. La mayoría de estos primeros puentes eran muy pobremente contruidos y raramente soportaban cargas pesadas. Fue esta insuficiencia la que llevó al desarrollo de mejores puentes. El arco fue usado por primera vez por el Imperio romano para puentes y acueductos, algunos de los cuales todavía se mantienen en pie. Los puentes basados en arcos podían soportar condiciones que antes se habrían llevado por delante a cualquier puente.

Un ejemplo de esto es el Puente de Alcántara, construido sobre el Río Tajo, cerca de Portugal. La mayoría de los puentes anteriores habrían sido barridos por la fuerte corriente. Los romanos también usaban cemento, que reducía la variación de la fuerza que tenía la piedra natural. Un tipo de cemento, llamado pozzolana consistía en agua, lima, arena y roca volcánica. Los puentes de ladrillo y mortero fueron contruidos después de la era romana, ya que la tecnología del cemento se perdió y más tarde fue redescubierta.

Los puentes de cuerdas, un tipo sencillo de puentes suspendidos, fueron usados por la civilización Inca en los Andes de Sudamérica, justo antes de la colonización europea en el siglo XVI.

Después de esto, la construcción de puentes no sufrió cambios sustanciales durante mucho tiempo. La piedra y la madera se utilizaban prácticamente de la misma manera durante la época napoleónica que durante el reinado de Julio César, incluso mucho tiempo antes. La construcción de los puentes fue evolucionando conforme la necesidad que de ellos se sentía. Cuando Roma empezó a conquistar la mayor parte del mundo conocido, iban levantando puentes de madera más o menos permanentes; cuando construyeron calzadas pavimentadas, alzaron puentes de piedra labrada.

A la caída del Imperio romano el arte sufrió un gran retroceso, durante más de seis siglos. El hombre medieval veía en los ríos una defensa natural contra las invasiones, por lo que no consideraba necesario la construcción de los medios para salvarlos. El puente era un punto débil en el sistema defensivo feudal. Por lo tanto muchos de los que estaban contruidos fueron desmantelados, y los pocos que quedaron estaban protegidos con fortificaciones.

Durante el siglo XVIII hubo muchas innovaciones en el diseño de puentes con vigas por parte de Hans Ulrich, Johannes Grubenmann, y otros. El primer libro de ingeniería para la construcción de puentes fue escrito por Hubert Gautier en 1716.

Con la Revolución industrial en el siglo XIX, los sistemas de celosía de hierro forjado fueron desarrollados para puentes más grandes, pero el hierro no tenía la fuerza elástica para soportar grandes cargas. Con la llegada del acero, que tiene un alto límite elástico, fueron contruidos puentes mucho más largos, muchos utilizando las ideas de Gustave Eiffel.

2.3. Tipos de puentes

Existen cinco tipos principales de puentes: puentes viga, en ménsula, en arco, colgantes, atirantados. El resto de tipos son derivados de estos.

2.4. Puentes decorativos y ceremoniales

Para crear una imagen bella, algunos puentes son construidos mucho más altos de lo necesario. Este tipo, frecuentemente encontrado en jardines con estilo asiático oriental, es llamado "Puente Luna", evocando a la luna llena en ascenso.

Otros puentes de jardín pueden cruzar sólo un arroyo seco de guijarros lavados, intentando únicamente transmitir la sensación de un verdadero arroyo.

Comúnmente en palacios un puente será construido sobre una corriente artificial de agua simbólicamente como un paso a un lugar o estado mental importante. Un conjunto de cinco puentes cruzan un sinuoso arroyo en un importante jardín de la Ciudad Prohibida en Pekín, China. El puente central fue reservado exclusivamente para el uso del Emperador, la Emperatriz, y sus sirvientes.

2.5. Taxonomía estructural y evolucionaria

Los puentes pueden ser clasificados por la forma en que las cuatro fuerzas de tensión, compresión, flexión y tensión cortante o cizalladura están distribuidas en toda su estructura. La mayor parte de los puentes emplea todas las fuerzas principales en cierto grado, pero sólo unas pocas predominan. La separación de fuerzas puede estar bastante clara. En un puente suspendido, los elementos en

tensión son distintos en forma y disposición. En otros casos las fuerzas pueden estar distribuidas entre un gran número de miembros, tal como en uno apuntalado, o no muy perceptibles a simple vista como en una caja de vigas. Los puentes también pueden ser clasificados por su linaje.

2.6. Eficiencia

La eficiencia estructural de un puente puede ser considerada como el radio de carga soportada por el peso del puente, dado un determinado conjunto de materiales. En un desafío común, algunos estudiantes son divididos en grupos y reciben cierta cantidad de palos de madera, una distancia para construir, y pegamento, y después les piden que construyan un puente que será puesto a prueba hasta destruirlo, agregando progresivamente carga en su centro. El puente que resista la mayor carga es el más eficiente. Una medición más formal de este ejercicio es pesar el puente completado en lugar de medir una cantidad arreglada de materiales proporcionados y determinar el múltiplo de este peso que el puente puede soportar, una prueba que enfatiza la economía de los materiales y la eficiencia de las ensambladuras con pegamento.

La eficiencia económica de un puente depende del sitio y tráfico, el radio de ahorros por tener el puente (en lugar de, por ejemplo, un ferry, o una ruta más larga) comparado con su costo. El costo de su vida está compuesto de materiales, mano de obra, maquinaria, ingeniería, costo del dinero, seguro, mantenimiento, renovación, y finalmente, demolición y eliminación de sus asociados, reciclado, y reemplazamiento, menos el valor de chatarra y reutilización de sus componentes.

Los puentes que emplean sólo compresión son relativamente ineficientes estructuralmente, pero pueden ser altamente eficientes económicamente donde los materiales necesarios están disponibles cerca del sitio y el costo de la mano de obra es bajo. Para puentes de tamaño medio, los apuntalados o de vigas son usualmente los más económicos, mientras que en algunos casos, la apariencia del puente puede ser más importante que su eficiencia de costo. Los puentes más grande generalmente deben construirse suspendidos.

2.7. Instalaciones especiales

Algunos puentes pueden tener instalaciones especiales como la torre del puente Nový Most en Bratislava, que contiene un restaurante. En otros puentes suspendidos, antenas de transmisión pueden ser instaladas.

Un puente puede contener líneas eléctricas como el Puente Storstrøm. Además los puentes también soportan tuberías, líneas de distribución de energía o de agua mediante una carretera o una línea férrea.

2.8. Materiales

Se usan diversos materiales en la construcción de puentes. En la antigüedad, se usaba principalmente madera y posteriormente se usó roca. Más recientemente se han construido los puentes metálicos, material que les da mucha mayor fuerza.

Los principales materiales que se usan para la edificación de los puentes son:

- Piedra
- Madera

- Acero
- Hormigón armado (concreto)
- Hormigón pretensado
- Hormigón postensado
- Mixtos

Capítulo 3. Ubicación del Proyecto

3.1. Ubicación Geográfica

El estado de Veracruz cuenta con las siguientes coordenadas geográficas: Al norte $19^{\circ}10'$ de latitud y al oeste $96^{\circ}7'$ de longitud; el estado representa el 3.7% de la superficie total del país, colinda al norte con el estado de Tamaulipas, al este con el Golfo de México y el estado de Tabasco, al sureste con el estado de Chiapas, al sur con el estado de Oaxaca y al oeste con los estados de Puebla, Hidalgo y San Luis Potosí.

El sitio del proyecto se encuentra en la capital del estado, en el cruce de las avenidas de Díaz Mirón y Simón Bolívar en el fraccionamiento Moderno de dicha capital. Cuenta con las coordenadas geográficas de $10^{\circ}10'25.54''$ al norte de latitud, $98^{\circ}8'3.30''$ al oeste de longitud y una altitud de 16 msnm.

En los anexos se encontrará un archivo fotográfico en el cual se pueden apreciar las condiciones actuales del sitio del proyecto.

Cabe mencionar que desde la fecha en que fueron tomadas las fotos hasta el día de hoy ha cambiado el sitio del proyecto, pero esto no afecta ni modifica el diseño geométrico del mismo.

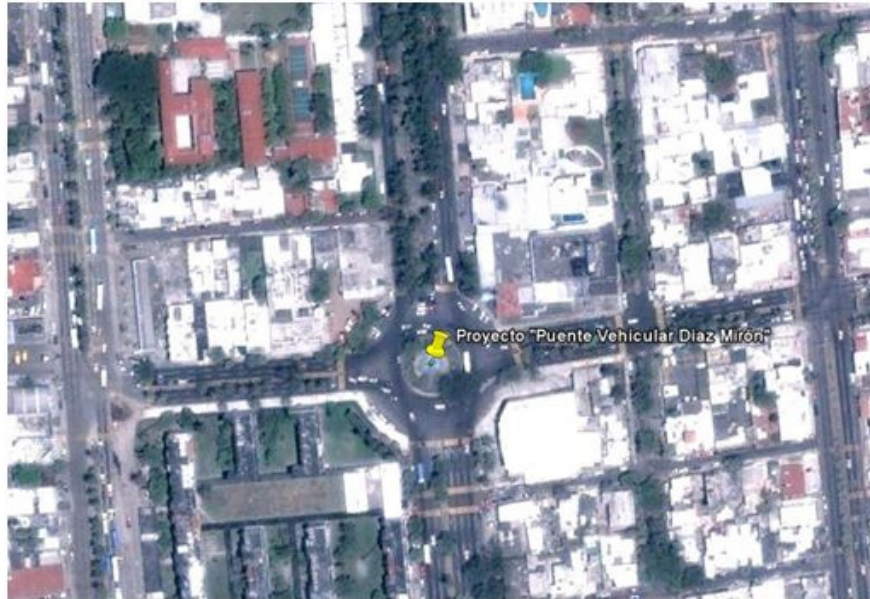


Imagen 1. Ubicación geográfica del proyecto



Imagen 2. Fotografía de la situación actual del sitio

Capítulo 4. Diseño Geométrico

4.1. Normas Generales para el Alineamiento Horizontal y Vertical

Para realizar un trazo óptimo es necesario conocer las especificaciones que regirán el diseño geométrico, así como encontrar una armonía entre las normas para el alineamiento horizontal y vertical. Estas últimas se verán afectadas por factores como el derecho de vía, la división de propiedades, el efecto de la vía proyectada sobre otras existentes, los cruces con otras carreteras o ferrocarriles y las provisiones para lograr un buen drenaje entre otros, ya que cabe la posibilidad de que se tenga que forzar el trazo de la vialidad.

Las normas para el alineamiento horizontal más importantes para lograr una circulación efectiva, cómoda y sin riesgos son (S.O.P., 1971):

1. La seguridad al tránsito que debe ofrecer el proyecto es la condición que debe tener preferencia.
2. La topografía condiciona muy especialmente los radios de curvatura y velocidad de proyecto.

3. La distancia de visibilidad debe ser tomada en cuenta en todos los casos, porque con frecuencia la visibilidad requiere radios mayores que la velocidad e sí.
4. El alineamiento debe ser tan direccional como sea posible, sin dejar de ser consistente con la topografía. Una línea que se adapta al terreno natural es preferible a otra con tangentes largas pero con repetidos cortes y terraplenes.
5. Para una velocidad de proyecto dada, debe evitarse dentro de lo razonable, el uso de la curvatura máxima permisible. El proyectista debe tender, en lo general, a usar curvas suaves, dejando las de curvatura máxima para las condiciones más críticas.
6. Debe procurarse un alineamiento uniforme que no tenga quiebres bruscos en su desarrollo, por lo que deben evitarse curvas forzadas después de tangentes largas o pasar repetidamente de tramos de curvas suaves a otros de curvas forzadas.
7. En terraplenes altos y largos sólo son aceptables alineamientos rectos o de muy suave curvatura, pues es muy difícil para un conductor percibir alguna curva forzada y ajustar su velocidad a las condiciones prevalecientes.
8. En todo camino abierto debe evitarse el uso de curvas compuestas, sobre todo donde sea necesario proyectar curvas forzadas. Las curvas compuestas se pueden emplear siempre y cuando la relación entre el radio mayor y el menor sea igual o menor a 1.5.

9. Debe evitarse el uso de curvas inversas que presenten cambios de dirección rápidos, pues dichos cambios hacen difícil al conductor mantenerse en su carril, resultando peligrosa la maniobra. Las curvas inversas deben proyectarse con una tangente intermedia, la cual permite que el cambio de dirección sea suave y seguro.
10. Un alineamiento con curvas sucesivas en la misma dirección debe evitarse cuando existan tangentes cortas entre ellas, pero puede proporcionarse cuando las tangentes sean mayores a 500 m.
11. Para anular la apariencia de torsión, el alineamiento horizontal debe estar coordinado con el vertical.
12. Es conveniente limitar el empleo de tangentes muy largas, pues la atención de los conductores se concentra durante largo tiempo en puntos fijos, que motivan somnolencia, especialmente durante la noche, por lo cual es preferible proyectar un alineamiento ondulado con curvas largas.

Para el alineamiento vertical es importante aclarar que la subrasante es la línea que hay que tomar como referencia. La posición de esta va a depender de diversos factores como:

1. La condición topográfica del terreno influye en diversas formas al definir la subrasante. En terrenos planos la altura de la subrasante será regulada generalmente por el drenaje, en lomerío se adoptan subrasantes onduladas, mientras que en terrenos montañosos está regida por la topografía.

2. Se debe buscar una subrasante suave con cambios graduales. Los valores de diseño son la pendiente máxima y la longitud crítica.
3. Deben evitarse vados formados por curvas verticales muy cortas pues no representa un perfil seguro. Así mismo no se debe colocar dos curvas verticales sucesivas en la misma dirección.
4. Es preferible tener un perfil escalonado a una pendiente sostenida, ya que de esta manera se controla más la velocidad.
5. Cuando la magnitud del desnivel motiva largas pendientes uniformes, es conveniente adoptar un carril adicional en la sección transversal.
6. Se deben considerar carriles auxiliares de ascenso donde la longitud crítica de la pendiente esté excedida y donde el volumen horario de proyecto excede del 20% de la capacidad de diseño para dicha pendiente en el caso de caminos de dos carriles, y del 30% en el de varios carriles.
7. Cuando se trata de salvar desniveles apreciables, deberá procurarse disponer las pendientes más fuertes al comenzar el ascenso.
8. Donde las intersecciones a nivel ocurren en tramos de camino con pendientes de moderadas a fuertes, es deseable reducir la pendiente a través de la intersección.

4.2. Combinación de los Alineamientos Horizontal y Vertical

El objetivo de combinar ambos alineamientos es obtener un proyecto eficiente que ofrezca las condiciones de seguridad y capacidad necesarias además de resultar una vía económica con uniformidad en la operación. Dicha combinación se

ajustará con la velocidad de proyecto, en caso de que un alineamiento perjudique al otro. Para lograr esto, se deberán tomar en cuenta las siguientes normas:

1. La curvatura y la pendiente deben estar balanceadas.
2. No deben proyectarse curvas horizontales forzadas en o cerca de una cima o de una curva vertical en cresta pronunciada.
3. No deben proyectarse curvas horizontales forzadas en o cerca del punto bajo de una curva vertical en columpio.
4. Es necesario colocar tangentes largas para que funcionen como tramos para rebasar y asegurar la distancia de visibilidad de rebase.
5. En intersecciones donde la distancia de visibilidad a lo largo de ambos caminos sea importante y los vehículos tengan que disminuir la velocidad, la curvatura horizontal y el perfil deben proyectarse lo más suave posible.

4.3. Parámetros del Proyecto

En esta sección se analizarán los elementos en los que se fundamenta el proyecto geométrico. Tales elementos involucran desde el usuario, las características de los vehículos, las condiciones del tránsito vehicular (densidad, volumen y velocidad).

4.3.1. Los Vehículos de Diseño

Las características que se deben de tomar en cuenta para el diseño de una vialidad son las geométricas y de operación. Las primeras se refieren a todo lo que son las dimensiones y el radio de giro, mientras que las segundas van a estar regidas por la relación peso/potencia. Al mezclar estas particularidades con otras

referentes al conductor, se podrá saber aspectos importantes como por ejemplo la capacidad de aceleración, de desaceleración y la estabilidad que vaya a tener el vehículo.

Los vehículos se pueden clasificar en ligeros y pesados. Esta clasificación está regida por el número de ejes que poseen y por la capacidad de carga que tienen.

La Tabla 1 muestra los distintos tipos de vehículos que existen.

El proyecto geométrico toma en cuenta ciertas medidas, las cuales se enuncian y explican en la Figura 1 y en la Tabla2.

Los vehículos que más transitan por la zona de proyecto corresponden a los Ap, Ac, B y C2. Las características de éstos son las que se tomarán en cuenta para el diseño geométrico.








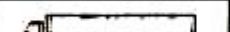

TIPO DE VEHICULO	NUM. DE EJES	ESQUEMAS		SIMBOLO	PORCENTAJE RESPECTO AL TOTAL DE CAMIONES	PORCENTAJE RESPECTO AL TOTAL DE VEHICULOS		
		PERFIL	PLANTA					
VEHICULOS LIGEROS	AUTOMOVILES	2		Ap	—	46	58	
	CAMIONETAS	2		Ac		12		
VEHICULOS PESADOS	AUTOBUSES	2		B	—	12	42	
	CAMIONES	2		C2	73	100		30
		3		C3	13			
				T2-S1				
			4					
		5		T3-S2	7			
				T2-S1-R2				
	OTRAS COMBINACIONES							
VEHICULOS ESPECIALES	CAMIONES Y/O REMOLQUES ESPECIALES	V A R I A B L E		E ⁿ variable n = variable	V A R I A B L E			
	MAQUINARIA AGRICOLA							
	BICICLETAS Y MOTOCICLETAS							
	OTROS							

Tabla 1. Clasificación general de los vehículos

Fuente: Manual de diseño de carreteras S.O.P.

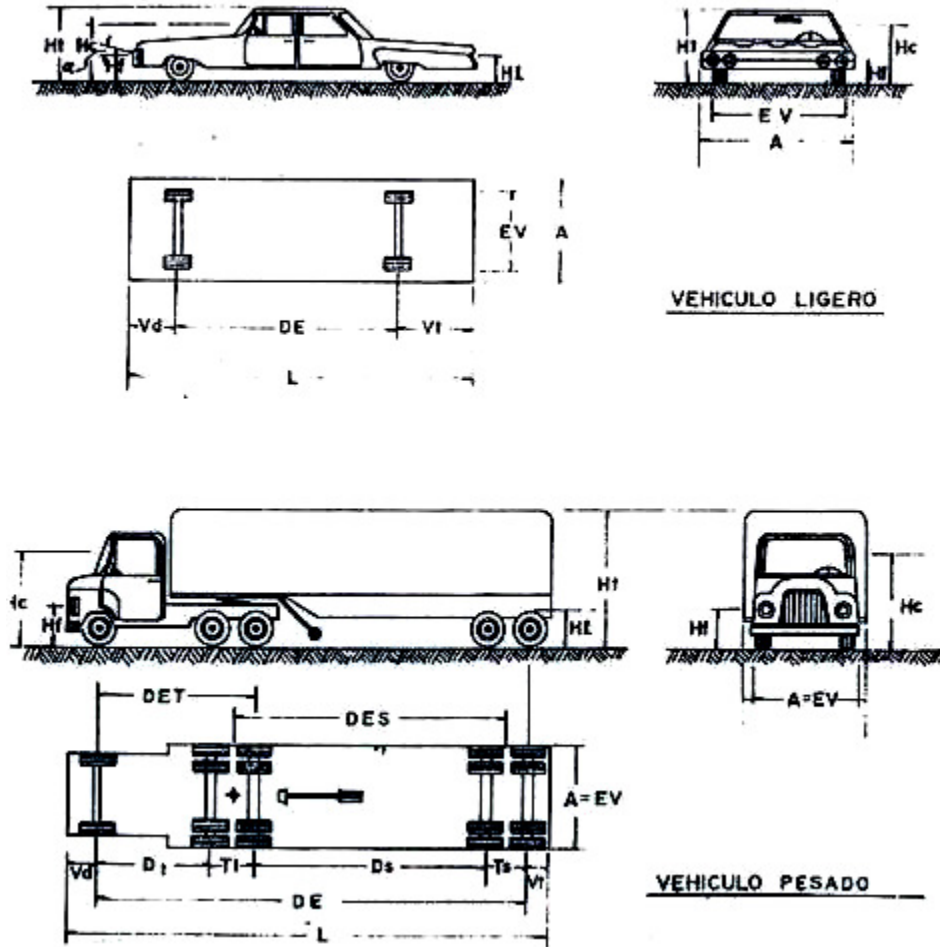


Figura 1. Dimensiones de los vehículos ligeros y pesados
 Fuente: Manual de diseño de carreteras S.O.P.

C A R A C T E R I S T I C A S			VEHICULO DE PROYECTO				
			DE-335	DE-450	DE-610	DE-1220	DE-1525
D I M E N S I O N E S E N C M.	Longitud total del vehículo	L	580	730	915	1525	1678
	Distancia entre ejes extremos del vehículo	DE	335	450	610	1220	1525
	Distancia entre ejes extremos del tractor	DET	—	—	—	397	915
	Distancia entre ejes del semiremolque	DES	—	—	—	762	610
	Vuelo delantero	Vd	92	100	122	122	92
	Vuelo trasero	Vt	153	180	183	183	61
	Distancia entre ejes tandem tractor	Tf	—	—	—	—	122
	Distancia entre ejes tandem semiremolque	Ts	—	—	—	122	122
	Distancia entre ejes interiores tractor	Di	—	—	—	397	488
	Dist. entre ejes interiores tractor y semiremolque	Di	—	—	—	701	793
	Ancho total del vehículo	A	214	244	259	259	259
	Entrevía del vehículo	EV	183	244	259	259	259
	Altura total del vehículo	Ht	167	214-412	214-412	214-412	214-412
	Altura de los ojos del conductor	Hc	114	114	114	114	114
	Altura de los faros delanteros	Hf	61	61	61	61	61
Altura de los faros traseros	Hl	61	61	61	61	61	
Angulo de desviación del haz de luz de los faros	α	1°	1°	1°	1°	1°	
Radio de giro mínimo (cm)	Re	732	1040	1281	1220*	1372*	
Peso total (Kg)	Vehículo vacío	Wv	2500	4000	7000	11000	14000
	Vehículo cargado	Wc	5000	10000	17000	25000	30000
Relación Peso/Potencia (Kg/HP)	Wc/P	45	90	120	180	180	
VEHICULOS REPRESENTADOS POR EL DE PROYECTO		$A_p y A_c$	C2	B.-C3	T2-S1 T2-S2	T3-S2 OTROS	
PORCENTAJE DE VEHICULOS DEL TIPO INDICADO CUYA DISTANCIA ENTRE EJES EXTREMOS (DE) ES MENOR QUE LA DEL VEHICULO DE PROYECTO	$A_p y A_c$	99	100	100	100	100	
	C2	30	90	99	100	100	
	C3	10	75	99	100	100	
	T2-S1	0	0	1	80	99	
	T2-S2	0	0	1	93 78	100 98	
	T3-S2	0	0	1	18	90	
PORCENTAJE DE VEHICULOS DEL TIPO INDICADO CUYA RELACION PESO/POTENCIA ES MENOR QUE LA DEL VEHICULO DE PROYECTO	$A_p y A_c$	98	100	100	100	100	
	C2	62	98	100	100	100	
	C3	20	82	100	100	100	
	T2-S1	6	85	100	100	100	
	T2-S2	6	42	98	98	98	
	T3-S2	2	35	80	80	80	

Tabla 2. Características de los vehículos de proyecto

Fuente: Manual de diseño de carreteras S.O.P.

4.3.2. Velocidad de Proyecto

La velocidad de proyecto es la velocidad máxima segura que se puede mantener en una sección específica de una vía, cuando la configuración del proyecto geométrico de la vía rija. Una vez seleccionada, todas las características pertinentes de la vía deben estar relacionadas a la velocidad de proyecto para obtener un proyecto balanceado. Algunas características, tales como la curva horizontal y vertical, la elevación y la distancia de visibilidad, se encuentran directamente relacionadas con la velocidad de proyecto. Cuando se hace una modificación a la velocidad de proyecto, muchos elementos en el proyecto de la vía cambian.

La selección de una velocidad de proyecto es una de las más importantes que un proyectista debe hacer, dado que tienen un efecto profundo en el costo y en la seguridad de las instalaciones. Una sola velocidad de proyecto debe dirigirse a una sola instalación, una vez seleccionada, la velocidad de proyecto se debe mantener y no alterarse.

La Tabla 3 registra los rangos de velocidades de proyecto para vías urbanas, de acuerdo con la clasificación funcional de la vía, la topografía global y, en el caso de arterias primarias, con respecto a su localización en el área urbana. Con el rango de velocidades dadas en la tabla, el proyectista debe seleccionar la velocidad más alta, a menos que se encuentre razones que lo obliguen a aceptar velocidades más bajas debido a factores económicos, operacionales o ambientales. En general, las velocidades más altas deben siempre requerirse para instalaciones nuevas en áreas circundantes o fraccionamientos nuevos. Las

velocidades menores que la máxima, pero no menores que la mínima de las indicadas en la tabla, estarán a menudo justificadas para vías cercanas al centro histórico o en áreas sensiblemente ecológicas.

Las velocidades de proyecto para vías primarias dependen de la topografía, del uso de la tierra de los alrededores y, de la demanda de tránsito. Para muchas arterias urbanas, el número de intersecciones y el nivel de flujo de tránsito son los que limitan las velocidades de operación a menos de 80 km/hr, así es que proyectar a ese nivel sería un desperdicio innecesario. Por otro lado, si los volúmenes del tránsito son bajos y no hay intersecciones frecuentes, las velocidades más altas pueden obtenerse, especialmente durante los periodos fuera de las horas pico; en las situaciones se debe usar un valor de 80 km/hr.

Es importante que una vez escogida una velocidad de proyecto se mantenga desde el principio hasta el final de una vía o serie de secciones. Los cambios deben permitirse solamente en zonas de tránsito adecuadas. Sería inseguro, por ejemplo, proyectar un viaducto para 70 km/hr entre dos tangentes de 80 km, pero es perfectamente aceptable proyectar rampas con velocidad más bajas dado que son transiciones lógicas y esperadas.

Clase	Topografía		
	Plano	Lomerío	Montaña
Regional	110	90	80
Subregional	90	80	70
Primaria (Centro)	50-65	50-65	50-65
Primaria (Periferia)	65-80	60-75	55-70
Secundaria	30-65	30-60	30-55
Local	30-50	30-50	30-50

Tabla 3. Velocidad de proyecto
Fuente: Manual de diseño de carreteras S.O.P.

El proyecto está ubicado en la Av. Díaz Mirón en el cruce con la Av. Simón Bolívar. Siendo éstas dos vías primarias de zona centro, con una velocidad de 60 km/hr, el proyecto que comprende rampas deberá tener una velocidad de proyecto menor, por lo cual ocuparemos una velocidad de 50 km/hr.

4.3.3. Distancia de Visibilidad de Parada

La distancia de visibilidad es la longitud visible de la vía para el conductor. La distancia mínima visible disponible en una vía debe ser suficientemente larga para permitirle al vehículo viajar a la velocidad de proyecto y parar antes de alcanzar un objeto estacionado en su ruta. La distancia de visibilidad, en cada punto a lo largo de la vía, debe ser por lo menos la requerida para un operador por abajo del promedio o para que un vehículo pare en esta distancia.

La distancia de visibilidad de parada es la suma de dos distancias: la distancia recorrida por el vehículo desde el instante que el conductor ve un objeto necesitando parar aplicando los frenos y, la distancia requerida para detener el vehículo desde el instante que se empiezan a aplicar los frenos; se refiere a una distancia de reacción de los frenos y, la distancia de frenado. Basado en estudios de hábitos de los conductores, se usará en este proyecto un tiempo de reacción de frenos de 2.5 segundos.

d_{vp} = distancia de visibilidad de parada, en metros

$$d_{vp} = d_{rv} + d_{fv}$$

d_{rv} = dist de reacción (en m) para velocidad de proyecto v $\left(\frac{km}{hr}\right)$ y tiempo reacción t

$$d_{TV} = \frac{t + v}{3.6}$$

$$d_{fv} = \text{dist de frenado (en m) para velocidad de proyecto } v \left(\frac{\text{km}}{\text{hr}} \right)$$

$$d_{fv} = \frac{v^2}{[254(f_v + p)]}$$

En donde $f_v = \text{coeficiente de fricción para velocidad de proyecto } v$

$p = \text{la pendiente vertical, } 0 < p < 1$

Los valores de f_v han sido determinados empíricamente basados en muchos estudios de interacción entre llantas/pavimento. Los valores para usarse en cada velocidad de proyecto se indican en las Tabla 4 y Tabla 5.

TIPO DE TERRENO	PORCIENTO EN PENDIENTE MÁXIMA PARA DIVERSAS VELOCIDADES DE PROYECTO, EN km/h.						
	50	60	70	80	90	100	110
Plano.....	6	5	4	4	3	3	3
Lomerío.....	7	6	5	5	4	4	4
Montañoso.....	9	8	7	7	6	5	5

Tabla 4. Relación entre pendiente máxima y velocidad de proyecto

Fuente: Manual de diseño de carreteras S.O.P.

VELOCIDAD EN Km/h	COEFICIENTE DE FRICCIÓN LONGITUDINAL (f)	
	Pavimento seco	Pavimento mojado
30	0.650	0.400
40	0.630	0.380
50	0.620	0.360
60	0.600	0.340
70	0.590	0.325
80	0.580	0.310
90	0.560	0.305
100	0.560	0.300
110	0.550	0.295

Tabla 5. Coeficiente de fricción longitudinal en el frenado

Fuente: Manual de diseño de carreteras S.O.P.

Así, sustituyendo los valores de las tablas en las fórmulas, tenemos:

$$d_{vr} = \frac{(2.5)(50)}{3.6} = 34.72 \text{ m}$$

$$d_{fv} = \frac{50^2}{[(254)(0.360 - 0.06)]} = 32.81 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$d_{vp} = 34.72 + 32.81 = 67.53 \text{ m}$$

4.3.4. Alineamiento Vertical

4.3.4.1. Pendientes

La Tabla 6 indica los niveles máximos permitidos para cada una de las cinco clases de vías, para cada una de las tres topografías básicas y, para el rango aceptable de velocidad de proyecto. Hay dos valores para cada caso, indicados en las columnas a y b. Los valores en la columna "a" son para pendientes ascendentes no más largas de 150 m, mientras que los valores de la columna "b" son para pendientes ascendentes más largas y para pendientes descendentes de cualquier longitud.

Clase Funcional	Velocidad de Proyecto Km/h	Pendiente Máxima (%)					
		Plano		Lomerío		Montañoso	
		a	b	a	b	A	b
Regional	80	6.0	5.0	7.0	6.0	8.0	7.0
	90	5.0	4.0	6.0	5.0	7.0	6.0
	100	4.0	3.0	5.0	4.0	6.0	5.0
	110	4.0	3.0	5.0	4.0	6.0	5.0
Subregional	70	7.5	6.5	9.0	8.0	10.0	9.0
	80	6.5	5.5	8.0	7.0	9.0	8.0
	90	5.5	4.5	7.0	6.0	8.0	7.0
Primaria	50	9.0	8.0	10.5	9.5	12.0	11.0
	60	8.5	7.5	10.0	9.1	11.5	10.5
	70	8.0	7.0	9.5	8.5	11.0	10.0
	80	7.0	6.0	9.0	8.0	10.0	9.0
Secundaria	30	12.0	11.0	13.5	12.5	15.0	14.0
	40	11.0	10.0	12.5	11.5	14.0	13.0
	50	10.0	9.0	11.0	10.0	13.0	12.0
	60	9.0	8.0	10.5	9.5	12.0	11.0
Local	30	12.0	11.0	14.0	13.0	16.0	15.0
	40	11.0	10.0	13.0	12.0	15.0	14.0
	50	10.0	9.0	12.0	11.0	14.0	13.0

Tabla 6. Niveles de velocidad máximos permitidos

Fuente: Manual de diseño de carreteras S.O.P.

La pendiente máxima que utilizaremos para el alineamiento vertical va a ser la de una clase funcional primaria y una velocidad de proyecto de 50 km/ hr, la cual corresponde a una pendiente máxima de 8%.

4.3.4.2. Curvas Verticales

Las curvas verticales están proyectadas como parábolas en las cuales el desplazamiento vertical de la tangente varía con el cuadrado de la distancia

horizontal del punto de la tangencia y, en el cual la segunda derivativa del perfil vertical es una constante sobre la longitud de la curva.

Para medir la visibilidad se considera la altura de los ojos del conductor sobre el pavimento, de 1.07 m. Se debe notar que este valor es más bajo que el 1.14 m especificado en el Manual de la SCT y refleja cambios en las características del proyecto en vehículos para pasajeros desde 1960. Para medir la distancia de visibilidad de parada, la altura del objeto que debe ver el conductor es de 0.15 m.

Curvas Verticales en Cresta

El mayor control para operar seguramente en curvas verticales en cresta, lo constituye la estipulación de distancias de visibilidad suficientes para la velocidad de proyecto. La distancia mínima de visibilidad para paradas debe estar prevista en todos los casos.

La longitud mínima de una curva vertical en cresta L_{min} está calculada usando la ecuación [1] y [2] abajo mostradas y los resultados son comparados con la distancia de visibilidad de parada. Si la longitud calculada es más grande que dvp , se usa el valor de la ecuación [1]. Si el valor es menor que dvp , se usa el valor de la ecuación [2].

Si: $dvp < L_{min}$, entonces

$$L_{min} = \frac{A * dvp^2}{425} \quad \dots \text{Ecuación [1]}$$

Si: $dvp > L_{min}$, entonces

$$L_{min} = 2dvp - \frac{425}{A} \quad \dots \text{Ecuación [2]}$$

En donde:

L_{min} = Longitud de la curva vertical, en m.

Dvp = Distancia de visibilidad de parada, en m.

A = Diferencia algebraica de pendientes, en por ciento.

Teniendo todos los datos, procederemos a calcular la longitud de la curva vertical en cresta:

$$\text{Si } dvp < L \quad L = \frac{(8)(67.53)^2}{425} = 85.84 \text{ m} > dvp \quad \therefore \text{ si cumple}$$

$$\text{Si } dvp > L \quad L = (2)(67.53) - \frac{425}{8} = 81.93 \text{ m} > dvp \quad \therefore \text{ no cumple}$$

Por lo tanto $L = 85.84 \text{ m} = 5 \text{ estaciones} = 100 \text{ m}$

Curvas Verticales en Columpio

El criterio principal para proyectar curvas verticales en columpio es el siguiente: la longitud de la vía iluminada por las luces delanteras de un vehículo en la noche no debe ser menor a la distancia de visibilidad de parada para la velocidad de proyecto. Como era el caso en las curvas verticales en cresta, hay dos fórmulas dependiendo de si el valor calculado de L_{min} es más grande o menor que dvp : si $dvp < L_{min}$, úsese la ecuación [3], de otro modo usar la ecuación [4], excepto que L_{min} nunca debe ser menor que la mitad de la velocidad de proyecto.

Si $dvp < L_{min}$, entonces

$$L_{min} = \frac{A * dvp^2}{120 + 3.5dvp} \quad \dots \text{Ecuación [3]}$$

Si $dvp > L_{min}$, entonces

$$L_{min} = 2dvp - \frac{120 + 3.5dvp}{A} \quad \dots \text{Ecuación [4]}$$

En donde:

L_{min} = Longitud de la curva vertical, en m.

Dvp = Distancia de visibilidad de parada, en m.

A = Diferencia algebraica de pendientes, en por ciento.

Teniendo todos los datos, procederemos a calcular la longitud de la curva vertical en columpio:

$$\text{Si } dvp < L \quad L = \frac{(8)(67.53)^2}{120 + [(3.5)(67.53)]} = 102.38 \text{ m} > dvp \quad \therefore \text{ si cumple}$$

$$\text{Si } dvp > L \quad L = (2)(67.53) - \frac{120 + [(3.5)(67.53)]}{8} = 90.52 \text{ m} > dvp$$

\therefore **no cumple**

Por lo tanto $L = 102.38 \text{ m} = 6 \text{ estaciones} = 120 \text{ m}$

4.4. El Proyecto

El proyecto propuesto es un puente vehicular en la Avenida Díaz Mirón que cruce la Avenida Simón Bolívar en ambos sentidos. Los puntos importantes acerca del proyecto se enumeran a continuación:

1. El puente vehicular consta de dos rampas de acceso, cada una con una longitud de 160 m.
2. El número de carriles diseñados para el puente es de dos carriles en cada sentido. Cada carril está proyectado con un ancho de calzada de 3.75 m.
3. Se considera en el proyecto adaptar los camellones existentes a los del proyecto.
4. La velocidad de proyecto para la cual está diseñada el puente vehicular es de 50 km/hr.
5. La pendiente máxima para el proyecto que se estimó con el Manual de Diseño de Carreteras de la S.O.P. es de 8% pero para fines de diseño en el proyecto se utilizó una pendiente de 10%.
6. Para fines de diseño se obtuvo una velocidad de marcha de 42 km/hr debida a que se calculó para tránsito alto.

A continuación se muestra la tabla de la clasificación y características de las carreteras:

CONCRETO EN EL HOMÓTIPO DE PROYECTO	UNIDAD	TIPO DE CARRETERA					A
		E	D	C	B	A	
TOPA	Varilla	HASTA 100	100 a 200	200 a 300	300 a 500	500 a 1000	1000 a 2000
TIPO DE TERRENO							
TIPO DE TERRENO							
VELOCIDAD DE PROYECTO	Km/h	30	40	50	60	70	80
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA	m	30	40	50	60	70	80
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE	m	40	50	60	70	80	90
GRADO MÁXIMO DE CURVATURA	%	10	11	12	13	14	15
CURVAS	m / %	10	11	12	13	14	15
VERTICAL EN	m / %	10	11	12	13	14	15
PERCENTAJE DE SUPERELEVACIÓN	%	10	11	12	13	14	15
PERCENTAJE MÁXIMO	%	10	11	12	13	14	15
ANCHO DE CALZADA	m	6.5	6.5	6.7	7.3	7.3	7.3
ANCHO DE CARRILLO	m	6.5	6.5	6.7	7.3	7.3	7.3
ANCHO DE ACOTAMIENTOS	m	+	-	0.5	1	1	1.5
ANCHO DE PISTA	m	-	-	-	-	-	7
SEPARADORA CENTRAL	%	3	3	2	2	2	2
BOMBEO	%	18	18	18	18	18	18
SOMERELVACION MÁXIMA	%	18	18	18	18	18	18

Tabla 7. Clasificación y características de las carreteras
 Fuente: Manual de diseño de carreteras S.O.P.

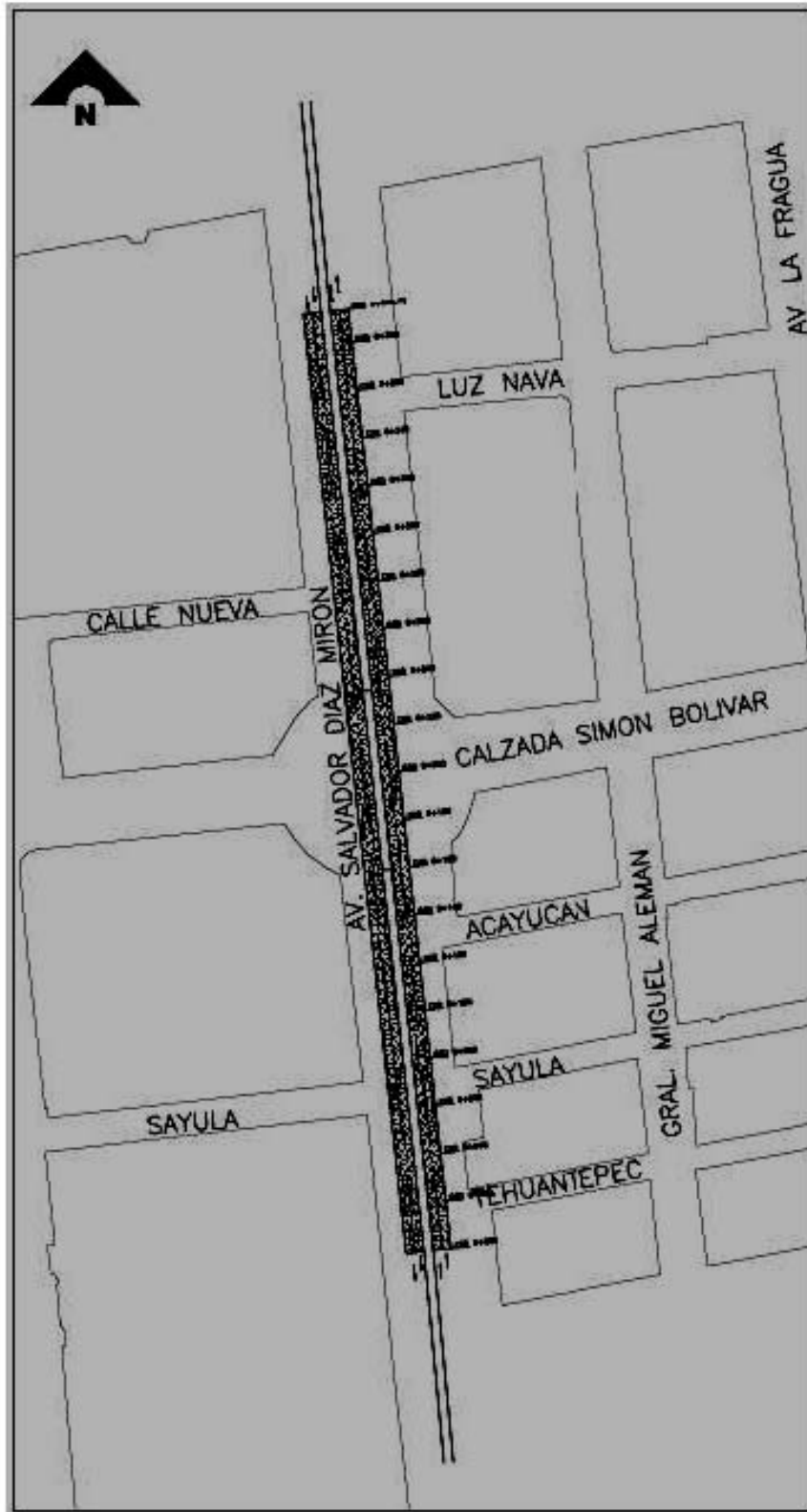


Figura 2. Proyecto
Fuente: Elaboración propia

4.5. Elementos del Proyecto

Al diseñar un puente vehicular de forma lineal, los elementos del proyecto que se analizaron en este trabajo son las rampas de acceso y la señalización.

4.5.1. Rampas de acceso

Las rampas de acceso son dos, la primera tiene una dirección de sur a norte empezando en el cadenamiento 0+000 y terminando en el cadenamiento 0+160. Tiene una longitud efectiva de 160 m y una altura de 15 metros con pendiente de 10%.

La segunda tiene una dirección de norte a sur empezando en el cadenamiento 0+393.73 y terminando en el cadenamiento 0+233.73. Tiene una longitud efectiva de 160 m y una altura de 15 metros con una pendiente de 10%

4.5.2. Señalamientos

4.5.2.1. Señales Preventivas

De acuerdo con la normativa para la infraestructura del transporte de la SCT, la ubicación longitudinal de las señales deberá estar en función de la velocidad y con las distancias que se establecen en la siguiente tabla:

Velocidad ^[1] km/h	≤30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Distancia ^[2] m	30	45	65	85	110	140	170	205	245	285

[1] En carreteras y autopistas nuevas se utilizará la velocidad de proyecto; cuando estén en operación, se utilizará la velocidad de operación estimada como el 85 percentil de las velocidades medidas en el tramo. En calles se utilizará la velocidad establecida por las autoridades correspondientes.

[2] Valor redondeado correspondiente a la distancia de visibilidad de parada (AASHTO, 1994).

Tabla 8. Relación entre velocidad y distancia de colocación de señales

Fuente: Manual de diseño de carreteras S.O.P.

La velocidad que se ha venido manejando es de 50 km/hr, así que la ubicación longitudinal será de 65 metros antes de la zona de peligro señalada. Todas estas señales preventivas se colocaran como señales bajas y del tamaño de tableros de 71 x 71 cm como lo muestra la siguiente tabla:

Dimensiones de la señal ^[1] cm	Uso
71 x 71	En carreteras con ancho de corona menor de 9 m, calles y avenidas principales.
86 x 86	En carreteras con ancho de corona entre 9 y 12 m, vías rápidas y carreteras de cuatro carriles donde se puedan ubicar para el mismo sentido en ambos lados.
117 x 117	En carreteras de cuatro o más carriles, con o sin separador central y carreteras con accesos controlados.

[1] En casos especiales, las señales pueden ser de mayores dimensiones, previa autorización de la Dirección General de Servicios Técnicos de la Secretaría.

Tabla 9. Dimensiones permitidas para señalamientos preventivos

Fuente: Manual de diseño de carreteras S.O.P.



Figura 3. Señalamientos preventivos

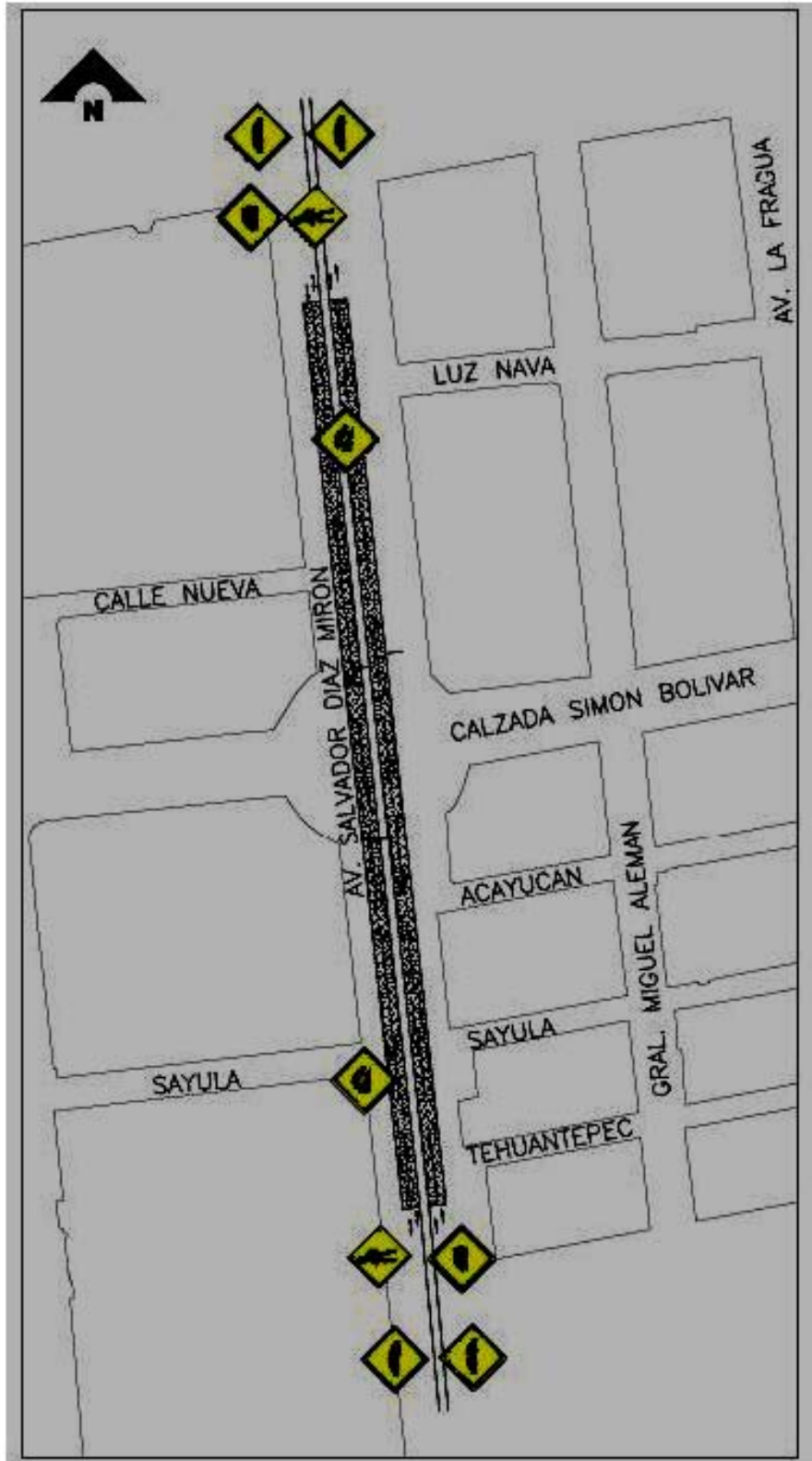


Figura 4. Ubicación de señalamientos preventivos en proyecto
Fuente: Elaboración propia

4.5.2.2. Señales Restrictivas

Estas señales se deben colocar en el lugar de la restricción de acuerdo a la normativa para la infraestructura del transporte de ls SCT. Estas se colocarán como señales bajas excepto en el caso de la señal de “ALTURA RESTRINGIDA”, la cual será elevada pues debe de colocarse en la base de la estructura del puente. El tamaño de este tipo de señales será de 30 cm por lado para las señales de “ALTO”, de 85 cm por lado para las de “CEDA EL PASO”, y de 71 x 71 cm para el resto de las señales.

Dimensiones de la señal ^[1] cm	Uso
71 x 71	En carreteras con ancho de corona menor de 9 m, calles y avenidas principales.
86 x 86	En carreteras con ancho de corona entre 9 y 12 m, vias rápidas y carreteras de cuatro carriles donde se puedan ubicar para el mismo sentido en ambos lados.
117 x 117	En carreteras con cuatro carriles o más, con o sin separador central y carreteras con accesos controlados.
Alto 30 por lado	En todos los casos
Ceda el paso 85 por lado	En todos los casos
Sentido de circulación 20 x 61 ^[2]	En zona urbana.
Sentido de circulación 30 x 91	En zona rural.

[1] En casos especiales, las señales pueden ser de mayores dimensiones, previa autorización de la Dirección General de Servicios Técnicos de la Secretaría.

[2] Esta señal no requiere caja perimetral doblada.

Tabla 10. Dimensiones permitidas para señalamientos restrictivos

Fuente: Manual de diseño de carreteras S.O.P



Figura 5. Señalamientos restrictivos

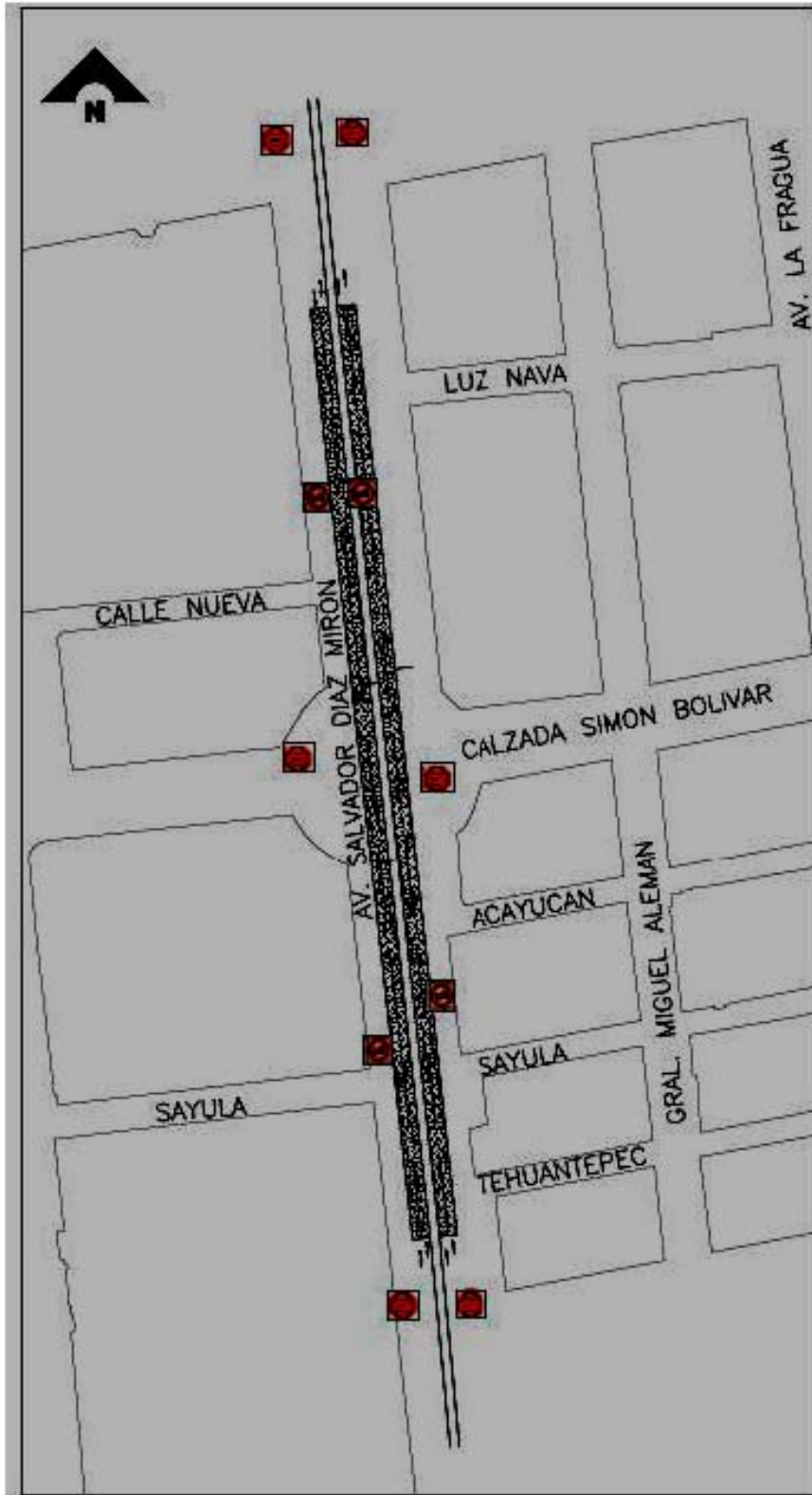


Figura 6. Ubicación de señalamientos restrictivos en proyecto
Fuente: Elaboración propia

4.5.2.3. Señales Informativas

Estas señales se subdividen de acuerdo a su función en:

Clasificación	Tipos de señales
SII	Señales informativas de identificación
	○ De nomenclatura
	○ De ruta
	○ De kilometraje
SID	Señales informativas de destino
	○ Previas
	○ Diagramáticas
	○ Decisivas
	○ Confirmativas
SIR	Señales informativas de recomendación
SIG	Señales de información general

Tabla 11. Clasificación de los señalamientos informativos

Fuente: Elaboración propia

Las señales informativas de identificación (SII) se utilizan para identificar el nombre de la calle, la autopista o bien el kilometraje en el que se encuentra el conductor. Las señales informativas de destino (SID) indican la dirección que el conductor debe tomar para dirigirse a los posibles destinos conectados con esa

vialidad. Las señales de recomendación (SIR) ayudan a recordar al usuario sobre aspectos de seguridad que se deben tener al circular por las distintas rutas. Por ultimo las señales de información general (SIG) sirven para dar a conocer al usuario datos geográficos y poblaciones generales.

Capítulo 5. Diseño del Pavimento

5.1. Pavimentos Flexibles

Pavimentos flexibles se denomina a los que la estructura total del pavimento se deflecta o flexiona, un pavimento flexible se adapta a las cargas.

La estructura del pavimento flexible está compuesta por varias capas de material. Cada capa recibe las cargas en la parte superior, se extiende y pasa las cargas a la capa inferior, por lo tanto la capa más debajo de la estructura del pavimento recibe menos carga.

Con el fin de aprovechar al máximo esta propiedad, las capas son generalmente dispuestas en orden descendente de capacidad de carga, por lo tanto la capa superior será la que mayor capacidad de carga posee y la de menor capacidad de carga irá en la parte inferior.

La típica estructura de un pavimento flexible consta de las siguientes capas:

- Capa superficial: Esta es la capa superior que entra en contacto con el tráfico. Puede estar compuesta por una o varias capas asfálticas.

- Base: Esta es la capa que se encuentra directamente debajo de la capa superficial y en general se compone de agregados, ya sea estabilizados o sin estabilizar.
- Sub-base: Esta es la capa debajo de la base y en algunos casos no es necesaria.



Figura 7. Estructuración de un pavimento flexible
Fuente: Elaboración propia

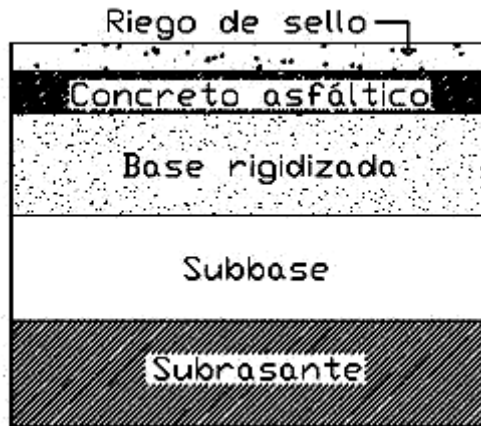


Figura 8. Estructuración de un pavimento flexible con base rigidizada
Fuente: Elaboración propia

Este pavimento es una estructura formada por las capas que se muestran en las figuras con la finalidad de cumplir con los siguientes propósitos:

1. Soportar y transmitir las cargas que se presentan con el paso de vehículos.
2. Ser lo suficientemente impermeable.
3. Soportar el desgaste producido por el tránsito y por el clima.
4. Mantener una superficie cómoda y segura (antideslizante) para el rodamiento de los vehículos.
5. Mantener un grado de flexibilidad para cubrir los asentamientos que presente la capa inferior (base o sub-base).

5.1.1. Esfuerzos en Pavimentos Flexibles

Los principales problemas que se deben de resolver para proyectar los pavimentos en forma adecuada, son los mismos a los cuales se enfrenta la mecánica de suelos; resistencia y deformación.

Por ello es necesario conocer la distribución de los esfuerzos en la estructura de una obra vial, originados por las cargas del tránsito sobre la superficie de rodamiento.

Se suponía antes que las cargas superficiales impuestas a los suelos se distribuían en ellos, de acuerdo con un ángulo de 30° con la vertical, pero se demostró después que esta suposición no era correcta y el francés J. Boussinesq, con base en la teoría de la elasticidad, encontró la fórmula para calcular la

distribución de los esfuerzos inducidos por una carga superficial concentrada, a través de una masa de suelo homogénea e isotópica de dimensiones semiinfinitas. Los pavimentos flexibles se estructuran al considerar que los módulos de elasticidad de las capas que los constituyen tienen un valor menor, a medida que se localizan a mayor profundidad; a esto se debe que en fechas recientes haya tomado auge el estudio de estos pavimentos, con base en las teorías de distribución de esfuerzos a través de suelos estratificados.

Burminster efectuó el estudio correspondiente para la doble capa, que consta de un primer estrato superior de espesor finito, apoyado en el estrato siguiente de espesor infinito; ambos se extienden de modo indefinido en sentido lateral.

5.1.2. Tipo de fallas en los pavimentos

Cuando una obra vial se pone en servicio, debe presentar las condiciones óptimas para su operación; al transcurrir el tiempo, se deteriora por el uso, dificultándose así cada vez más el tránsito, por lo que es preciso hacer una conservación normal adecuada y rehabilitaciones oportunas, para que la obra no llegue a tener una talla prematura.

Las fallas de pavimentos pueden ser estructurales o funcionales, según los parámetros existentes para definirlos.

La falla estructural implica una destrucción de la estructura del pavimento y, en general, se debe a que el tránsito que ha soportado la construcción es mayor al que se calculó para su vida útil; si éste es el caso, la estructura cumplió su cometido. Aunque en otras ocasiones, la falla estructural se presenta en forma

prematura; es decir, mucho antes de terminar el periodo útil y, entonces, se debe a espesores reducidos de pavimento, a que los materiales usados eran de mala calidad o a uno de estos factores, combinado con un mal drenaje y una baja compactación.

La falla funcional es aquella que tienen los caminos cuando las deformaciones superficiales son mayores que las tolerables y provoca ciertas incomodidades al tránsito, de acuerdo con el tipo de camino del cual se trate, pues se puede tener una superficie de rodamiento con deformaciones que son aceptables para caminos secundarios; pero inconvenientes para autopistas.

El índice de servicio está ligado a este concepto de falla funcional. Este índice se estima en función del estado físico de la superficie de rodamiento, que los técnicos califican con base en la cantidad de baches, deformaciones y grietas que presenta el camino o bien de acuerdo a la opinión de los usuarios.

El índice de servicio se califica en escala de 1 al 5; en caminos de primer orden, se requiere que este valor sea como mínimo de 2.5 a 3.0 para estar en condiciones aceptables, pero en las que ya conviene reacondicionarlos; para caminos secundarios, estas condiciones se tienen con calificación de 2.

El criterio de calificación para obtener el índice de servicio varía de acuerdo con la dependencia encargada de construir o conservar los caminos de un país. En México, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes cuenta al respecto con el manual denominado *Aplicaciones de los conceptos de calificación y comportamientos a la reconstrucción y conservación de carreteras*, con base en el

cual se califican los caminos de la red nacional; para pavimentos de caminos nuevos, las fallas deben estar consideradas en las curvas o criterios de proyecto.

5.1.3. Tecnologías para el proyecto de pavimentos flexibles

En general, las tecnologías para el proyecto de pavimentos flexibles que hoy están en vigor en el mundo son empíricas y se basan en los siguientes aspectos:

- a) Cumplimiento de las normas de calidad de los materiales y observación de los procedimientos de construcción.
- b) Elección de una prueba de resistencia.
- c) Correlación de los resultados de la prueba de resistencia con el comportamiento real de los pavimentos.
- d) Obtención de nomogramas o modelos matemáticos de proyecto

5.1.4. Bases y sub-bases

Las sub-bases y las bases tienen finalidades y características semejantes; sin embargo, las primeras pueden ser de menor calidad. Las funciones de estas capas son:

- a) Recibir y resistir las cargas de tránsito a través de la capa que constituye la superficie de rodamiento.
- b) Transmitir estas cargas, adecuadamente distribuidas, a las terracerías.
- c) Impedir que la humedad de las terracerías ascienda por capilaridad.

- d) En caso de introducirse agua por la parte superior, permitir que el líquido descienda hasta la capa subrasante, donde se desaloja al exterior por el efecto del bombeo o la sobrenivelación.

5.1.5. Procedimientos de construcción para bases y sub-bases

Los procedimientos de construcción para las bases y sub-bases, incluidas las etapas de muestreo y pruebas preliminares, son:

- a) Exploración.
- b) Muestreo, pruebas de laboratorio y elección de banco.
- c) Extracción y carreo de materiales.
- d) Tratamientos previos.
- e) Acarreo a la obra.
- f) Tratamientos en la obra
- g) Compactación.
- h) Riego de impregnación.

5.1.6. Carpetas Asfálticas

La carpeta asfáltica es la parte superior de un pavimento flexible que proporciona la superficie de rodamiento para los vehículos y que se elabora con materiales pétreos y productos asfálticos.

5.1.7. Materiales Asfálticos

Los materiales asfálticos se clasifican en cementos asfálticos, emulsiones asfálticas y asfaltos rebajados, dependiendo del vehículo que se emplee para su incorporación o aplicación.

- a) Cementos asfálticos.
- b) Emulsiones asfálticas.
- c) Asfaltos rebajados

5.1.8. Mezclas Asfálticas

Una mezcla asfáltica es el producto obtenido de la incorporación y distribución uniforme de un material asfáltico en uno pétreo.

Las mezclas asfálticas, según el procedimiento de mezclado, se clasifican como sigue:

- a) Mezclas asfálticas en caliente: Son las elaboradas en caliente, utilizando cemento asfáltico y materiales pétreos, en una planta mezcladora estacionaria o móvil, provista del equipo necesario para calentar los componentes de la mezcla.
- b) Mezclas asfálticas en frío: Son las elaboradas en frío, en una planta mezcladora móvil, utilizando emulsiones asfálticas o asfaltos rebajados y materiales pétreos.
- c) Mezclas asfálticas por el sistema de riegos: Son las que se construyen mediante la aplicación de uno o dos riegos de un material asfáltico, intercalados con una, dos o tres capas sucesivas de material pétreo

triturado de tamaños decrecientes, que según su denominación. Las carpetas por el sistema de riegos se clasifican en carpetas de uno, de dos y tres riegos. Las carpetas de un riego o la última capa de las carpetas de dos y tres riegos, pueden ser premezcladas o no. Normalmente se colocan sobre una base impregnada o una carpeta asfáltica, nueva o existente, como capa de rodamiento con el objeto de proporcionar resistencia al derrapamiento y al pulimiento.

5.2. Pavimentos Rígidos

Los pavimentos típicamente rígidos, son los de concreto. Estos pavimentos difieren mucho de los de tipo flexible. Los pavimentos de concreto reciben la carga de los vehículos y la reparten en un área de la sub-rasante. La losa por su alta rigidez y alto modulo elástico, tiene un comportamiento de elemento estructural de viga. Ella absorbe prácticamente toda la carga. Los diferentes tipos de pavimentos de concreto son los siguientes:

- a) Pavimentos de concreto simple, sin varillas pasajuntas.
- b) Pavimentos de concreto simple, con varillas pasajuntas.
- c) Pavimentos de concreto reforzado (refuerzo continuo).
- d) Pavimentos de concreto pre-esforzado.
- e) Pavimentos de concreto reforzado con vigas cortas de acero.

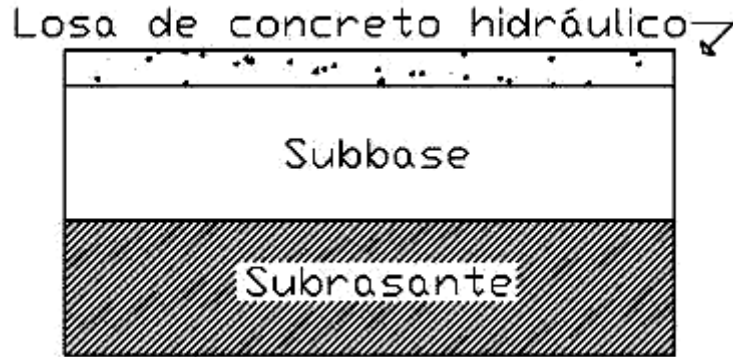


Figura 9. Estructuración de un pavimento rígido
Fuente: Elaboración propia

Estos pavimentos se conforman por una sub-base y por una losa de concreto hidráulico, la cual le va a dar una alta resistencia a la flexión (figura 4.3). Además de los esfuerzos a flexión y de compresión, este tipo de pavimento se va a ver afectado en gran parte los esfuerzos que tenga que resistir al expandirse o contraerse por cambios de temperatura y por las condiciones climáticas. Es por esto que su diseño toma como parámetros los siguientes conceptos (Crespo, 2002):

- a) Volumen tipo y peso de los vehículos que transitarán por esa vialidad.
- b) Módulo de reacción de la subrasante.
- c) Resistencia del concreto que se va a utilizar.
- d) Condiciones climáticas.

5.2.1. Losas de concreto hidráulico

La parte superior de los pavimentos se forma con losas de concreto hidráulico, constituidas sobre la sub-base y que proporcionan la superficie de rodamiento.

El concreto hidráulico es un material pétreo artificial, elaborado al mezclar parte de agua y cemento Portland con arena y grava, en proporciones tales que produzca la resistencia y densidad deseadas.

Las propiedades principales que se deben observar en las gravas y las arenas son: dureza, plasticidad, sanidad, forma de la partícula y granulometría.

En cuanto a la plasticidad, la grava y la arena deben de ser materiales inertes; es decir, necesitan un índice plástico y una contracción lineal de 0, además de cumplir las normas de desgaste e intemperismo acelerado, con lo cual se asegura su dureza y durabilidad.

Antes, la losa se construía sobre las terracerías sin importar la calidad que tuviera; esto dio lugar a que un gran número de pavimentos fallaran al aparecer grietas longitudinales o transversales cerca de las orillas. Al investigar el fenómeno, se encontró que la causa había sido lo que se llama como “fenómeno de bombeo”, el cual consiste en el ascenso de materiales finos y húmedos hacia la superficie de rodamiento a través de las juntas, en virtud de la deformación y recuperación de las losas en las orillas, al paso de los vehículos. A partir de este estudio, se especificó que la losa debía colocarse sobre un material granular que cumpliera cuando menos las normas para sub-base de pavimento; en un principio no se tomaba en cuenta su grosor, pero en la actualidad es común hacerlo, pues se ha

visto que el espesor de la losa se puede disminuir, sobre todo si la sub-base se estabiliza con cemento Portland.

5.2.2. Esfuerzos en Pavimento Rígidos

El espesor de las losas se calcula por medio de nomogramas que elaboran las asociaciones de productores de cemento Portland, tomando en cuenta los esfuerzos siguientes:

Esfuerzos debidos al tránsito

Esfuerzos debidos a la temperatura

Esfuerzos debidos al apoyo

Los esfuerzos debidos al tránsito se han estudiado en tres posiciones de llantas. La primera se da cuando la huella de una llanta es tangente en forma simultánea a dos orillas; o sea, la llanta está en una esquina. De esta manera la losa trabaja en cantiliver y los esfuerzos principales de tensión se presentan en un ángulo de 45° respecto a las orillas y en la parte superior.

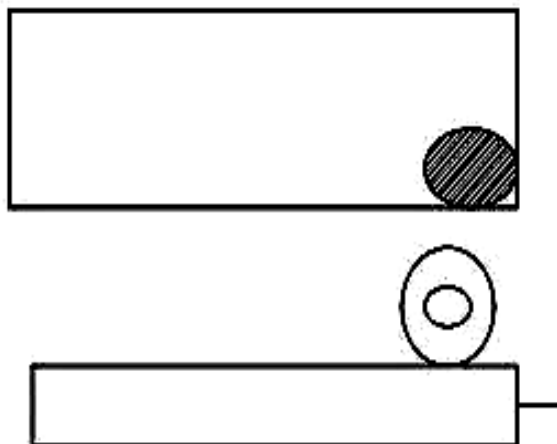


Figura 10. Esfuerzos en una esquina
Fuente: Elaboración propia

La siguiente posición estudiada se presenta cuando la huella de la llanta es tangente solo a una orilla de la losa; en este caso, el esfuerzo principal de tensión es paralelo a la orilla y se da en la parte inferior.

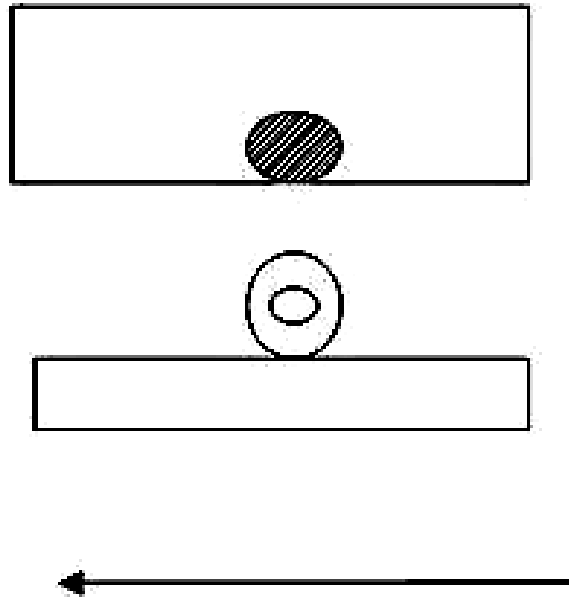


Figura 11. Esfuerzos en el centro y en la orilla
Fuente: Elaboración propia

Por último, se ha estudiado los esfuerzos de la losa de concreto hidráulico cuando la llanta está en el centro de ella. En esta posición los esfuerzos máximos de tensión se desarrollan en el lecho inferior de la losa y en forma radial.

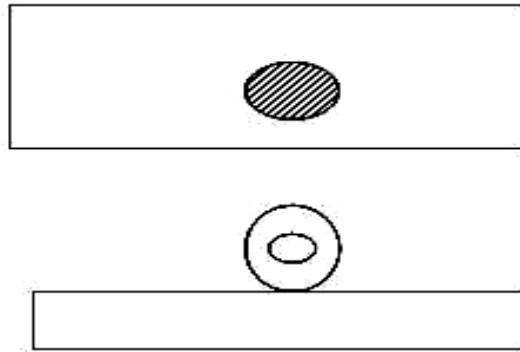


Figura 12. Esfuerzos en el centro
Fuente: Elaboración propia

Cuando el cambio de temperatura es igual en la parte superior y en la inferior de la losa, se presentan los fenómenos de dilatación y contracción; pero si se encuentra en forma simultánea a diferentes temperaturas, hay un gradiente que provoca la presencia de alabeos. Si la temperatura de la superficie es menor que en la parte inferior, el alabeo es hacia arriba; o sea, la superficie de rodamiento se torna cóncava. En el caso contrario, el alabeo es hacia abajo y por lo tanto la superficie de rodamiento es convexa.

En estos casos los esfuerzos producidos por la temperatura no son importantes, siempre que no se agriete la losa; sin embargo, los esfuerzos debidos al tránsito se modifican, pues la losa no está apoyada en forma continua y aparecen en el primer caso los esfuerzos de tensión en la parte superior y, en el segundo caso, en la parte inferior. Estos fenómenos de alabeo se alternan durante el día y la noche, por lo que se presentan las dos situaciones. Asimismo, cuando la superficie de rodamiento es cóncava, los esfuerzos aumentan en 20% en relación

con las losas apoyadas en forma continua; el caso contrario es menos crítico, pero el efecto también es mayor cuando la sub-base es más rígida.

5.3. Diseño del pavimento

Se eligió para el proyecto un pavimento rígido con una losa de concreto hidráulico y los métodos por los cuales se analizará son el Método AASHTO y el Método PCA. Los datos necesarios para el diseño del pavimento son los siguientes:

No. de Carriles	3
Años de servicio	20
Tasa de crecimiento anual	3%

Tabla 12. Elementos para el diseño del pavimento
Fuente: Elaboración propia

Vehículo	TPDA
Ap	10559
Ac	2614
B	603
C2	367
C3	26
Total	14169

Tabla 13. Tránsito diario promedio anual
Fuente: Elaboración propia

La capa subrasante se presentó oficialmente en las especificaciones mexicanas de 1957. Sus características mínimas deben de ser:

Espesor de la capa: 30 cm mínimo

Tamaño máximo: 7.5 cm (3 pulg)

Grado de compactación: 95% del PVSM

Valor relativo de soporte: 15% mínimo

Expansión máxima: 5%

5.3.1. Método AASHTO

5.3.1.1. Prueba de pavimentación AASHTO

El método de diseño de espesores de pavimentos rígidos está basado en los resultados obtenidos de la prueba de carreteras concebida y promovida gracias a la organización que ahora conocemos como AASHTO (Association of State Highways and Transportation Officials) para estudiar el comportamiento de estructuras de pavimento de espesores conocidos, bajo cargas móviles de magnitudes y frecuencias conocidas y bajo el efecto del medio ambiente en secciones conocidas de pavimentos rígidos y flexibles.

5.3.1.2. Formulación del método de diseño

El objetivo principal de las pruebas consistía en determinar relaciones significativas entre el comportamiento de varias secciones de pavimento y las cargas aplicadas sobre ellas, o bien para determinar las relaciones significativas entre un número de repeticiones de ejes con cargas, de diferente magnitud y

disposición, y el comportamiento de diferentes espesores de pavimentos, conformados con bases y sub-bases, colocados en suelos de características conocidas.

En total se examinaron 368 secciones de pavimento rígido y 468 secciones de pavimento flexible.

Las mediciones físicas de las secciones de prueba se transfirieron a fórmulas que podían dar nuevamente valores numéricos de capacidad de servicio. Estos valores graficados contra las aplicaciones de carga forman una historia de comportamiento para cada sección de prueba que permiten la evaluación de cada uno de los diversos diseños.

5.3.1.3. Evolución de la guía AASHTO

Aproximadamente después de un año de terminar la prueba AASHTO para 1961 salió publicada la primer "Guía AASHTO para Diseño de Pavimentos Rígidos y Flexibles". Posteriormente para 1972 se realizó una revisión y se publicó como la "Guía AASHTO para Diseño de Estructuras de Pavimento - 1972". Para 1981 se hizo una Revisión al Capítulo III, correspondiente al Diseño de Pavimentos de Concreto con Cemento Portland. Para 1986 se publicó una revisión de la "Guía para el Diseño de Estructuras de Pavimento". En 1993 se realizó una Revisión del Diseño de Sobrecarpetas de pavimento. Para 1998 se publicó un método alternativo para diseño de pavimentos, que corresponde a un "Suplemento a la guía de diseño de estructuras de pavimento".

5.3.1.4. Variables del método de diseño

Las variables que intervienen en el diseño de los pavimentos constituyen en realidad la base del diseño del pavimento por lo que es necesario conocer las consideraciones más importantes que tienen que ver con cada una de ellas para así poder realizar diseños confiables y óptimos al mismo tiempo.

Variables de diseño de Pavimentos Rígidos:

- Espesor.
- Serviciabilidad (inicial y final).
- Tráfico (ejes equivalentes).
- Transferencia de carga.
- Propiedades del concreto (módulos de ruptura y elasticidad).
- Resistencia de la subrasante (módulo de reacción).
- Drenaje.
- Confiabilidad (confiabilidad y desviación estándar).

Serviciabilidad

La serviciabilidad se define como la habilidad del pavimento de servir al tipo de tráfico (autos y camiones) que circulan en la vía, se mide en una escala del 0 al 5 en donde 0 (cero) significa una calificación para pavimento intransitable y 5 (cinco) para un pavimento excelente.

La serviciabilidad es una medida subjetiva de la calificación del pavimento, sin embargo la tendencia es poder definirla con parámetros medibles como los son: el

índice de perfil, índice de rugosidad internacional, coeficiente de fricción, distancias de frenado, visibilidad, etc.

La serviciabilidad inicial (P_o) es la calificación que tendrá el pavimento inmediatamente después de terminar su construcción.

Caso	P_o
Normal	4.5
Mínimo	4.3

Tabla 14. Serviciabilidad inicial recomendada por AASHTO

La serviciabilidad final (P_t) tiene que ver con la calificación que esperamos tenga el pavimento al final de su vida útil.

Para el proyecto utilizaremos la serviciabilidad inicial normal (4.5) para efectos de los cálculos.

Pavimento	P_t
Autopistas	2.5
Carreteras	2.0
Zona Industrial	1.8
Urbana Principal	1.8
Urbana Secundaria	1.5

Tabla 15. Serviciabilidad final recomendada por AASHTO

Para el proyecto se considerará un pavimento de zona urbana principal (1.8).

Tráfico (ejes equivalentes)

El tráfico promedio diario anual TPDA se tiene que convertir al número de ejes sencillos equivalentes (ESAL's) de 8.2 ton que pasan por la superficie de rodamiento.

Los ejes sencillos equivalentes para el proyecto son 6025141 y están registrados en la memoria de cálculo del diseño del pavimento.

Transferencia de cargas

La efectividad de la Transferencia de Carga entre losas adyacentes depende de varios factores:

- Cantidad de Tráfico.
- Utilización de Pasajuntas.
- Soporte Lateral de las Losas.

Mientras más efectiva sea la transferencia de carga entre losas mejor será el comportamiento del pavimento a lo largo de su vida útil. Una manera de transferir la carga de una losa a otra es mediante la trabazón de agregados que se genera en la grieta debajo del corte de la junta, sin embargo esta forma de transferir carga solamente se recomienda para vías con tráfico ligero.

La utilización de pasajuntas es la manera más conveniente de lograr la efectividad en la transferencia de cargas, los investigadores recomiendan evaluar dos criterios para determinar la conveniencia de utilizar pasajuntas.

Utilizar pasajuntas cuando:

- El tráfico pesado sea mayor al 25% del tráfico total.
- El número de Ejes Equivalentes de diseño sea mayor de 5.0 millones de ESAL's.

El Coeficiente de Transferencia de Carga considera el esfuerzo de transferencia a través de la junta o grieta. Junta 0% efectiva.

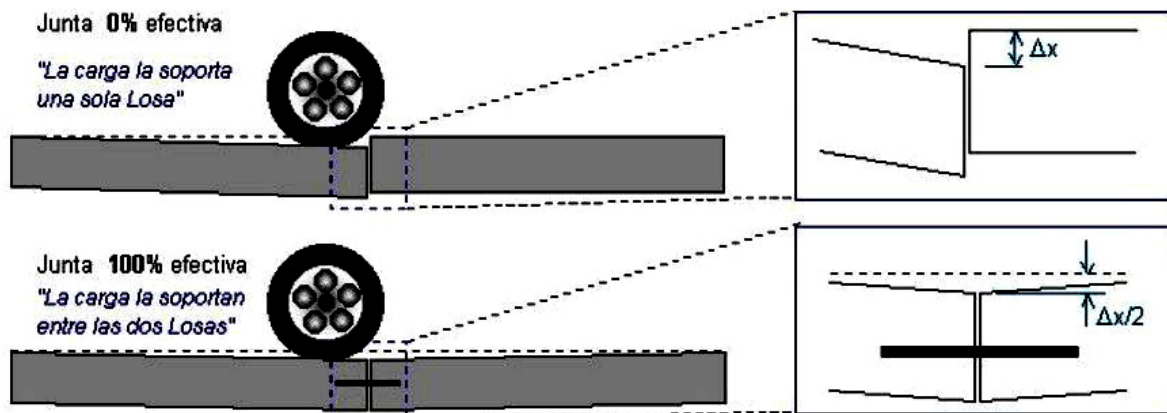


Figura 13. Detalle de la junta constructiva

Soporte Lateral

El confinamiento que produce el soporte lateral contribuye a reducir los esfuerzos máximos que se generan en el concreto por efecto de las cargas.

Un pavimento de concreto puede considerarse lateralmente soportado cuando tenga algunas de las siguientes características en su sección.

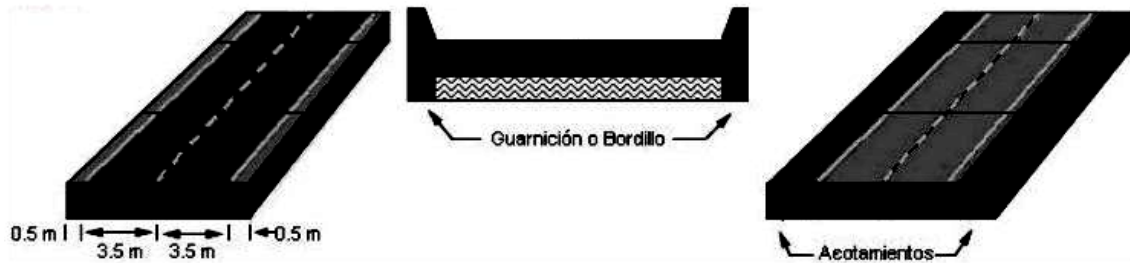


Figura 14. Soporte lateral

Propiedades del concreto (módulos de ruptura y elasticidad)

Módulo de Ruptura

Debido a que los pavimentos de concreto trabajan principalmente a flexión es recomendable que su especificación de resistencia sea acorde con ello, por eso el diseño considera la resistencia del concreto trabajando a flexión, que se le conoce como resistencia a la flexión por tensión (S_c) o Módulo de Ruptura (MR) normalmente especificada a los 28 días.

El módulo de ruptura se mide mediante ensayos de vigas de concreto aplicándoles cargas en los tercios de su claro de apoyo. Esta prueba está normalizada por la ASTM C78. Existe una prueba similar con la aplicación de la carga al centro del claro que genera resultados diferentes de resistencia a la tensión (aproximadamente 15% a 20% mayores) pero que no son los que considera AASHTO para el diseño.

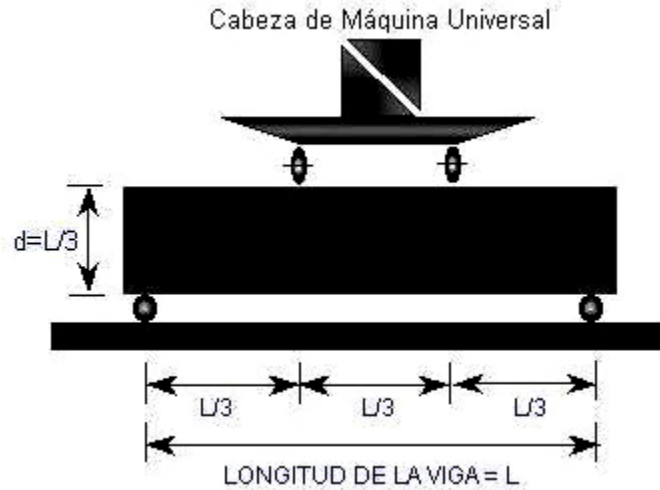


Figura 15. Prueba de resistencia

Especificación del Módulo de Ruptura Recomendado

Los valores recomendados para el Módulo de Ruptura varían desde los 41 kg/cm² (583 psi) hasta los 50 kg/cm² (711 psi) a 28 días dependiendo del uso que vayan a tener.

En seguida se muestran valores recomendados, sin embargo el diseñador deberá elegir de acuerdo a un buen criterio.

Pavimento	Modulo de Ruptura	
	Kg/cm ²	PSI
Autopistas	48.00	682.70
Carreteras	48.00	682.70
Zonas Industriales	45.00	640.10
Urbanas Principales	45.00	640.10
Urbanas Secundarias	42.00	507.40

Tabla 16. Valores recomendados para el módulo de ruptura

El módulo de ruptura para el proyecto estará determinado por un pavimento para zona urbana principal (640.10 psi).

Módulo de Ruptura Promedio

La metodología de diseño de AASHTO permite utilizar la resistencia a la flexión promedio, que se haya obtenido del resultado de ensayos a flexión de las mezclas diseñadas para cumplir la resistencia especificada del proyecto.

Estos resultados dependen de las condiciones de control y calidad que tenga el fabricante del concreto en sus procesos.

En todos los casos se recomienda que sea Concreto Premezclado.

$MR \text{ promedio} = MR \text{ especificado} * Zr * (\text{Coeficiente de Variación del MR})$

Módulo de Elasticidad

El Módulo de Elasticidad del concreto está relacionado con su Módulo de Ruptura, existen varios criterios con los que se puede estimar el Módulo de Elasticidad a partir del Módulo de Ruptura.

$$E_c = 6750 * MR$$

$$E_c = 26454 * MR^{0.77}$$

Los cálculos del módulo de elasticidad se encuentran detallados en la memoria de cálculo.

Resistencia a la Subrasante (Modulo de Reacción)

El módulo de reacción de suelo corresponde a la capacidad portante que tiene el terreno natural en donde se soportará el cuerpo del pavimento. El valor del módulo de reacción (K) se puede obtener directamente del terreno mediante la prueba de placa ASTM D1195 y D1196.

El valor de K representa el soporte (terreno natural y terraplén si lo hay) y se puede incrementar al tomar la contribución de la sub-base.

Cuando se diseña un pavimento es probable que se tengan diferentes valores de K a lo largo del tramo por diseñar, el método AASHTO recomienda utilizar el valor promedio de los módulos K para el diseño estructural.

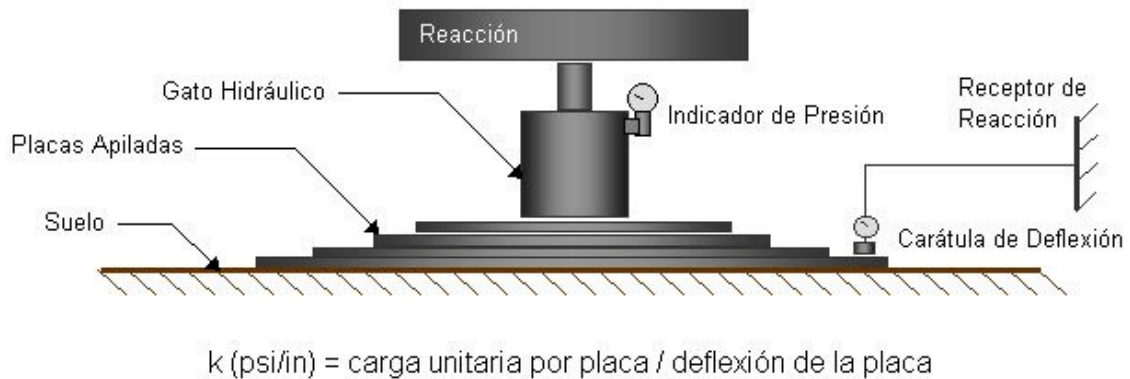


Figura 16. Prueba de placa

Drenaje

Efectos del agua atrapada en la estructura del pavimento.

- 1- Reduce la resistencia de materiales granulares no ligados.
- 2- Reduce la resistencia de la subrasante.

- 3- Expulsión de Finos.
- 4- Levantamientos diferenciales de suelos expansivos.
- 5- Expansión por congelamiento.

Confiabilidad y Desviación Estándar

La confiabilidad está definida como la probabilidad de que un pavimento desarrolle su función durante su vida útil en condiciones adecuadas para su operación.

Otra manera de entender la confiabilidad, por ejemplo es: si se considera una confiabilidad "R" del 80% estaríamos permitiendo que el 20% de las losas del pavimento alcancen al final de su vida útil una serviciabilidad igual a la serviciabilidad final seleccionada en el diseño.

También podemos entender a la confiabilidad como un Factor de Seguridad y ante esa situación debemos reflexionar en los valores de confiabilidad que debemos utilizar en México, con el mejor de los criterios, al hacer un diseño para un pavimento.

Clasificación	Confiabilidad
Autopistas	95%
Carreteras	80%
Rurales	70%
Zonas Industriales	65%
Urbanas Principales	60%
Urbanas Secundarias	50%

Tabla 17. Confiabilidad recomendada para México

La desviación estándar es la cantidad de error estadístico presente en la ecuación de diseño de AASHTO resultando de la variación en los diferentes parámetros que intervienen en la formulación, tales como: materiales, calidad de construcción, cuantificación del tráfico, variaciones del soporte en el suelo, etc...

Pavimento	So
Nuevo	0.35
Whitetopping	0.39

Tabla 18. Desviación estándar recomendada por AASHTO

Resulta razonable pensar que la desviación estándar "So" sea mayor para el caso de la rehabilitación de un pavimento con una sobrecarpeta de concreto hidráulico que cuando se considera un pavimento nuevo.

Esto debido a que la variabilidad de los materiales que forman el cuerpo de soporte seguramente es mayor dado que ya han estado sometidos a condiciones de trabajo y las posibilidades de modelarlo precisamente son menores.

La desviación estándar está muy relacionada con la confiabilidad "R", dado que entre ambos valores componen el Factor de Seguridad utilizado en la formulación.

Espesor

De acuerdo a los cálculos y con los factores antes mencionados, con el método AASHTO tenemos un espesor promedio de 19.61 cm de concreto hidráulico. Los datos completos se encuentran detallados en la memoria de cálculo.

Capa	Espesor
Losa de concreto	20 cm
Sub-base	15 cm
Subrasante	35 cm

Tabla 19. Espesores calculados con el método AASHTO

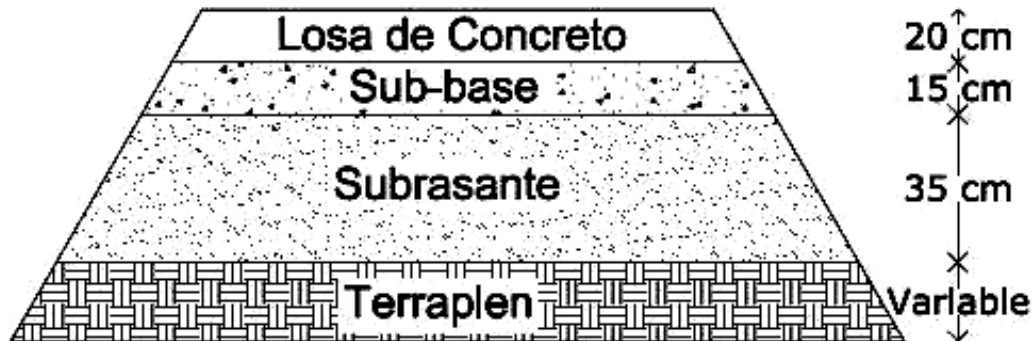


Figura 17. Espesores calculados con el método AASHTO

5.3.2. Método PCA

5.3.2.1. Formulación del método

El método de diseño de la Portland Cement Association es exclusivamente un método de diseño desarrollado para pavimentos de concreto.

Teniendo como base el conocimiento de varias teorías de pavimentos como Westergaard, Picket and Ray así como de elementos finitos. También la experiencia en el comportamiento de varias pruebas e investigaciones como la Arlington Test y diversos proyectos de la misma PCA. Y derivado de lo anterior se generó finalmente este método de diseño.

Parte del método fue desarrollado interpretando los resultados del modelo de elementos finitos basados en el comportamiento de una losa de espesor variable y dimensiones finitas (180 x 144 pulgadas) a la cual se le aplicaron cargas al centro, de borde y de esquina, considerando diferentes condiciones de apoyo y soporte.

El método de diseño de la PCA considera dos criterios de evaluación en el procedimiento de diseño, el criterio de erosión de la sub-base por debajo de las losas y la fatiga del pavimento de concreto.

El criterio de erosión reconoce que el pavimento puede fallar por un excesivo bombeo, erosión del terreno de soporte y diferencias de elevaciones en las juntas.

El criterio del esfuerzo de fatiga reconoce que el pavimento pueda fallar, presentando agrietamiento derivado de excesivas repeticiones de carga.

A diferencia del método AASHTO el método de diseño PCA, consideró un valor fijo de módulo de elasticidad del Concreto (E_c) = 4'000,000 psi que no lo hizo variar en relación con la resistencia a la flexión del concreto (MR), así como tampoco varió el coeficiente de poisson de 0.15.

Este método considera algunas limitaciones en los valores de módulo de reacción K del suelo, en donde el rango de valores para los que el método fue desarrollado oscila entre los 50 y 700 pci.

Una ventaja que se debe reconocer en el método del PCA es que toma el tráfico real que estima circulará sobre el pavimento, sin convertirlo Ejes Sencillos Equivalentes.

5.3.2.2. Variables

Las variables que intervienen en el diseño son:

- Espesor Inicial del Pavimento.
- Módulo de Reacción K del suelo.
- Tráfico.
- Transferencia de Carga y Soporte Lateral.
- Propiedades del Concreto.
- Módulo de Ruptura (Considera una reducción del 15% por seguridad).
- Módulo de Elasticidad Fijo = 4,000,000 psi.
- Módulo de Poisson Fijo = 0.15.

Espesor

De acuerdo a los cálculos y con los factores antes mencionados, con el método AASHTO tenemos un espesor promedio de 18.79 cm de concreto hidráulico. Los datos completos se encuentran detallados en la memoria de cálculo.

Capa	Espesor
Losa de concreto	20 cm
Sub-base	15 cm
Subrasante	35 cm

Tabla 20. Espesores calculados con el método PCA

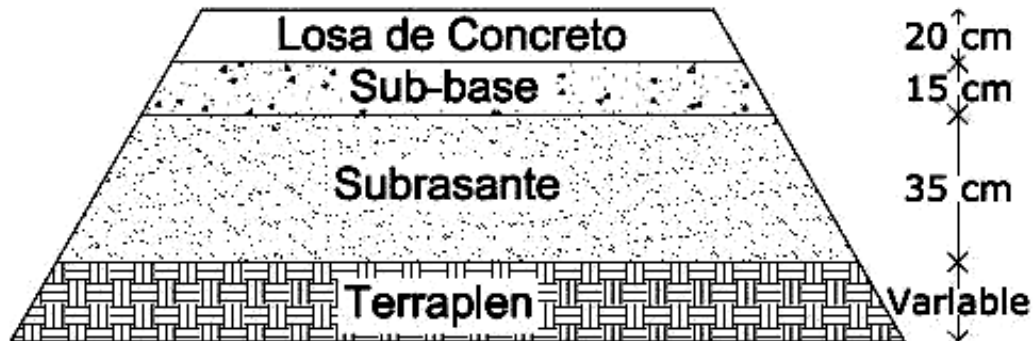


Figura 18. Espesores calculados con el método PCA

5.3.3. Comparativa entre los métodos de diseño

Ambos métodos de diseño son apropiados para el diseño de espesores de pavimentos rígidos en cualquier tipo de proyecto, sin embargo el método AASHTO hace intervenir un mayor número de variables que nos ayudan a modelar de mejor manera las condiciones del proyecto al momento de estar diseñando su espesor. Los resultados del método de la PCA son adecuados para cualquier tipo de proyecto a pesar de que no se puedan tomar en cuenta algunos factores importantes como lo son la serviciabilidad inicial y final. En cambio considera de una manera más real la contribución del tráfico en la formulación.

El pavimento para este proyecto será el calculado por el método de la AASHTO, pues es bastante preciso y completo, ya que toma en cuenta el periodo de vida del proyecto, la tasa de crecimiento anual y hace un análisis del tránsito tomando en cuenta los vehículos Ap y los Ac, los cuales son la mayoría de los esperados.

Capítulo 6. Conclusiones

Siempre que se piense en el diseño de alguna vialidad lo primero que se debe tener en cuenta es el tránsito y los usuarios. Siguiendo estos dos puntos básicos es como se puede lograr que el usuario circule cómodamente por las distintas vialidades, evitando así ser molestado por factores externos.

El sistema de transporte se compone de: un vehículo, una fuerza motriz, carreteras o vialidades, terminales y sistemas de control. Si uno de estos elementos faltara o en su defecto fallara, el sistema deja de funcionar de forma apropiada.

En este proyecto se llevó a cabo el diseño geométrico de un puente vehicular en la Avenida Díaz Mirón para poder mejorar el funcionamiento de la vialidad que afecta directamente al sistema de transporte antes mencionado, así como las condiciones de servicio que el incremento del flujo vehicular exigen.

El diseño que se presenta en este proyecto cumple con las normas de la SCT y representa una solución viable para enfrentar y remediar los problemas que se presentan con la ingeniería de vías terrestres.

El pavimento propuesto está diseñado para soportar las cargas repetitivas que se presentan por la circulación de vehículos clasificados como Ap, Ac, B, C2 y C3. El nuevo trazo permite aprovechar el volumen de material que sale de las rampas que se eliminan para construir el nuevo diseño.

La propuesta de señalamiento está diseñada y cuenta con todos los elementos necesarios para que todos los usuarios identifiquen rápidamente las direcciones que deben tomar para poder dirigirse a los distintos puntos de interés en la zona.

Bibliografía

- CRESPO, C. (2002) Vías Terrestres y aeropuertos. Ed (s.n.) México

- OLIVERA, F. (2009) Estructuración de Vías Terrestres. Grupo Editorial Patria. México

- S.O.P. (1971) Manual de diseño geométrico de carreteras

- SEDESOL. Manual de diseño geométrico de vialidades

- http://www.cemexmexico.com/co/co_pa_dp.html

APENDICES

Apéndice A. Memoria de Cálculo**DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO****Método AASHTO**

PROYECTO: PUENTE DIAZ MIRON

UBICACION: VERACRUZ, VERACRUZ - VERACRUZ

FECHA: 11/2/2010 10:55:29 AM

DISEÑADO: MARCO ANTONIO GONZALEZ BUENROSTRO

DATOS DEL TRÁFICO

FACTOR DE SENTIDO (FS): 0.5
 FACTOR DE CARRIL (FC): 0.7
 TRANSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA): 14169

Período de Aforo

Inicio: 01/09/2010

Fin: 01/09/2010

Total de días Aforado: 1

Tipo de Vehículo	AFORO		Total Diario	COMPOSICION VEHICULAR		
	Normales	Total en el Período Aforado		%	% Cargados	% Vacíos
A2	10559	10559	10558.7388	74.52	100	0
A'2	2614	2614	2614.1805	18.45	60	40
B2	603	603	603.5994	4.26	60	40
C2	367	367	366.9771	2.59	60	40
C3	26	26	25.5042	0.18	60	40

Tabla 21. Aforo vehicular

TASA DE CRECIMIENTO ANUAL: 3 %

PERIODO DE DISEÑO: 20 Años

DATOS DEL PAVIMENTO

CONFIABILIDAD(R): 60 %

DESVIACION ESTANDAR (So): 0.35

MODULO DE RUPTURA DEL CONCRETO (MR): 640.1Psi

MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO (Ec): 4320675 Psi

COEFICIENTE DE TRANSFERENCIA DE CARGA (J): 3.8

MODULO DE SUBREACCION DEL SUELO DE APOYO (k): 334.2 Pci

COEFICIENTE DE DRENAJE (Cd): 1.1

INDICE DE SERVICIO INICIAL (Po): 4.5

INDICE DE SERVICIO FINAL (Pt): 1.8

Se considera que el pavimento no cuenta con barras pasajuntas para la transferencia de carga, además de también considerar que el pavimento no cuenta con soporte lateral.

RESULTADOS:

EJES SENCILLOS EQS. DE 18 KIPS: 6022601 ESALS					
N°	Tipo de Eje	Peso del Eje	Repeticiones al año	Repeticiones en la vida útil	ESALS
1	Sencillo	2.2	2697758	72489768	19641
2	Sencillo	2.64	133585	3589479	1764
3	Sencillo	2.86	133585	3589479	2313
4	Sencillo	3.74	200377	5384205	8960
5	Sencillo	6.6	18753	503900	7426
6	Sencillo	7.7	49596	1332663	36666
7	Sencillo	8.36	200377	5384205	207641
8	Sencillo	8.8	1303	35012	1669
9	Sencillo	12.1	76350	2051553	373097
10	Sencillo	15.4	30844	828790	423261
11	Sencillo	22	74395	1999022	4744551
12	Tandem	9.9.	1303	35012	422
13	Tandem	39.6	1955	52532	195190

Tabla 22. Ejes sencillos equivalentes

Espesor del pavimento 19.61 cm

MODULACION DE LOSAS

De acuerdo al Espesor encontrado y siguiendo el criterio AASHTO, CEMEX le recomienda la siguiente modulación de losas:

SEPARACION MAXIMA DE JUNTAS TRANSVERSALES: 4.71 metros

RANGO DE SEPARACION DE JUNTAS LONGITUDINALES: 3.0 a 4.5 metros

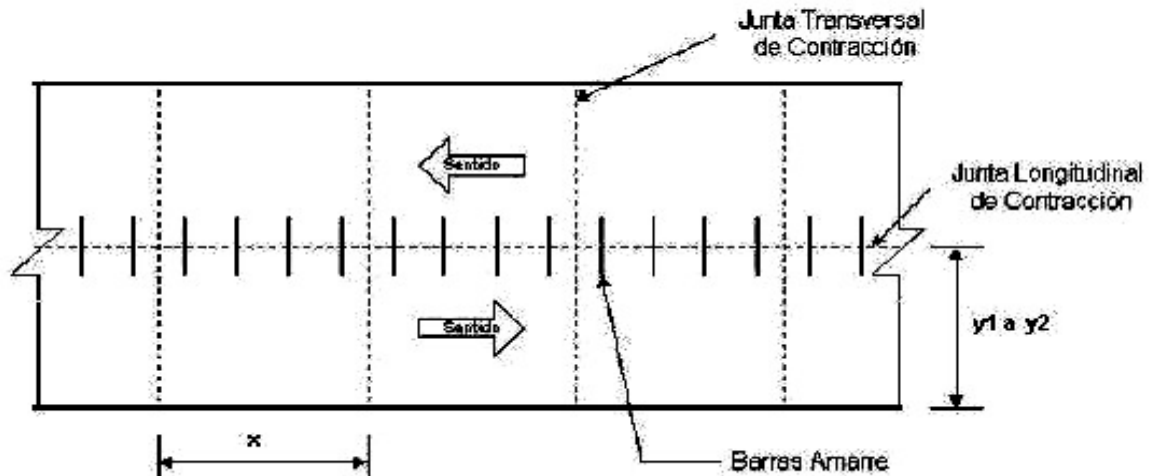
BARRAS DE AMARRE

Espesor Pavimento (cm)	Diámetro (in)	Longitud (cm)	Distancia al Extremo Libre (m)			
			3.05 m	3.66 m	4.27m	7.32m
hasta 14	1/2	64	76	76	76	64
hasta 18	1/2	71	76	76	76	51
hasta 21.6	1/2	79	76	76	71	41
hasta 25.4	5/8	81	91	91	91	56
hasta 30.5	5/8	91	91	91	79	46

Tabla 23. Separación en cm, según la distancia al extremo libre.

CROQUIS ESQUEMATICO

$x = 4.71 \text{ metros}$ $y1 = 3.0 \text{ metros}$ $y2 = 4.5 \text{ metros}^*$



* La relación largo/ancho de las losas debe estar entre 0.71 y 1.40

Figura 19. Croquis esquemático de la junta y barras de amarre

Detalle de juntas

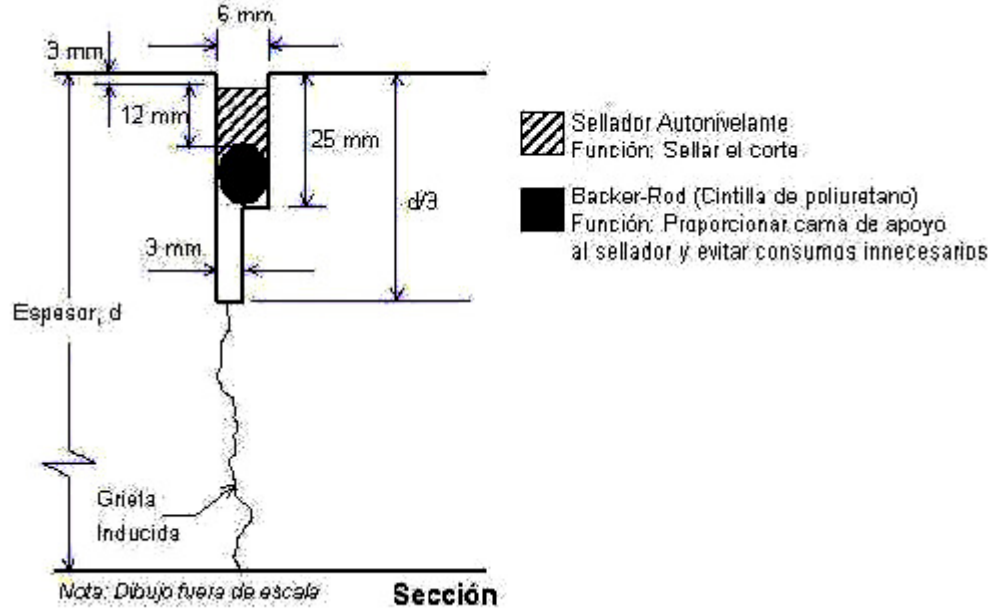


Figura 20. Detalle de junta de contracción transversal

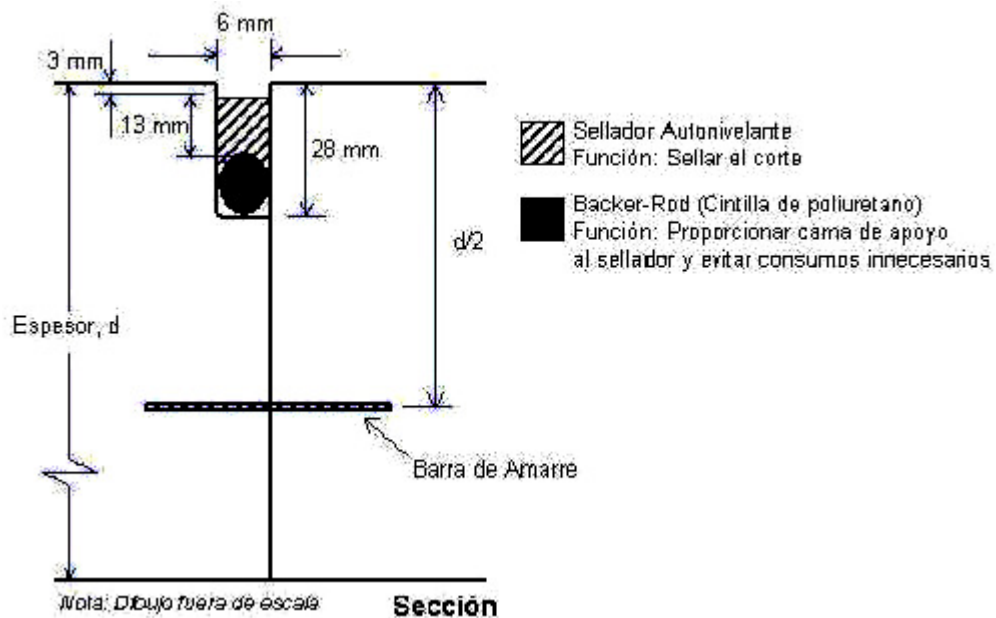


Figura 21. Detalle de junta longitudinal

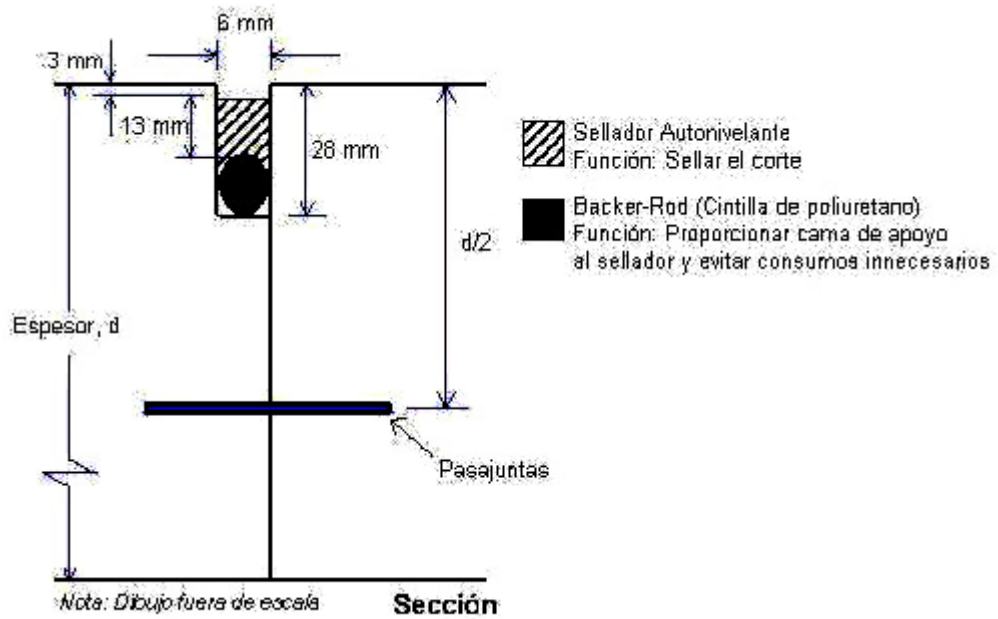


Figura 22. Detalle de junta de construcción

DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO

Método PCA

PROYECTO: PUENTE DIAZ MIRON

UBICACION: VERACRUZ, VERACRUZ - VERACRUZ

FECHA: 11/2/2010 10:55:29 AM

DISEÑADO: MARCO ANTONIO GONZALEZ BUENROSTRO

DATOS DEL TRÁFICO

FACTOR DE SENTIDO (FS): 0.5
 FACTOR DE CARRIL (FC): 0.7
 TRANSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA): 14169

Período de Aforo

Inicio: 01/09/2010

Fin: 01/09/2010

Total de días Aforado: 1

Tipo de Vehículo	AFORO			COMPOSICION VEHICULAR		
	Normales	Total en el Período Aforado	Total Diario	%	% Cargados	% Vacíos
A2	10559	10559	10558.7388	74.52	100	0
A'2	2614	2614	2614.1805	18.45	60	40
B2	603	603	603.5994	4.26	60	40
C2	367	367	366.9771	2.59	60	40
C3	26	26	25.5042	0.18	60	40

Tabla 23. Aforo Vehicular

TASA DE CRECIMIENTO ANUAL: 3 %

PERIODO DE DISEÑO: 20 Años

DATOS DEL PAVIMENTO

MODULO DE REACCION (K): 334.2 Pci

MODULO DE RUPTURA (MR): 640.1 Psi

FACTOR DE SEGURIDAD DE CARGA (FSC): 1.1

MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO (E_c): 4320675 Pci

MODULO DE POISSON (μ): 0.15

FACTOR 2: 1

FACTOR 3: 0.894

FACTOR 4: 0.953

RIGIDEZ RELATIVA (I): 25.8515 in

Se considera que el pavimento cuenta con barras pasajuntas para la transferencia de carga, además de también considerar que el pavimento cuenta con soporte lateral.

RESULTADOS:

ESPESOR DEL PAVIMENTO: 7.4 in (18.796 cm)

% DE FATIGA: 0 % OK

% DE EROSION: 87.55 % OK

El espesor es adecuado para los datos de diseño

MODULACION DE LOSAS

SEPARACION MAXIMA DE JUNTAS TRANSVERSALES: 4.51 metros

RANGO DE SEPARACION DE JUNTAS LONGITUDINALES: 3.0 a 4.5 metros

Carga del Eje en Kips	Carga del Eje por FS=1.3	Repeticiones Esperadas	f1	Esfuerzo Actuante	Esf. Act./MR	Repeticiones Permisibles	% de Fatiga	Trabajo	Repeticiones Permisibles	% de Daño
-----------------------	--------------------------	------------------------	----	-------------------	--------------	--------------------------	-------------	---------	--------------------------	-----------

$$L = 25.8515 \text{ in} - \text{Fact2} = 1 - \text{Fact3} = 0.8940 - \text{Fact4} = 0.9530$$

EJES SENCILLOS			Msen = 2156.6					FEsen = 0		
2.2	2.86	72489768	0.1543	31.06	0.0485	ilimitadas	0	0.15	ilimitadas	0
2.64	3.43	3589479	0.1831	36.87	0.0576	ilimitadas	0	0.22	ilimitadas	0
2.86	3.72	3589479	0.1974	39.75	0.0621	ilimitadas	0	0.26	ilimitadas	0
3.74	4.86	5384205	0.2541	51.15	0.0799	ilimitadas	0	0.44	ilimitadas	0
6.6	8.58	503900	0.4333	87.24	0.1363	ilimitadas	0	1.37	ilimitadas	0
7.7	10.01	1332663	0.5009	100.84	0.1575	ilimitadas	0	1.87	ilimitadas	0
8.36	10.87	5384205	0.5412	108.95	0.1702	ilimitadas	0	2.2	ilimitadas	0
8.8	11.44	35012	0.5679	114.33	0.1786	ilimitadas	0	2.44	ilimitadas	0
12.1	15.73	2051553	0.7661	154.23	0.2409	ilimitadas	0	4.62	ilimitadas	0
15.4	20.02	828790	0.961	193.47	0.3022	ilimitadas	0	7.48	ilimitadas	0
22	28.6	1999022	1.3438	270.53	0.4226	ilimitadas	0	15.27	2308663	86.59

					Subtotal Ejes Sencillos = 0 %	Subtotal Ejes Sencillos = 86.59 %				
EJES TANDEM					Mtan = 1802.9	FEtan = 0				
9.9	12.87	35012	0.3307	55.65	0.0869	ilimitadas	0	0.81	ilimitadas	0
39.6	51.48	52532	1.2171	204.84	0.32	ilimitadas	0	12.98	5460415	0.96
					Subtotal Ejes Tandem = 0 %	Subtotal Ejes Tandem = 0.96 %				
EJES TRIDEM					Mtri = 1509.1	FEtri = 0				
					Subtotal Ejes Tridem = 0 %	Subtotal Ejes Tridem = 0 %				

RESUMEN

Subtotal Ejes Sencillos = 0 % Subtotal Ejes Sencillos = 86.59 %

Subtotal Ejes Tandem = 0 % Subtotal Ejes Tandem = 0.96 %

Subtotal Ejes Tridem = 0 % Subtotal Ejes Tridem = 0 %

Total Fatiga = 0 %

Total Erosión = 87.55 %

BARRAS DE AMARRE

Espesor Pavimento (cm)	Diámetro (in)	Longitud (cm)	Distancia al Extremo Libre (m)			
			3.05 m	3.66 m	4.27m	7.32m
hasta 14	1/2	64	76	76	76	64
hasta 18	1/2	71	76	76	76	51
hasta 21.6	1/2	79	76	76	71	41
hasta 25.4	5/8	81	91	91	91	56
hasta 30.5	5/8	91	91	91	79	46

Tabla 25. Separación en cm, según la distancia al extremo libre.

CROQUIS ESQUEMATICO

$x = 4.51 \text{ metros}$ $y1 = 3.0 \text{ metros}$ $y2 = 4.5 \text{ metros}^*$

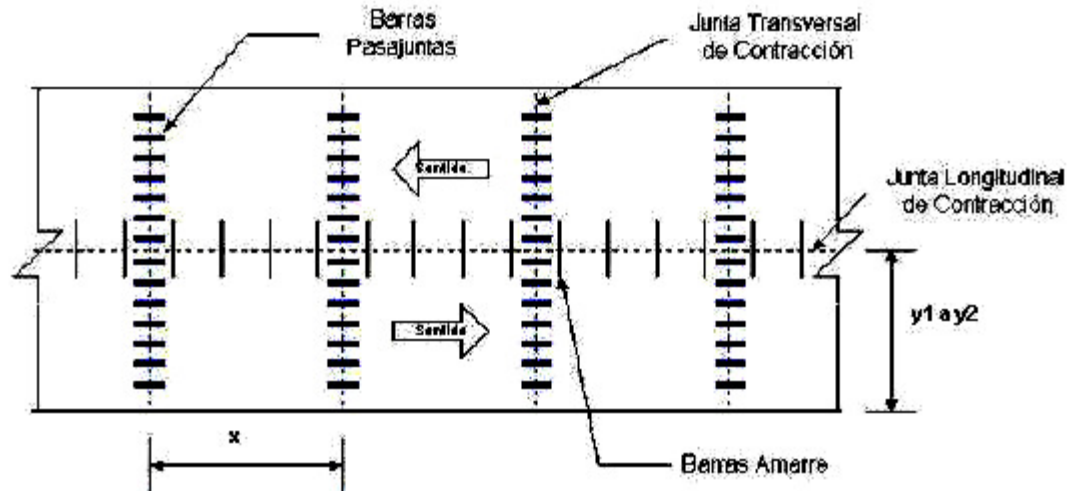


Figura 23. Croquis esquemático de la junta y barras de amarre

Detalle de juntas

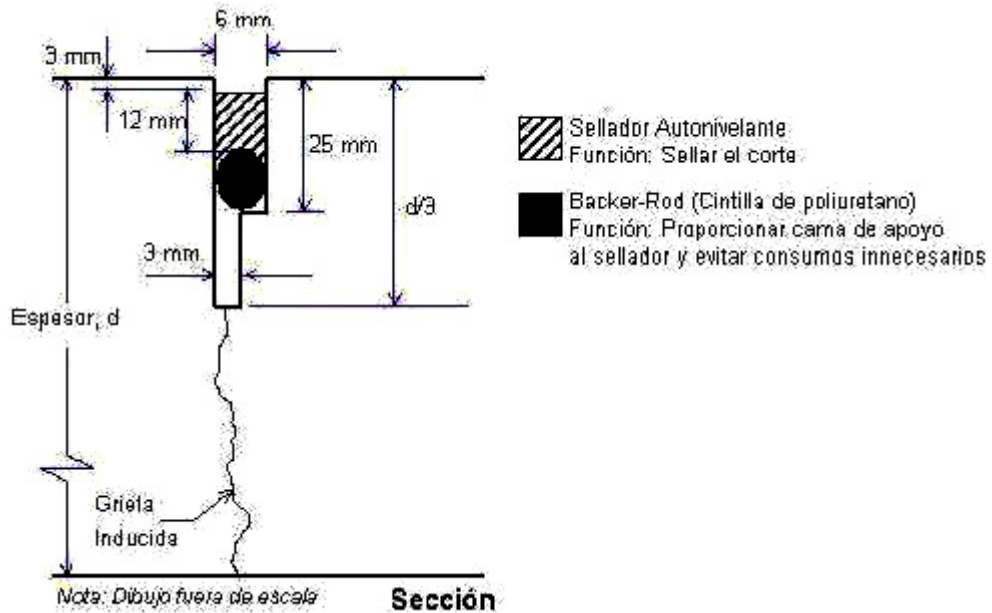


Figura 24. Detalle de junta de contracción transversal

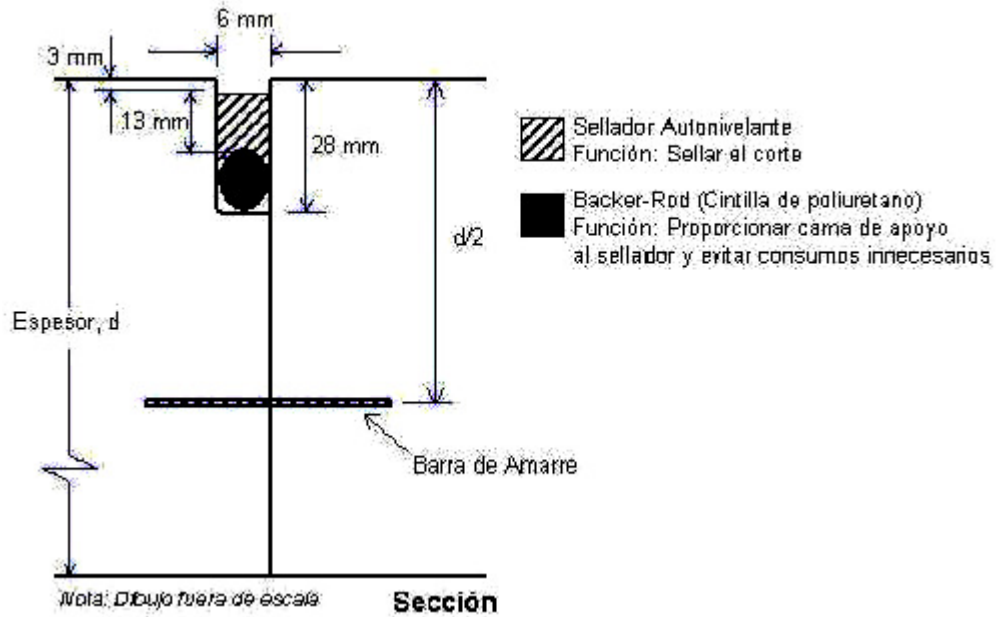


Figura 25. Detalle de junta longitudinal

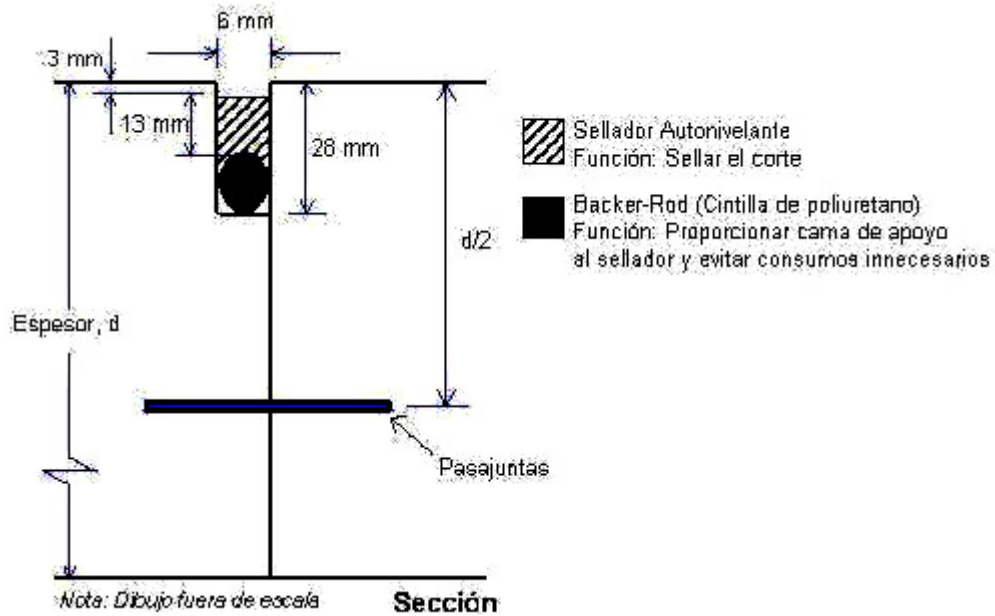


Figura 26. Detalle de junta de construcción

Apéndice B. Reporte Fotográfico



Imagen 3. Situación actual del sitio



Imagen 4. Situación actual del sitio



Imagen 5. Situación actual del sitio



Imagen 6. Situación actual del sitio



Imagen 7. Situación actual del sitio



Imagen 8. Situación actual del sitio



Imagen 9. Situación actual del sitio



Imagen 10. Situación actual del sitio



Imagen 11. Situación actual del sitio



Imagen 12. Situación actual del sitio



Imagen 13. Situación actual del sitio