



UNIVERSIDAD ATÓNOMA DE QUERÉTARO
FACULTAD DE INGENIERÍA

*“METODOLOGÍA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN PROYECTO
GEOMÉTRICO DE CARRETERAS APLICADA A LA NUEVA VIALIDAD EN
AVENIDA REVOLUCIÓN”*

TESINA

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTAN:

C.OMAR ABDIEL GRANILLO CONTRERAS
C.FEDERICO IBARRA PADILLA

DIRIGIDO POR: DR. J. JESÚS ALONSO MOTA

C.U. SANTIAGO DE QUERÉTARO, QRO., MAYO DE 2012

La presente obra está bajo la licencia:
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/deed.es>



CC BY-NC-ND 4.0 DEED

Atribución-NoComercial-SinDerivadas 4.0 Internacional

Usted es libre de:

Compartir — copiar y redistribuir el material en cualquier medio o formato

La licenciante no puede revocar estas libertades en tanto usted siga los términos de la licencia

Bajo los siguientes términos:



Atribución — Usted debe dar [crédito de manera adecuada](#), brindar un enlace a la licencia, e [indicar si se han realizado cambios](#). Puede hacerlo en cualquier forma razonable, pero no de forma tal que sugiera que usted o su uso tienen el apoyo de la licenciante.



NoComercial — Usted no puede hacer uso del material con [propósitos comerciales](#).



SinDerivadas — Si [remezcla, transforma o crea a partir](#) del material, no podrá distribuir el material modificado.

No hay restricciones adicionales — No puede aplicar términos legales ni [medidas tecnológicas](#) que restrinjan legalmente a otras a hacer cualquier uso permitido por la licencia.

Avisos:

No tiene que cumplir con la licencia para elementos del material en el dominio público o cuando su uso esté permitido por una [excepción o limitación](#) aplicable.

No se dan garantías. La licencia podría no darle todos los permisos que necesita para el uso que tenga previsto. Por ejemplo, otros derechos como [publicidad, privacidad, o derechos morales](#) pueden limitar la forma en que utilice el material.

INDICE

CAPITULO I

ANTECEDENTES

- I.1 INTRODUCCION
- I.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA
 - I.2.1 Descripción de la Zona.
 - I.2.2 Capacidad vial.
 - I.2.3 Transporte Público.
 - I.2.4 Problemas Generales.
- I.3 JUSTIFICACIÓN
- I.4 OBJETIVOS GENERALES
- I.5 METODOLOGÍA

CAPITULO II

FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA DE TRÁNSITO

- II.1 Clasificación y características de las carreteras (MAy)
 - II.1.1 Clasificación de carreteras.
 - II.1.1.1 Clasificación funcional.
 - II.1.1.2 Clasificación de acuerdo con su tránsito.
- II.2 TIPO DE TERRENO
- II.3 VEHÍCULO DE PROYECTO
 - II.3.1 Características generales.
 - II.3.2 Trayectorias de giro mínimas.
- II.4 VELOCIDAD DE PROYECTO
- II.5 DISTANCIA DE VISIBILIDAD
 - II.5.1 Distancia de visibilidad de parada.
 - II.5.2 Distancia de visibilidad de rebase.
 - II.5.3 Distancia de visibilidad de encuentro.
 - II.5.4 Distancia de visibilidad de decisión .
- II.6 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS
 - II.6.1 Alineamiento horizontal
 - II.6.1.1 Tangentes
 - II.6.1.2 Curvas circulares
 - II.6.1.2.1 Grado máximo de curvatura
 - II.6.1.2.2 Longitud mínima
 - II.6.1.2.3 Longitud máxima
 - II.6.1.3 Curvas espirales de transición
 - II.6.1.3.1 Distancia de visibilidad en curvas
 - II.6.1.3.2 Distancia de visibilidad de parada
 - II.6.1.4 Ampliaciones, Sobreelevaciones y Transiciones

- II. 6.1.5 Alineamiento vertical
 - II. 6.1.5.1 Tangentes
 - II. 6.1.5.2 Curvas verticales
 - II. 6.1.5.2.1 Longitud mínima
 - II. 6.1.5.2.2 Longitud máxima
 - II. 6.1.5.2.3 Distancia de visibilidad en curvas verticales
 - II. 6.1.5.2.3.1 Curvas verticales en cresta
 - II. 6.1.5.2.3.2 Curvas verticales en columpio
 - II. 6.1.5.2.3.3 Requisitos de visibilidad
 - II. 6.1.5.3 Sección transversal

CAPITULO III

TOPOGRAFÍA APLICADA A LAS VÍAS TERRESTRES

III.1 INTRODUCCIÓN

III.2 BREVES NOCIONES DE TOPOGRAFÍA

- III.2.1 Clases de levantamientos
- III.2.2 Tipos de mediciones en topografía
- III.2.3 Precisión y exactitud
- III.2.4 Registros de Campo

III.3 LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS CON ESTACIÓN TOTAL

- III.3.1 Planimetría y altimetría
- III.3.2 Instrumentos de estación total
- III.3.3 Calculo de distancias horizontales a partir de distancias inclinadas
- III.3.4 Funciones que realizan las estaciones totales
- III.3.5 La recolección de datos
 - III.3.5.1 Instalación y operación de las estaciones totales
 - III.3.5.2 Medición de ángulos con estaciones totales
 - III.3.5.3 Marcado y visado de puntos
 - III.3.5.4 Levantamiento de poligonales
 - III.3.5.4.1 Levantamiento de una poligonal cerrada
 - III.3.5.4.2 Levantamiento de una poligonal abierta
 - III.3.5.4.3 Método para levantar poligonales de apoyo
 - III.3.5.4.3.1 Consideraciones preeliminaries.
 - III.3.5.4.3.2 Medición de los ángulos interiores y distancias.
 - III.3.5.4.3.3 Ejemplo de levantamiento de una poligonal de apoyo
 - III.3.5.4.4 Compensación de poligonales
 - III.3.5.4.5 Grado de precisión
 - III.3.5.4.6 Trazo de poligonales con instrumentos de estación total

III.4 CURVAS DE NIVEL

- III.4.1 Características de las curvas de nivel
- III.4.2 Generación de la triangulación
- III.4.3 Cálculo y dibujo de las curvas de nivel

CAPÍTULO IV

PAVIMENTOS

IV.1 ANTECEDENTES GEOTÉCNICOS

IV.1.1 Generalidades

IV.1.2 Estudio Geotécnico

IV.1.2.1 Características de la zona

IV.1.2.2 Reconocimiento del sitio

IV.1.2.3 Metodos de exploración de suelos

V.1.2.3.1 Pozos a cielo abierto

V.1.2.3.1.1 Obtención de muestra alterada en la pared del Pozo

V.1.2.3.1.2 Obtención de la muestra inalterada en el fondo del Pozo

IV.1.2.4 Determinación de perfiles

IV.1.2.5 Bancos de material

v.1.2.5.1 Localización de bancos de material

V.1.2.5.2 Exploración y muestreo de bancos

V.1.2.5.3 Características de los materiales usados para las capas del

pavimento

IV.1.3 Compactación y mejoramiento del suelo

IV.2 PAVIMENTO

IV.2.1 Tipos de pavimentos

IV.2.1.1 Pavimentos Flexibles

IV.2.1.1.1 Materiales para carpeta asfáltica

IV.2.1.1.1.1 Materiales Pétreos

IV.2.1.1.1.2 Materiales Asfálticos

IV.2.1.1.1.2.1 Cementos asfálticos

IV.2.1.1.1.2.2 Emulsiones asfálticas

IV.2.1.1.1.2.3 Asfaltos rebajados

IV.2.1.1.1.3 Mezclas asfálticas

IV.2.1.1.1.3.1 Tipos de mezclas asfálticas

IV.2.1.1.1.3.1.1 Mezclas asfálticas en caliente

IV.2.1.1.1.3.1.2 Mezclas asfálticas en frío

IV.2.1.1.1.4 Proceso constructivo de la carpeta asfáltica

IV.2.1.2 Pavimentos Rígidos

IV.2.1.3 Pavimentos Mixtos o Combinados

IV.2.2 Funciones de las capas que conforman los pavimentos

IV.2.2.1 Función de las capas para los pavimentos flexibles

IV.2.2.2 Función de las capas para los pavimentos rígidos

IV.2.3 Análisis de esfuerzos en los pavimentos

IV.2.3.1 Multicapa Lineal Elástica

IV.2.3.1.1 Solución para un sistema unicapa

IV.2.3.1.2 Solución para un sistema de dos capas

IV.2.3.1.3 Solución para un sistema de tres capas

IV.3 DISEÑO DE PAVIMENTOS

IV.3.1 Factores que afectan el diseño de las vías terrestres

IV.3.2 Parámetros para el diseño de pavimentos

IV.3.2.1 Valor Relativo de Soporte

IV.3.2.2 Tránsito

IV.3.2.3 Clima y condiciones hidrológicas

IV.3.2.4 Nivel de confianza

IV.3.3 Diseño de pavimentos flexibles

IV.3.3.1 Método del Instituto de Ingeniería de La UNAM

IV.3.3.1.1 Antecedentes

IV.3.3.1.2 Criterios de diseño

IV.3.3.1.3 Calibración del modelo

IV.3.3.1.4 Variables de diseño

CAPITULO V

DESARROLLO DEL PROYECTO

V.1 ANTECEDENTES

V.2 FISIOGRAFÍA Y GEOMORFOLOGÍA

V.3 EXPLORACIÓN

V.4 ENSAYES DE LABORATORIO

V.5 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO

V.6 ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA

V.7 DISEÑO DEL PAVIMENTO

V.8 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

V.9 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES DE PROYECTO

CONCLUSIÓN

ANEXOS

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CAPITULO I

ANTECEDENTES

I.1 INTRODUCCIÓN

Las carreteras son uno de los factores más importantes para el desarrollo económico y social de un país; en México, constituyen la principal forma de comunicación. Los caminos y carreteras propician la creación de cadenas productivas generadas por el tráfico de mercancías e impulsan el comercio y la producción industrial. Por tales motivos es más que evidente la importancia de la correcta planeación en la construcción y mejoramiento de las vías terrestres por parte de las autoridades correspondientes, y los constructores encargados.

Las características de nuestro país implican, para los sistemas de transporte, la existencia de demandas muy fuertes y crecientes para cubrir las variadas necesidades de desplazamiento de carga y pasajeros en todo el territorio nacional, para poder contribuir así de manera activa a la integración nacional y a la articulación de cadenas productivas, aspectos indispensables para fortalecer la productividad de las industrias y la competitividad de la economía en su conjunto.

Desafortunadamente las malas condiciones de la superficie de rodamiento de las vialidades se traducen en un bajo nivel de servicio al usuario, incidiendo de manera muy importante en los costos de operación de transporte, índice de accidentabilidad, mermas en el valor de carga transportada, incomodidad del usuario, etc. Por eso la preponderancia que tenemos nosotros como constructores en lo que hagamos, pero sobre todo como hagamos las cosas, obtener resultados eficientes en las obras que realicemos, desde la supervisión del control de calidad de los materiales como en el correcto procedimiento constructivo, teniendo presente humildemente la necesidad de adquirir y desarrollar nuevos conocimientos aplicables para así contribuir en la obtención de mejores resultados futuros.

Este proyecto propone la proyección de pavimentación y construcción de una nueva vialidad en Avenida Revolución, entre Avenida la Poesía y Acceso IV que mejore las condiciones de tránsito vehicular, desahogando los congestionamientos presentados en esta zona.

La región donde se ubica este proyecto cuenta con un gran potencial económico pues además de contar con 10 rutas del transporte público las que transitan por la vialidad, existe a un costado el centro comercial “Plaza Sendero” el cual tendría una mayor cantidad de visitantes y fortalecería la actividad comercial de la zona.

En general dentro de los impactos positivos que proporcionan los proyectos carreteros se mencionan los siguientes: comunicación, desarrollo social, fortalecimiento del comercio y de la economía local, generación de empleo, transitabilidad permanente, menores costos de transporte, menores tiempos de recorrido y acceso a otros mercados.

I.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

A causa del incremento poblacional y a las inmigraciones internas en el estado de Querétaro, el tránsito vehicular se ha incrementado considerablemente en diferentes puntos de la Zona Metropolitana de la Ciudad Santiago de Querétaro dejando un gran déficit en el funcionamiento de las vialidades, por tal motivo es necesaria, entre otras acciones, la construcción del eje vial en Avenida Revolución, entre Avenida la Poesía y Acceso IV, de tal manera que se desahoguen los congestionamientos presentados en esta zona.

I.2.1 Descripción de la Zona.

La zona metropolitana de la Ciudad de Santiago de Querétaro, la décima mas grande del país y la sexta con mayor crecimiento en los últimos 10 años con 1,097,025 habitantes, contempla a los municipios de Corregidora, El Marqués, Huimilpan y Querétaro; Este Ultimo concentra el 73% de la población.

De acuerdo a la política de administración del Municipio de Querétaro, éste se divide en 7 delegaciones, de las cuales dos serán beneficiadas con la propuesta de obra; Delegación Félix Osores Sotomayor y Delegación Felipe Carrillo Puerto, siendo la parte Centro-Oriente del Municipio.

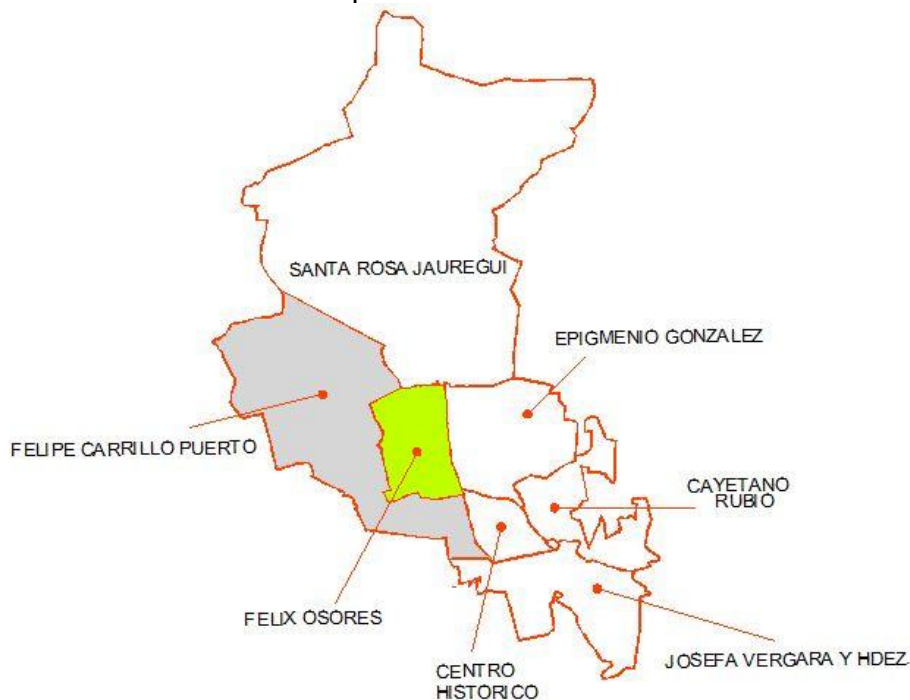


FIG. 1, Mapa del municipio de Querétaro y sus delegaciones.

En estas dos delegaciones se comparte el parque industrial más antiguo de la ciudad, “Parque Industrial Benito Juárez”, plazas comerciales de tamaño considerable, “Plaza Sendero” y colonias de clase media-baja y con alta densidad poblacional como Santa

Mónica, El Tintero, El Rocío, El Sol, La Luna, Rancho Bellavista, Los Sauces, Satélite, Cerrito colorado entre otras.

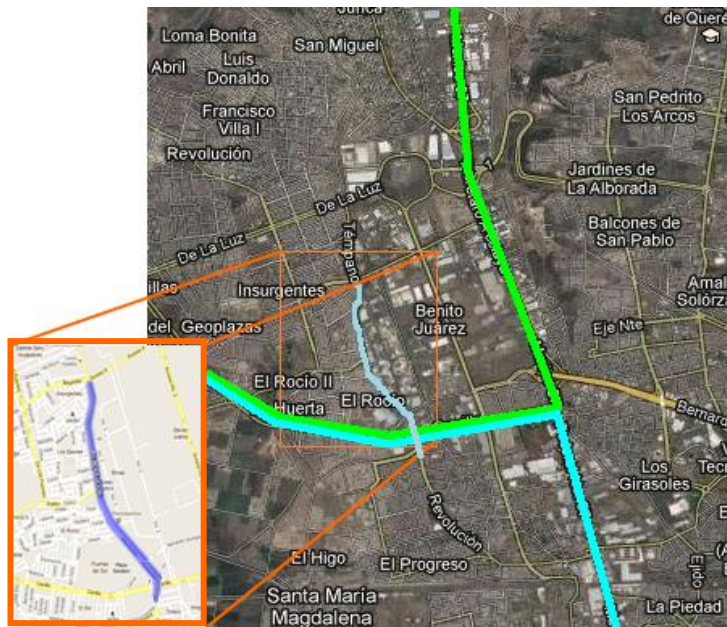


FIG. 1.1

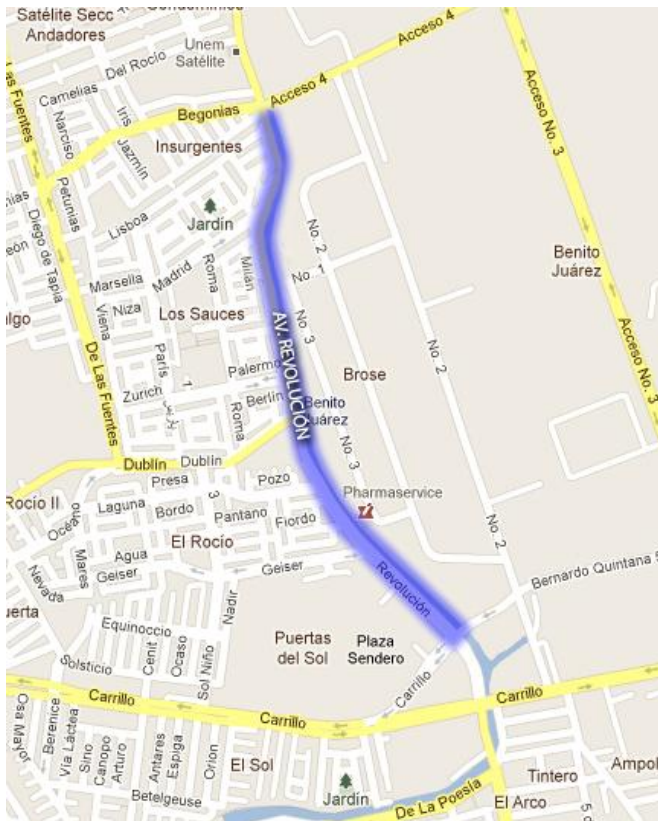


FIG. 1.2, Croquis de localización.

I.2.2 Capacidad vial

En la actualidad solo un tramo de la Av. Revolución de aproximadamente de 300 metros del tramo propuesto tiene dos carriles, en ambos sentidos cada uno, solo frente al centro comercial “Sendero”, el resto es de solo un carril, por lo que al llegar a la esquina de calle Geiser de la Col. El Rocío se vuelve un cuello de botella en sentido sur-norte.



FIG. 1.3, Zona de alto conflicto; Geiser esquina con Av. Revolución

Pasando el punto antes mencionado, solo tenemos dos carriles, para un aforo de más de 30,000 vehículos diarios, según dato proporcionado por autoridades municipales. Por lo que el resto de la vialidad es insuficiente para una movilidad vehicular fluida y segura.

I.2.3 Transporte Público

Sumando problemas a lo anterior, se cuenta con una infraestructura prácticamente nula para paraderos de autobuses de pasajeros locales. Son 10 rutas que circulan por la Av. Revolución en la actualidad; que al tener paradas continuas y al no tener bahías específicas para ellos, entorpecen y no permiten el flujo continuo de vehículos, provocando así, un tránsito muy lento, literalmente ir de tras del camión de pasajeros, si traducimos esto a horas-hombre es una pérdida realmente importante. Cabe mencionar que se levantó una encuesta (muestra pequeña) en las colonias Insurgentes y Los Sauces (Acceso 4) y las personas que mencionan que llegar al otro extremo (Av. Poesía) se llevan aproximadamente 20 minutos y en pocas ocasiones hasta 30 minutos. Demasiado tiempo en tan poca distancia.

I.2.4 Problemas Generales

La solución no es solo generar una vialidad, también es importante atacar otros aspectos, es decir, hacer una propuesta integral; este trabajo no estudiará varios de estos aspectos como falta de alumbrado público, falta de señalética, diseño de equipamiento urbano, o estética, sin embargo dentro la propuesta se hacen sugerencias al respecto.

Resumiendo los problemas tenemos lo siguiente:

- Aforo vehicular de más de 30 mil vehículos al día
- Capacidad vehicular insuficiente
- Zona de conflictos viales
- Zona sin señalamiento vial
- Alto índice de accidentes
- Paradas de autobuses sin equipamiento y peligrosas para los usuarios
- Inexistencia de cruces
- Alumbrado público deficiente
- Dren pluvial con deficiente capacidad de conducción



FIG. 1.4, Fotografía de la propuesta (elaborada en Archicad)

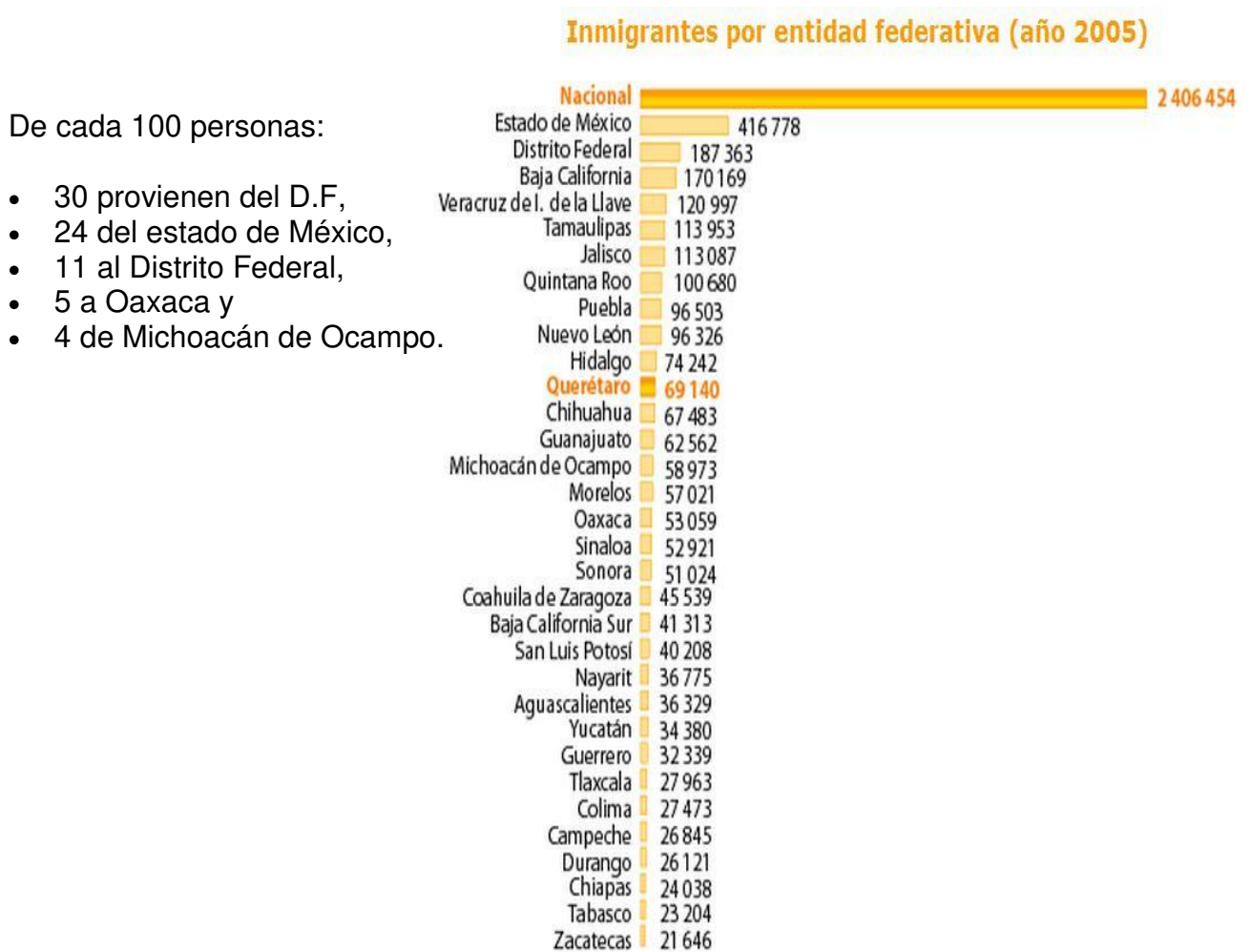
I.3 JUSTIFICACIÓN

Debido al tránsito excesivo vehicular en esta zona, se considera necesario propiciar una infraestructura vial de calidad y eficiente, que otorgue los elementos necesarios para que la población este dotada de una vialidad moderna que sea punta de lanza para un desarrollo social que incluyen a todos los sectores de la sociedad queretana, lográndose beneficios a largo plazo, así como mejorar los traslados de personal y mercancías dentro del estado, en el que convivan los usuarios del transporte urbano, vehículos particulares, ciclistas y peatones.

En las siguientes imágenes se muestra cual es la situación actual poblacional en nuestro estado y municipio queretano.

Inmigración interna en el estado de Querétaro

En el 2005 llegaron de otras ciudades a vivir a Querétaro 69 140 personas.



De cada 100 personas:

- 30 provienen del D.F,
- 24 del estado de México,
- 11 al Distrito Federal,
- 5 a Oaxaca y
- 4 de Michoacán de Ocampo.

FIG. 1.5

Densidad de población

Al 2010 en promedio en el estado de Querétaro viven 156 personas por kilómetro cuadrado.

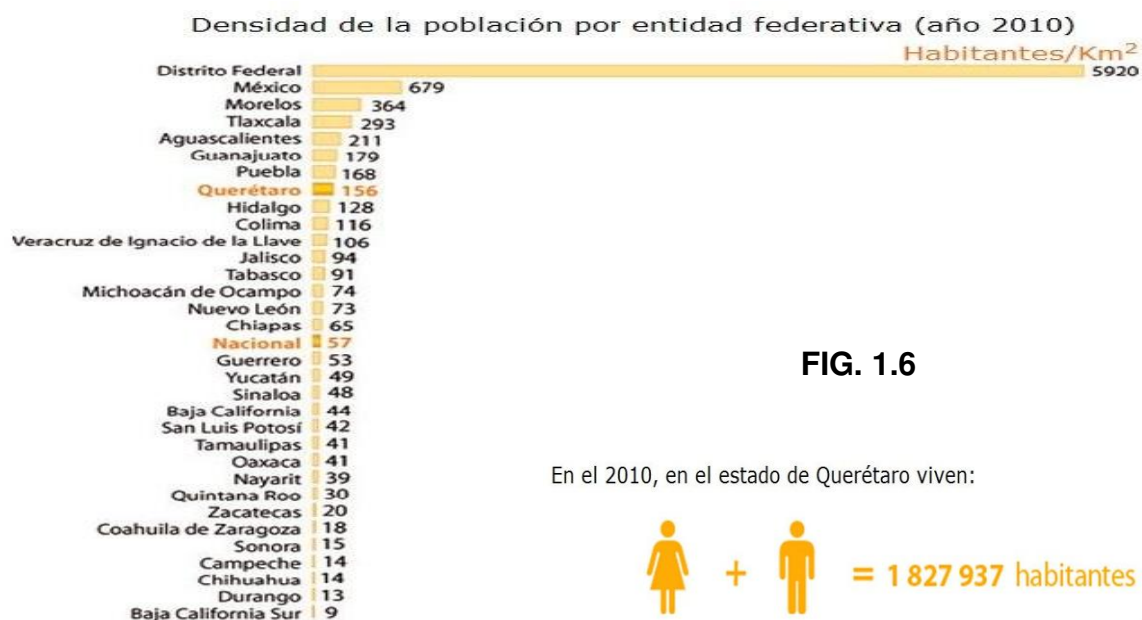


FIG. 1.6

En el 2010, en el estado de Querétaro viven:



Número de habitantes

Clave del municipio	Municipio	Cabecera municipal	Habitantes (año 2010)
001	Amealco de Bonfil	Amealco de Bonfil	62 197
002	Pinal de Amoles	Pinal de Amoles	27 093
003	Arroyo Seco	Arroyo Seco	12 910
004	Cadereyta de Montes	Cadereyta de Montes	64 183
005	Colón	Colón	58 171
006	Corregidora	El Pueblito	143 073
007	Ezequiel Montes	Ezequiel Montes	38 123
008	Huimilpan	Huimilpan	35 554
009	Jalpan de Serra	Jalpan de Serra	25 550
010	Landa de Matamoros	Landa de Matamoros	19 929
011	El Marqués	La Cañada	116 458
012	Pedro Escobedo	Pedro Escobedo	63 966
013	Peñamiller	Peñamiller	18 441
014	Querétaro	Santiago de Querétaro	801 940



FIG. 1.7, Datos obtenidos por el Instituto Nacional de Estadística y Geografía.

Como podemos observar en la información anterior proporcionada por el INEGI la creciente expansión demográfica actual de nuestro país y la problemática de inseguridad y desempleo en distintas zonas de la república mexicana ha empujado a familias de otros estados a buscar otras alternativas donde establecerse y así poder desarrollarse de una manera más plena, principalmente del Distrito Federal pues las condiciones en las que viven muchas familias son realmente precarias, con un gran rezago educativo, falta de oportunidades laborales, déficit de los servicios básicos de salud y vivienda, entre otros, Encontrando así nuestro estado como una buena opción para establecerse por la cercanía y por que las condiciones socioeconómicas son más propicias para el desarrollo de sus familias. Esto junto con el crecimiento poblacional local de nuestro municipio ha propiciado un transito de vehículos, ciclistas y de personas mas elevado, saturando la capacidad de nuestras vialidades, las cuales no han sido diseñadas para la cantidad de fluencia actual. De ahí la gran importancia de empezar a crear conciencia en nuestros líderes políticos de la preponderancia de implementar obras viales que cumplan con la demanda actual y que estén diseñadas correctamente para que se presente un transito fluido de vehículos, ciclistas y personas y que además cumpla con las normas de calidad de los materiales para que de esa manera la estructura del pavimento no sufra deformaciones excesivas antes del tiempo para el cual fue diseñado y así que la estructura trabaje en sus optimas condiciones, distribuyendo convenientemente las cargas concentradas que actúan en las capas superficiales del pavimento.

I.4 OBJETIVOS GENERALES

Objetivos del proyecto

- Incremento de capacidad vehicular a través de un cuerpo adicional.
- Reconstrucción de vialidad existente.
- Programa de señalización vial.
- Incremento y mejoramiento del alumbrado público.
- Construcción de cruces peatonales.
- Bahías de ascenso y descenso e instalación de un sistema de paradas a lo largo de la vialidad.
- Construcción de un parque lineal aprovechando los derechos de vía federales.
- Mejoramiento de la imagen social urbana.

Objetivos del trabajo

Los objetivos que se pretenden realizar con la instrumentación del proyecto “Construcción de Nueva Vialidad Lateral en Avenida Revolución” son:

- Generar una herramienta de consulta útil, donde se presenten tópicos relacionados con la construcción de una obra vial de manera práctica, siendo ayuda para estudiantes y personas interesadas en los temas.
- Profundizar y de esta manera reforzar los conceptos y teorías abordados durante el curso en los módulos mencionados con anterioridad.
- Completar la información recibida de los temas que se vieron de manera general en algunos módulos del curso de actualización.

I.5 METODOLOGÍA

Levantamiento Topográfico

Para poder proyectar nuestra carretera es necesario realizar un levantamiento topográfico, el cual nos genere la información geométrica necesaria para llevar a cabo nuestro objetivo, siendo primordial contemplar tanto los aspectos altimétricos como los planimétricos de nuestra área de trabajo, representado de la manera más real posible para evitar errores durante la ejecución de obra.

La taquimetría será la base del levantamiento, Este sistema será utilizado para determinar prácticamente la totalidad de los puntos de interés del sector.

Estudio de Mecánica de Suelos

Se abordarán las propiedades y las características del suelo, se realizaran muestreos, pruebas y ensayos de laboratorio para obtener esta información que nos represente el futuro comportamiento del suelo en un futuro al ser sometidos a esfuerzos y fenómenos naturales en la intemperie.

Diseño de Pavimentos

Se estudiarán los factores más relevantes para el diseño estructural de los pavimentos, así como aplicar los métodos comúnmente usados para el diseño de pavimentos flexibles y rígidos en nuestro país, además también se identificarán las principales fallas de los pavimentos, se definirán sus causas y se mostrarán las medidas correctivas de las mismas para evitar de esta manera que se presenten en nuestro proyecto.

CAPITULO II FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA DE TRÁNSITO

II.1 CLASIFICACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LAS CARRETERAS

II.1.1 Clasificación de carreteras

II.1.1.1 Clasificación funcional

Para fines de planeación, proyecto, construcción, conservación y operación de la Red Nacional de Carreteras se propone un sistema de clasificación técnico funcional con los siguientes subsistemas o categorías de carreteras:

1. Red de autopistas
2. Red troncal
3. Red colectora
4. Red alimentadora

1. Red de autopistas

La red de autopistas conforma junto con la red troncal, los itinerarios básicos que sirven al transporte y a todo tipo de vehículos, proporcionando a los grandes flujos vehiculares un movimiento rápido y eficiente entre regiones altamente desarrolladas, centros de actividad comercial o industrial o centros de poblaciones importantes. Estas vías pueden tener un control total o parcial de accesos. Su geometría permite el tránsito de todos los vehículos cuyas dimensiones máximas y peso por eje hayan sido establecidas en el reglamento sobre pesos, dimensiones y capacidad de los vehículos de autotransporte que transitan en los caminos y puentes de jurisdicción federal

2. Red troncal

La red conjuntamente con la red de autopistas conforman los itinerarios básicos que integran una red de rutas continuas para el transporte de personas y mercancías y en razón de su función, cumplir con lo siguiente:

- a) Operar como corredores para el tránsito de largo itinerario, es decir, servir a movimientos con longitudes de recorrido, características de los grandes trayectos, ya sea estables o inestables.
- b) Servir a todas las capitales de los estados o ciudades con más de 50,000 habitantes y a la mayoría de las zonas urbanizadas con más de 25,000 habitantes.
- c) Proporcionar una red integrada que permita un flujo expedito del tránsito.

3. Red colectora

La red colectora vinculada a la red troncal tiene por objeto la comunicación regional. Sus características geométricas permitan una velocidad de recorrido relativamente alta con interferencias menores en los movimientos de largo itinerario. Sus principales funciones son las siguientes:

- a) Se integra con la red troncal para proporcionar un servicio estatal o intermunicipal
- b) Se ubica a intervalos consistentes con la densidad de población de tal manera que las zonas desarrolladas estén a distancias razonables de la red troncal.

4. Red alimentadora

La red alimentadora presta servicio principalmente dentro del ámbito rural con longitudes promedio de recorrido relativamente cortas y establecen la conexión con la red colectora. Comunican con todas las poblaciones en su área de influencia y proporcionan accesos a los predios y parcelas colindantes. Sus principales funciones son:

- a) Servir a los puntos más alejados, comunicando a las poblaciones de 100 o más habitantes.
- b) Conectar las zonas potencialmente productivas con la red colectora
- c) Conectar las cabeceras municipales con la red colectora
- d) Servir al transporte de productos de la región y al tránsito de maquinaria agrícola.

II.1.1.2 Clasificación de acuerdo con su tránsito

En México, la selección de velocidad de proyecto y con ello el proyecto geométrico mismo, se basa en la calificación de las carreteras por Tránsito Diario Promedio Anual (TDPA) y tipo de terreno, existiendo una relación estrecha entre esta clasificación y la clasificación funcional de las carreteras.

Las carreteras se clasifican de acuerdo con su TDPA para el horizonte de proyecto de la forma siguiente:

1. Tipo "A"

- Tipo "A2", para un TDPA de tres mil (3,000) a cinco mil (5,000) vehículos.
- Tipo "A4", para un TDPA de cinco mil (5,000) a veinte mil (20,000) vehículos.

2. Tipo "B", para un TDPA de mil quinientos (1,500) a tres mil (3,000) vehículos.

3. Tipo "C", para un TDPA de quinientos (500) a mil quinientos (1,500) vehículos.

4. Tipo "D", para un TDPA de cien (100) a quinientos (500) vehículos.

5. Tipo "E", para un TDA de hasta cien (100) vehículos.

Tomando en cuenta las dos clasificaciones anteriores (funcional y por su TDPA) tenemos la siguiente relación:

Tipo de Carretera	Nomenclatura
Carretera de cuatro carriles, Eje de Transporte	ET4
Carretera de dos carriles, Eje de Transporte	ET2
Carretera de cuatro carriles	A4
Carretera de dos carriles	A2
Carretera de cuatro carriles, Red primaria	B4
Carretera de dos carriles, Red primaria	B2
Carretera de dos carriles, Red secundaria	C
Carretera de dos carriles, Red alimentadora	D

II.2 TIPO DE TERRENO

Las Normas de Servicios Técnicos clasifican a la configuración del terreno como a continuación se describe:

1. **Terreno tipo plano.** Aquél cuyo perfil acusa pendientes longitudinales uniformes y generalmente de corta magnitud, con pendiente transversal escasa o nula.
2. **Terreno tipo lomerío.** Aquel cuyo perfil longitudinal presenta en sucesión cimas y depresiones de cierta magnitud, con pendiente transversal no mayor de cuarenta y cinco por ciento (45%).
3. **Terreno tipo montañoso.** Aquél que tiene pendientes transversales mayores de cuarenta y cinco por ciento (45%).

La clasificación del terreno, se definirá no solamente por la configuración topográfica general, sino por las características que el terreno imprime a la carretera, tanto por lo que se refiere a su geometría, como a la magnitud de sus movimientos de tierra; como puede ser el caso de una carretera localizada en un parte aguas de zona montañosa en donde el terreno pudiera clasificarse como plano o lomerío.

II.3 VEHÍCULO DE PROYECTO

II.3.1 Características generales

Las características físicas de los vehículos y la proporción de los diferentes tamaños de vehículos que usan las carreteras, son controles indispensables en el proyecto geométrico. Es necesario, por consiguiente que todos los tipos de vehículos sean agrupados en clases generales para establecer el tamaño de los vehículos representativos dentro de cada clase. Los vehículos de proyecto elegidos son aquellos cuyo peso, dimensiones y características de operación se utilizan como controles de proyecto para acomodar una clase determinada de vehículos. Cada vehículo de proyecto posee dimensiones físicas más grandes y radios de giro mayores que casi todos los vehículos en su clase. En autopistas, por ejemplo, se da cabida usualmente a los vehículos de proyecto más grandes.

En la tabla 2 se muestran los pesos máximos autorizados por tipo de eje y camino (toneladas).







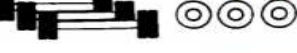
CONFIGURACION DE EJES	TIPO DE CAMINO			
	A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
 <p>SENCILLO DOS LLANTAS</p>	6.50	6.50	5.50	5.00
 <p>SENCILLO CUATRO LLANTAS</p>	10.00	10.00	9.00	8.00
 <p>MOTRIZ SENCILLO CUATRO LLANTAS</p>	11.00	11.00	10.00	9.00
 <p>MOTRIZ DOBLE O TANDEM SEIS LLANTAS</p>	15.50	15.50	14.00	12.50
 <p>DOBLE O TANDEM OCHO LLANTAS</p>	18.00	18.00	16.00	14.00
 <p>MOTRIZ DOBLE O TANDEM OCHO LLANTAS</p>	19.50	19.50	17.50	15.50
 <p>TRIPLE O TRIDEM DOCE LLANTAS</p>	22.50	22.50	20.00	18.00

Tabla 2 pesos máximos autorizados por tipo de eje y camino

A continuación se muestran el peso bruto vehicular máximo autorizado por tipo de vehículo y camino (toneladas), este peso permitido no debe excederse pues nuestros caminos han sido diseñados para soportar las cargas permisibles, de otra manera se

presentarían daños considerables, los cuales traen consigo pérdidas económicas en el rehabilitamiento de la estructura, además al no funcionar la misma en óptimas condiciones pone en peligro la vida de los conductores pues puede ser motivo de accidentes viales.

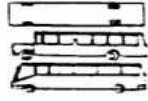


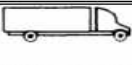
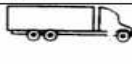

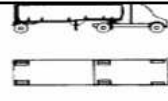
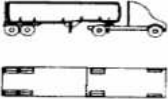
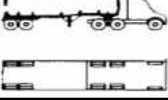
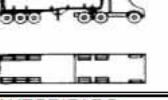
AUTOBUS					
CONFIGURACION DEL VEHICULO	NUMERO DE LLANTAS	TIPO DE CAMINO			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
 B2	6	17.50	17.50	15.50	14.00
	8	22.00	22.00	19.50	17.50
 B3	10	26.00	26.00	23.00	20.50
 B4	10	30.50	30.50	27.50	24.50
CAMION UNITARIO					
 C2	6	17.50	17.50	15.50	14.00
	8	22.00	22.00	19.50	17.50
 C3	10	26.00	26.00	23.00	20.50

Tabla 2.1

CAMION REMOLQUE					
CONFIGURACION DEL VEHICULO	NUMERO DE LLANTAS	TIPO DE CAMINO			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
 C2-R2	14	37.50	37.50	33.50	NA
	18	46.00	46.00	41.00	NA
 C3-R2	22	54.00	54.00	48.00	NA
	18	45.50	45.50	40.50	NA

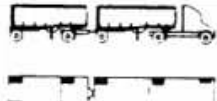
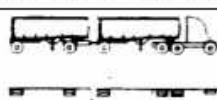
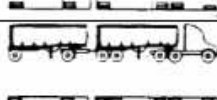
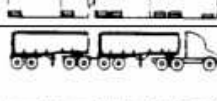
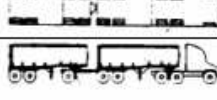
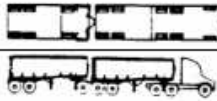
NA = NO AUTORIZADO

Tabla 2.1.1

TRACTOCAMION ARTICULADO					
CONFIGURACION DEL VEHICULO	NUMERO DE LLANTAS	TIPO DE CAMINO			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
 T2-S1	10	27.50	27.50	24.50	NA
 T2-S2	14	35.50	35.50	31.50	NA
 T3-S2	18	44.00	44.00	39.00	NA
 T3-S3	22	48.50	48.50	43.00	NA

NA = NO AUTORIZADO

Tabla 2.1.2


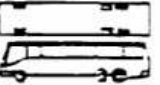
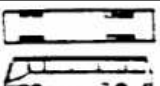


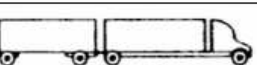



TRACTOCAMION DOBLEMENTE ARTICULADO					
CONFIGURACION DEL VEHICULO	NUMERO DE LLANTAS	TIPO DE CAMINO			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
 T2-S1-R2	18	47.50	47.50	42.50	NA
 T3-S1-R2	22	56.00	56.00	50.00	NA
 T3-S2-R2	26	60.50	60.50	52.50	NA
 T3-S2-R4	34	66.50*	66.50*	58.00	NA
 T3-S2-R3	30	63.00	63.00	55.00	NA
 T3-S3-S2	30	60.00	60.00	51.50	NA

NA = NO AUTORIZADO

Tabla 2.1.3 Peso bruto vehicular máximo autorizado por tipo de vehiculo y camino (toneladas).

El Peso Bruto Vehicular para este tipo de unidades que trasladan carga seca o fluida por caminos tipo A y B, podrá incrementarse a 72.5 Ton. por un periodo de 5 años, si cuenta con un sistema auxiliar de frenos, independiente del sistema de balatas; ambas disposiciones se aplicarán a la entrada en vigor de la presente Norma y posteriormente al plazo de referencia, el peso deberá ajustarse al valor indicado.

En las siguientes tablas se muestra el largo máximo autorizado por tipo de vehículo y camino (metros).

AUTOBUS					
CONFIGURACION DEL VEHICULO	NUMERO DE EJES	LARGO MAXIMO DEL VEHICULO POR TIPO DE CAMINO (m)			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
B2 	2	LT=14.00	LT=14.00	LT=14.00	LT=12.50
B3 	3	LT=14.00	LT=14.00	LT=14.00	LT=12.50
B4 	4	LT=14.00	LT=14.00	LT=14.00	LT=12.50
CAMION UNITARIO					
C2 	2	LT=14.00	LT=14.00	LT=14.00	LT=12.50
C3 	3	LT=14.00	LT=14.00	LT=14.00	LT=12.50
CAMION REMOLQUE					
CONFIGURACION DEL VEHICULO	NUMERO DE EJES	LARGO MAXIMO DEL VEHICULO POR TIPO DE CAMINO (m)			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
C2-R2 	4	LT=28.50	LT=28.50	LT=22.50	NA
C3-R2 	5	LT=28.50	LT=28.50	LT=22.50	NA
C3-R3 	6	LT=28.50	LT=28.50	LT=22.50	NA
C2-R3 	5	LT=28.50	LT=28.50	LT=22.50	NA

NA= NO AUTORIZADO

LT= LONGITUD TOTAL MAXIMA (m)

Tabla 2.2

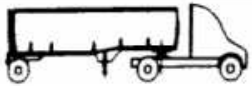
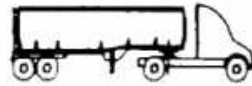

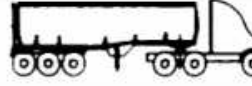


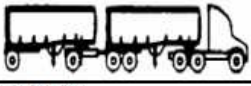



TRACTOCAMION ARTICULADO					
CONFIGURACION DEL VEHICULO	NUMERO DE EJES	LARGO MAXIMO DEL VEHICULO POR TIPO DE CAMINO (m)			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
T2-S1 	3	LT= 20.80	LT= 20.80	LT= 18.50	NA
T2-S2 	4	LT= 20.80	LT= 20.80	LT= 18.50	NA
T3-S2 	5	LT= 20.80	LT= 20.80	LT= 18.50	NA
T3-S3 	6	LT= 20.80	LT= 20.80	LT= 18.50	NA

Tabla 2.2.1

TRACTOCAMION DOBLEMENTE ARTICULADO					
CONFIGURACION DEL VEHICULO	NUMERO DE EJES	LARGO MAXIMO DEL VEHICULO POR TIPO DE CAMINO (m)			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
T2-S1-R2 	5	LT=31.00	LT=28.50	LT=23.50	NA
T3-S1-R2 	6	LT=31.00	LT=28.50	LT=23.50	NA
T3-S2-R2 	7	LT=31.00	LT=28.50	LT=23.50	NA
T3-S2-R4 	9	LT=31.00	LT=28.50	LT=23.50	NA
T3-S2-R3 	8	LT=31.00	LT=28.50	LT=23.50	NA
T3-S3-S2 	8	LT=25.00	LT=25.00	LT=20.00	NA

NA= NO AUTORIZADO LT= LONGITUD TOTAL MAXIMA (m)

Tabla 2.2.2 Largo máximo autorizado por tipo de vehículo y camino (metros).

Un vehículo de proyecto es un vehículo hiotético cuyas características se emplearán para establecer los lineamientos que regirán el proyecto geométrico de caminos e

intersecciones. Para fines de proyecto geométrico de carreteras, se propone una selección de dos clases generales de vehículos: vehículos ligeros (automóviles, camionetas y vehículos ligeros de reparto) y vehículos pesados (todo los tipos de camiones de dos o mas ejes y autobuses).

En el proyecto de cualquiera carretera se elegirá aquel vehículo de proyecto de dimensiones más grandes, con probabilidad de circular con mayor frecuencia, o un vehículo de proyecto cuyas características especiales tengan que ser tomadas en cuenta en el dimensionamiento de ciertos elementos críticos como son el radio en intersección o el radio de curvatura en carreteras., algunas de estas características se presentan en la tabla 2.8.

CARACTERISTICAS	TIPO DE VEHÍCULO				
	DE-335	DE-610	DE-1220	DE-1525	DE-2520
Longitud total del vehículo (L)	580	1050	1525	1800	2720
Distancia entre ejes extremos del vehículo (DE)	335	610	1220	1525	2520
Vuelo delantero (VD)	92	150	122	110	100
Vuelo Trasero (VT)	153	290	183	165	100
Ancho total del vehículo (A)	214	250	255	255	255
Entrevía del vehículo (EV)	183	250	255	255	255
Altura total del vehículo (Ht)	167	350	410	410	410
Altura de los ojos del conductor (Hc)	107	205	250	250	250
Altura de los faros delanteros (Hf)	61	105	112	112	112
Altura de las luces posteriores (Hl)	61	125	100	100	100
Angulo de la desviación del haz de los faros	1°	1°	1°	1°	1°
Radio de giro mínimo	732	1281	1220	1372	nd
Relación Peso/Potencia	nd	180	210	210	210
Vehículos representados por el proyecto	Ap	B2, B3, C2, C3	T2-S1 T2-S2	T3-S2 T3-S3	T3-T2-R4
Porcentaje del total de vehículos pesados	-	57	1	39	2

nd: no disponible

Tabla 2.3 Características de los principales vehículos de proyecto

II.3.2 Trayectorias de giro mínimas

Las dimensiones principales que afectan el proyecto son el radio de giro mínimo, la distancia entre la huella de las llantas, la distancia entre ejes externos y la trayectoria de la llanta trasera interna. Se supone que el efecto de las características de conducción del vehículo y el ángulo de las llantas, se minimiza si se supone que la velocidad del vehículo en los giros más cerrados es inferior a 15 km/h. Los camiones y autobuses son más anchos, tienen entrevías más grandes y radios de giro mínimos, mayores. Estas son las principales dimensiones que afectan el proyecto del alineamiento horizontal de las carreteras.

Los radios de giro mínimos y las longitudes de transición que se muestran, corresponden a giros realizados a menos de 15 km/h. mayores velocidades requieren de curvas de transición más largas y de radios de giro mínimos mayores, aunque algunos conductores son capaces de reducir estos radios.

En las siguientes figuras se ilustran las principales dimensiones de los vehículos de proyecto, así como sus radios de giro mínimo y las trayectorias de las ruedas para esos radios en ángulos de vuelta de 180°.

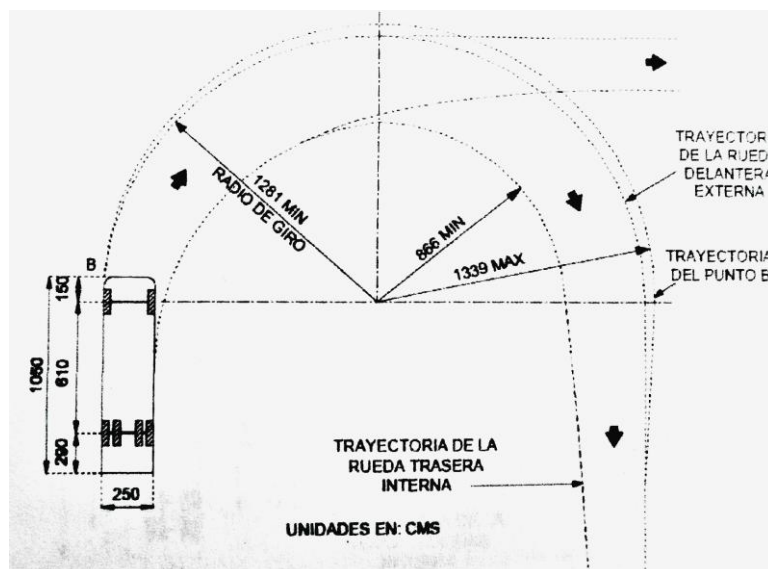


FIG. 2.4 Características del vehículo de proyecto DE-335

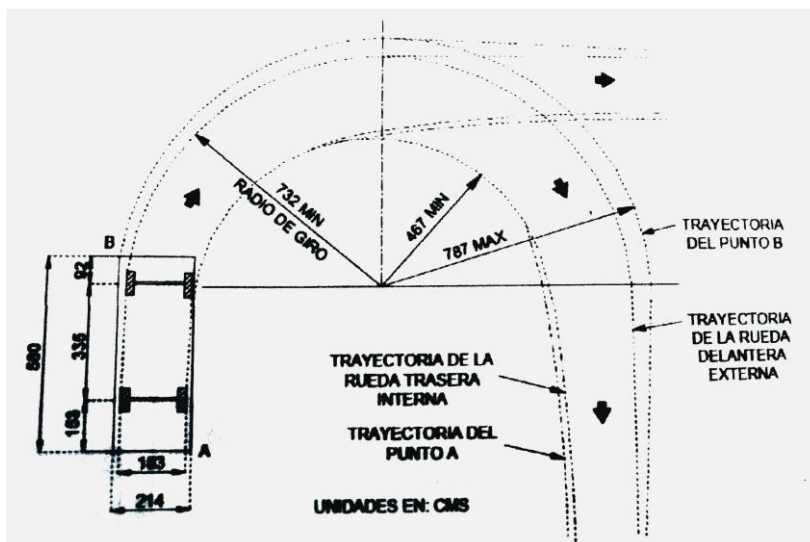


FIG. 2.4.1 Características del vehículo de proyecto DE-610

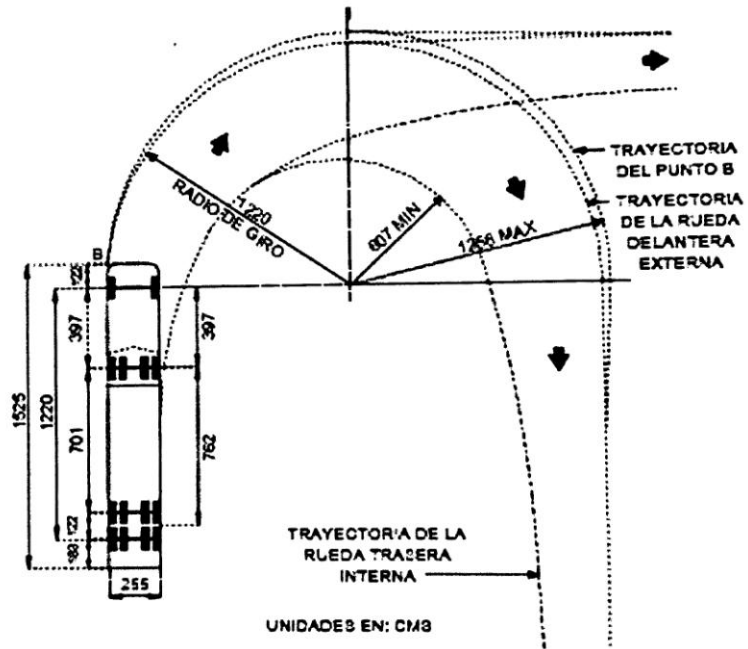


FIG. 2.4.2 Características del vehículo de proyecto DE-1220

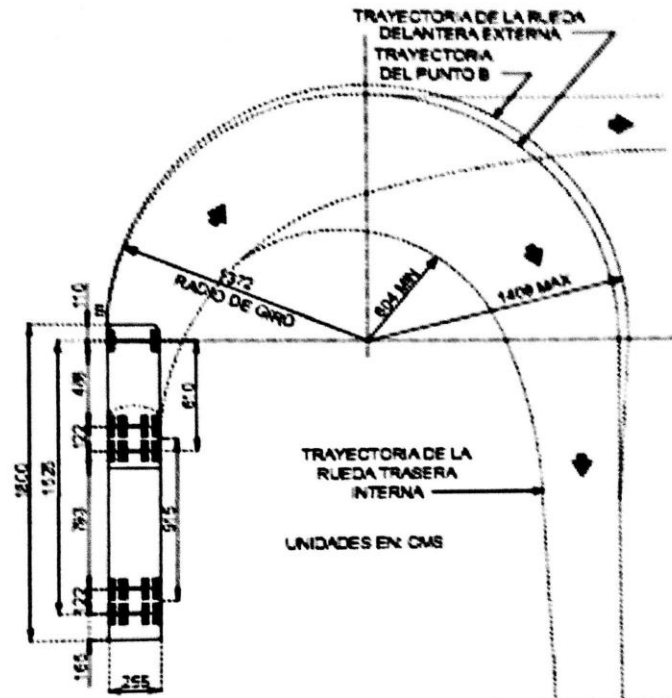


FIG. 2.4.3 Características del vehículo de proyecto DE-1525

II.4 VELOCIDAD DE PROYECTO

La velocidad de proyecto es la velocidad máxima a la cual los vehículos pueden circular con seguridad sobre un camino, cuando las condiciones atmosféricas y del tránsito son favorables.

La selección de la velocidad de proyecto está influida principalmente por la configuración topográfica del terreno, el tipo de camino, los volúmenes de tránsito y el uso de tierra. Una vez seleccionada, todas las características propias del camino se deben acondicionar a ella, para obtener un proyecto equilibrado. Un camino en terreno plano o con lomerío suave justifica una velocidad de proyecto mayor que la correspondiente a un camino en terreno montañoso.

La tabla 2.3 muestra las velocidades de proyecto que la normativa mexicana vigente especifica para diferentes combinaciones de tipo de carretera (según su TDPA) y el tipo de terreno presente.

CONCEPTO	UNIDAD	TIPO DE CARRETERA																						
		E	D	C	B	A																		
TDPA EN EL HORIZONTE DE PROYECTO	Velocidad	HASTA 100	100 A 500	500 A 1500	1500 A 3000	MAS DE 3000																		
TERRENO		<table border="1"> <tr> <td>MONTAÑOSO</td> <td colspan="5">[Barra]</td> </tr> <tr> <td>LOMERIO</td> <td colspan="5">[Barra]</td> </tr> <tr> <td>PLANO</td> <td colspan="5">[Barra]</td> </tr> </table>					MONTAÑOSO	[Barra]					LOMERIO	[Barra]					PLANO	[Barra]				
MONTAÑOSO	[Barra]																							
LOMERIO	[Barra]																							
PLANO	[Barra]																							
VELOCIDAD DE PROYECTO	km/hr	30 40 50 60 70	30 40 50 60 70	40 50 60 70 80 90 100	60 70 80 90 100 110	60 70 80 90 100 110																		

Tabla 2.5 Velocidad de proyecto.

II.5 DISTANCIA DE VISIBILIDAD

II.5.1 Distancia de visibilidad de parada

La distancia de visibilidad de parada es la distancia de visibilidad mínima necesaria para que un conductor que transita vea un objeto en su trayectoria y pueda para su vehículo antes de llegar a él. Es la mínima distancia de visibilidad que debe proporcionarse en cualquier punto de carretera.

La distancia de visibilidad de parada está formada por la suma de dos distancias: la distancia recorrida por el vehículo desde el instante en que el conductor ve el objeto hasta que coloca su pie en el pedal del freno y la distancia recorrida por el vehículo durante la aplicación de los frenos. A la primera se le llama distancia de reacción y a la segunda, distancia de frenado.

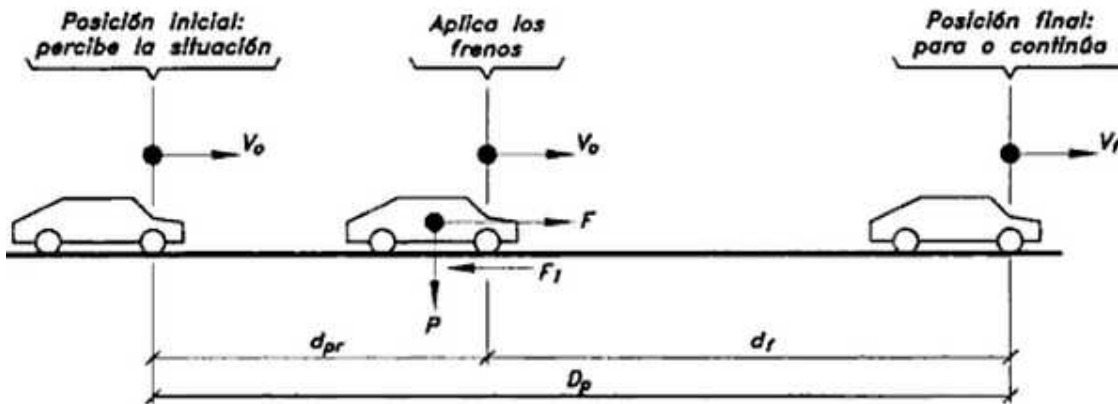


FIG. 2.6 Distancia de visibilidad de parada (D_p)

Lo anterior, expresado en forma matemática, queda:

$$D_p = d + d'$$

Donde;

D_p = Distancia de visibilidad de parada.

d = Distancia de reacción (o d_{pr})

d' = Distancia de frenado (o d_f)

La distancia de reacción se calcula mediante la ecuación:

$$d = DVt$$

En donde:

d = Distancia de reacción (m)

t = tiempo de reacción (seg)

V = Velocidad del vehículo (km/h)

K = Factor de conversión de km/h a m/seg, igual a 0.278

La distancia de frenado se calcula igualando la energía cinética del vehículo con el trabajo que realiza la fuerza para detenerlo, simplificando queda:

$$d' = \frac{V^2}{254(f+p)}$$

Donde:

d' = Distancia de frenado (m)

V = Velocidad del vehículo (m/seg)

f = Coeficiente de fricción longitudinal

p = Pendiente de la carretera

Sumando la distancia de reacción y la distancia de frenado, se obtiene la distancia de visibilidad de parada expresada por:

$$D_p = \frac{v \tau}{3.6} + \frac{v^2}{254(f+p)}$$

El coeficiente de fricción y el tiempo de reacción deben establecerse experimentalmente. Después de numerosas experiencias, la AASHTO ha determinado que para un proyecto, deben emplearse un tiempo de reacción de 2.5 segundos. El coeficiente de fricción longitudinal para proyecto varía entre 0.40 para una velocidad de 30 km/h, hasta 0.29 para 110 km/h, estos coeficientes corresponden a pavimentos mojados y por lo tanto, la velocidad de los vehículos en esta condición es inferior a la de proyecto y se aproxima a la velocidad de marcha, para bajos volúmenes de tránsito.

En la tabla 2.12 se calcularon de acuerdo a las características de operación de los vehículos ligeros y por lo tanto su aplicación a vehículos pesados puede dar origen a dudas. Evidentemente los camiones, especialmente los grandes y pesados, requieren mayores distancias de visibilidad de parada que un vehículo ligero, cuando circula a la misma velocidad.

Sin embargo, en la operación esta diferencia se compensa, por que en los camiones el conductor está situado a una altura tal, que ve el obstáculo antes que el automovilista y dispone de mayor tiempo para frenar; además, su velocidad es casi siempre menor a la del automóvil. Estos dos factores explican la razón de que no se consideren separadamente distancias de visibilidad de parada, para vehículos ligeros y vehículos pesados. No obstante, esta situación debe examinarse con cautela en algunas situaciones particulares del proyecto, por ejemplo cuando hay una restricción o la distancia de visibilidad, causada por una curva horizontal al final de una tangente larga con fuerte pendiente descendiente.

VELOCIDAD DE PROYECTO (Km/hr)	VELOCIDAD DE MARCHA (Km/hr)	REACCIÓN		COEFICIENTE DE FRICCIÓN LONGITUDINAL	DISTANCIA DE FRENADO (m)	DISTANCIA DE VISIBILIDAD	
		TIEMPO (seg)	DISTANCIA (m)			CALCULADA (m)	PARA PROYECTO (m)
30	28	2.5	19.44	0.400	7.72	27.16	30
40	37	2.5	25.69	0.380	14.18	39.87	40
50	46	2.5	31.94	0.360	23.14	55.08	55
60	55	2.5	38.19	0.340	35.03	73.22	75
70	63	2.5	43.75	0.325	48.08	91.83	95
80	71	2.5	49.3	0.310	64.02	113.32	115
90	79	2.5	54.86	0.305	80.56	135.42	135
100	86	2.5	59.72	0.300	97.06	156.78	155
110	92	2.5	63.89	0.295	112.96	176.85	175

Tabla 2.7 Distancia de visibilidad de parada

II.5.2 Distancia de visibilidad de rebase

Se dice que un tramo de carretera tiene distancia de visibilidad de rebase, cuando la distancia de visibilidad en ese tramo es suficiente para que el conductor de un vehículo pueda adelantar a otro que circula por el mismo carril sin peligro de interferir con un tercer vehículo que venga en sentido contrario y se haga visible al iniciarse la maniobra. La distancia de visibilidad de rebase se aplica a carreteras de dos carriles; en carreteras de cuatro o más carriles, la maniobra de rebase se efectúa en carriles con la misma dirección de tránsito, por lo que no hay peligro de interferir con el tránsito de sentido opuesto; las maniobras de rebase que requieran cruzar el eje de un camino de cuatro o más carriles sin faja separadora central, son tan peligrosas que no deben permitirse. No es posible establecer criterios rígidos para determinar la frecuencia y longitud de los tramos de rebase que debe tener una carretera de dos carriles, ya que depende de variables, tales como el volumen de tránsito, la configuración topográfica, la velocidad de proyecto, el costo y el nivel de servicio deseado; sin embargo, es aconsejable proporcionar tantos tramos de rebase como sea económicamente posible.

En gran parte de los caminos, los tramos de rebase se incluyen de manera natural en el desarrollo del proyecto y como consecuencia lógica de la configuración topográfica; estos tramos de rebase son suficientes cuando el volumen de tránsito es bajo o muy bajo; sin embargo, conforme el volumen de tránsito se acerca a la capacidad, es esencial proyectar tramos de rebase más largos y más frecuentes, para evitar que se formen filas de automovilistas detrás de los vehículos con velocidades lentas. En pendientes descendentes fuertes, la distancia de visibilidad de rebase generalmente es menor que en terreno plano, debido a que el vehículo que va a rebasar puede acelerar más rápidamente y reducir el tiempo de maniobra; los vehículos rebasados generalmente son pesados y normalmente evitan acelerar en pendientes descendentes para un mejor control del vehículo, facilitando así que sean rebasados.

En pendientes ascendentes fuertes, la distancia de visibilidad de rebase es mayor que en terreno plano debido a la reducción en el poder de aceleración de los vehículos que van a rebasar y a la mayor velocidad de los vehículos que vienen en sentido opuesto; si se quiere que la maniobra de rebase se efectúe con gran seguridad, la distancia de visibilidad de rebase debe ser mayor que en terreno plano; hasta la fecha no hay un criterio establecido para calcular ese aumento, pero el proyectista debe reconocer que esos aumentos son deseables.

La distancia de visibilidad de rebase mínima es suficiente para rebasar un solo vehículo, por lo que el proyecto de tramos con esa distancia mínima no garantiza totalmente la seguridad del camino, aún con bajos volúmenes de tránsito.

Para definir la distancia mínima de visibilidad de rebase, la AASHTO efectuó estudios que permitieron formular algunas hipótesis sobre el comportamiento de los conductores en las maniobras de rebase; estas hipótesis son:

1. El vehículo que va a ser rebasado circula a velocidad uniforme, de magnitud semejante a la que adoptan los conductores en caminos con volúmenes de tránsito intermedios.

2. El vehículo que va a rebasar alcanza al vehículo que va a ser rebasado y circula a la misma velocidad, hasta que inicia la maniobra de rebase.
3. Cuando se llega al tramo de rebase, el conductor del vehículo que va a rebasar, después de un tiempo para percibir la nueva condición, reacciona acelerando su vehículo para iniciar el rebase.
4. El rebase se realiza bajo lo que puede llamarse maniobra de arranque demorado y retorno apresurado, pues cuando se ocupa el carril izquierdo para iniciar el rebase, se presenta un vehículo en sentido contrario con igual velocidad que el vehículo que está rebasando.
Aunque el rebase se realiza acelerando durante toda la maniobra, se considera que la velocidad del vehículo rebasante mientras ocupa el carril izquierdo, es constante y tiene un valor de 15 km/h mayor que la del vehículo rebasado.
5. Cuando el vehículo que está rebasando, regresa a su carril, hay suficiente distancia entre él y el vehículo que viene en sentido contrario, para lo cual se considera que el vehículo que viene en sentido contrario, viaja a la misma velocidad que el vehículo que está rebasando, y la distancia que recorre es dos tercios de la mitad que ocupa el vehículo rebasante en el carril izquierdo.

En la figura 2.13 se ilustra la forma en que se efectúa la maniobra de rebase. Se muestra también una gráfica con el resultado de los estudios realizados, donde se aprecia los valores de las diferentes distancias parciales y la suma de ellas que corresponde a la distancia de visibilidad de rebase.

Puede observarse que la distancia de visibilidad de rebase es casi siete veces la velocidad de proyecto en km/h, dando valores sumamente altos, razón por la cual en México se considera que los conductores efectúan sus maniobras de rebase en forma menos conservadora que la representada por el modelo establecido por la AASHTO.

En 1958, la Secretaría de Obras Públicas, basada en un número limitado de observaciones, recomendó 500 metros como límite para la distancia de visibilidad de rebase, a la velocidad de proyecto de 110 km/h. Por otra parte, el Manual de Capacidad de Carreteras de 1965, establece una distancia de visibilidad de rebase de 458 m (1500 ft) independientemente de la velocidad de proyecto, y las especificaciones inglesas consideran que la distancia de visibilidad no debe ser menor que la distancia recorrida por un vehículo a la velocidad de proyecto en 16 segundos, lo cual significa que para 110 km/h se tendrá una distancia de visibilidad de rebase de 490 m.

Para velocidades menores de 110 km/h las distancias de visibilidad de rebase se reducirán proporcionalmente, esto es:

$$D_r = \frac{500}{110} V = 4.545 V$$

Para proyecto, la expresión para calcular la distancia de visibilidad de rebase mínima es:

$$Dr = 4.5V$$

Donde:

Dr = Distancia de Visibilidad de rebase (m)

V = Velocidad de proyecto (km/h)

Para medir la distancia de visibilidad de rebase se considera la altura de los ojos del conductor sobre el pavimento, de 1.14 m. Para medir la distancia de visibilidad de parada, la altura del objeto que debe ver el conductor, es de 0.15 m. para medir la distancia de visibilidad de rebase, se fijó una altura de objeto de 1.30 m la cual se cubre la altura de la mayoría de los automóviles; esta altura varía de 1.37 a 1.30 m en 1940.

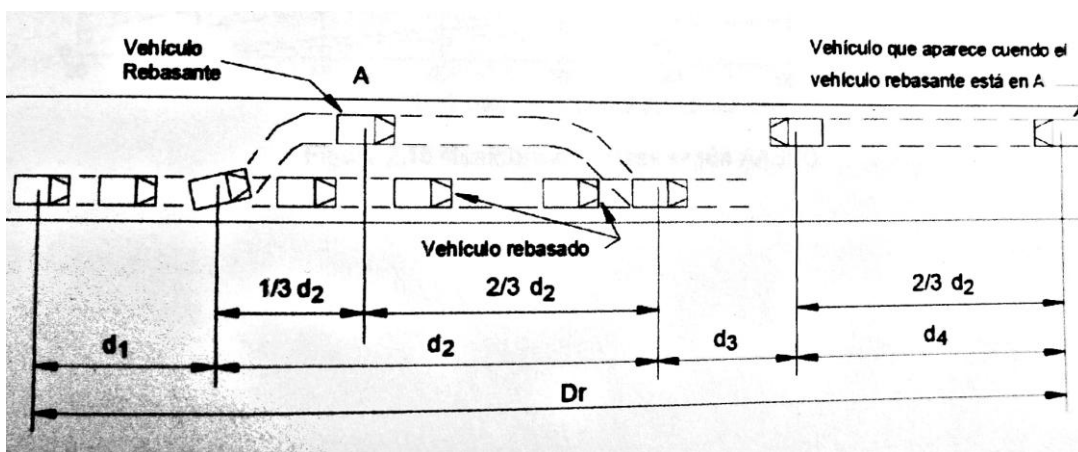


Figura 2.8

d_1 = Distancia recorrida durante el tiempo de reacción y durante la aceleración inicial hasta el punto en donde el vehículo rebasante invade el carril izquierdo.

d_2 = Distancia recorrida por el vehículo rebasante desde que invade el carril izquierdo hasta que regresa a su carril.

d_3 = Distancia entre el vehículo al terminar su maniobra y el vehículo que viene en sentido opuesto.

d_4 = Distancia recorrida por el vehículo que viene en sentido opuesto.

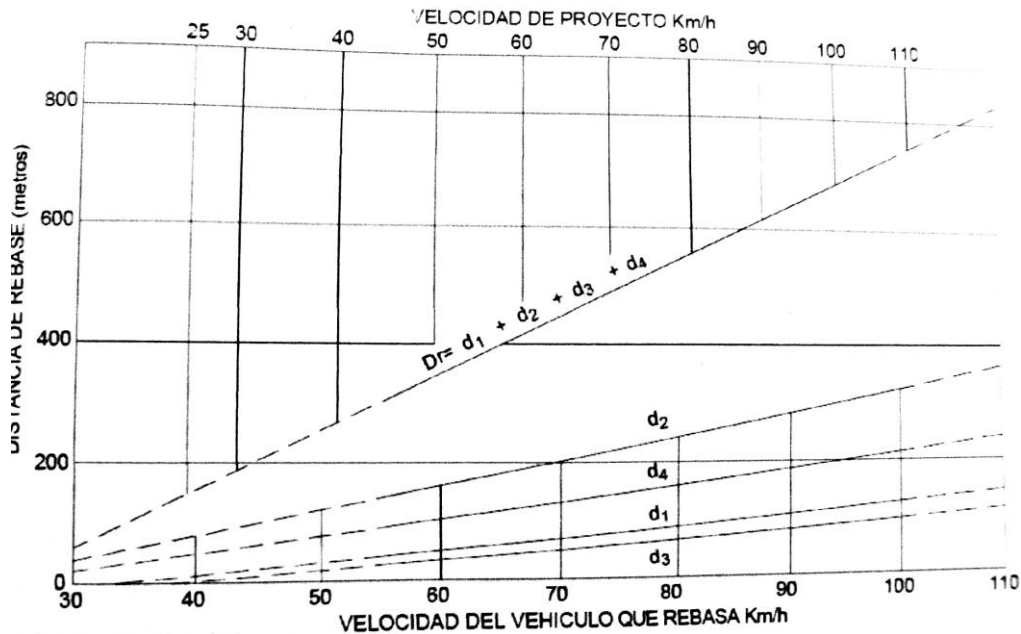


Figura 2.9 Maniobra de rebase según AASHTO

II.5.3 Distancia de visibilidad de encuentro

Esta distancia de visibilidad, que es igual a dos veces la distancia de visibilidad de parada, se utiliza en el proyecto de carreteras Tipo E de un sólo carril (brechas, de la clasificación funcional), con el fin de que dos conductores que se encuentran al circular en sentidos opuestos detengan sus vehículos con seguridad y puedan realizar la maniobra necesaria para que ambos continúen su viaje.

Por lo anterior, todas las recomendaciones de actualización para las distancias de visibilidad de parada son aplicables a esta distancia de visibilidad, resultando en un incremento máximo del 14% en ella, para una velocidad de proyecto máxima en brechas de 70 km/h.

$$D_e = 2D_p$$

2.3.4 Distancia de Visibilidad de decisión

Esta distancia de visibilidad es la distancia mínima necesaria para que un conductor, circulando a la velocidad de proyecto, pueda maniobrar con anticipación ante la presencia de una situación cuya complejidad demanda tiempos de percepción-reacción t más grandes que los requeridos usualmente. Se calcula y se mide utilizando

los mismos criterios que la distancia de visibilidad de parada (altura del ojo del conductor de 1.08 m y altura del objeto de 0.60 m).

La distancia de visibilidad de decisión considera cinco diferentes grados de complejidad de maniobra:

- Parada en zona rural, $t=3.0$ s
- Parada en zona urbana, $t=9.1$ s
- Cambio de velocidad, trayecto o dirección en zona rural; t varía entre 10.2 y 11.2 s
- Cambio de velocidad, trayecto o dirección en zona suburbana; t varía entre 12.1 y 12.9 s
- Cambio de velocidad, trayecto o dirección en zona urbana; t varía entre 14.0 y 14.5 s

Se sugiere incluir esta distancia de visibilidad, ya que actualmente no se considera en la normativa mexicana.

VELOCIDAD DE PROYECTO (km/m)	DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE DECISIÓN (m)				
	MANIOBRA EVASIVA				
	A	B	C	D	E
50	67	152	137	152	190
65	105	221	183	221	251
80	152	297	229	274	312
95	207	396	305	350	389
110	274	465	335	396	442

Maniobra Evasiva A: Parada en carretera rural, $t=3.7$ seg

Maniobra Evasiva B: Parada en carretera urbana, $t=9.9$ seg

Maniobra Evasiva C: Velocidad/trayectoria/cambio de dirección en carretera rural, t varía entre 10.2 y 11.2 seg

Maniobra Evasiva D: Velocidad/trayectoria/cambio de dirección en carretera suburbana, t varía entre 12.1 y 12.9 seg

Maniobra Evasiva E: Velocidad/trayectoria/cambio de dirección en carretera urbana, t varía entre 14.0 y 14.5 seg

Tabla 2.10 Distancia de visibilidad de decisión

II.6 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

II.6.1 Alineamiento horizontal

II.6.1.1 Tangentes

Las tangentes son la proyección sobre un plano horizontal de las rectas que unen las curvas. Las tangentes horizontales estarán definidas por su longitud y su azimut. Al punto de intersección de la prolongación de dos tangentes consecutivas se le representa como PI, y al ángulo de deflexión formado por la prolongación de una tangente y la siguiente se le representa por Δ . Como las tangentes van unidas entre sí por curvas, la longitud de una tangente es la distancia comprendida entre el fin de la curva anterior y el principio de la siguiente, se le denomina punto sobre tangente y se le representa por PST.

La longitud mínima de una tangente está condicionada por la seguridad. Las tangentes son causa potencial de accidentes, debido a la somnolencia que produce al conductor mantener concentrado su atención en puntos fijos del camino durante mucho tiempo, o bien por que favorecen los deslumbramientos durante la noche. Por tal razón, conviene limitar la longitud de las tangentes, proyectando en su lugar alineamientos ondulados con curvas de gran radio.

La longitud mínima de tangente entre dos curvas consecutivas está definida por la longitud necesaria para dar la sobreelevación y ampliación a esas curvas.

Entre dos curvas circulares inversas con transición mixta deberá ser igual a la semisuma de las longitudes de dichas transiciones.

- a) Entre dos curvas circulares inversas con espirales de transición, podrá ser igual a cero.
- b) Entre dos curvas circulares inversas cuando una de ellas tiene espiral de transición y la otra tiene transición mixta, deberá ser igual a la mitad de la longitud de la transición mixta.
- c) Entre dos curvas circulares del mismo sentido, la longitud mínima de tangente no tiene valor especificado, sin embargo, es conveniente considerar para su proyecto, las siguientes recomendaciones:

Conviene evitar las curvas circulares compuestas y las curvas consecutivas en el mismo sentido. El efecto desfavorable que estas curvas ejercen sobre el conductor de un vehículo se reduce cuando:

- La longitud en metros de la tangente que separa el PT del PC de dos curvas circulares con transiciones mixtas, es mayor o igual a un punto siete (1.7) veces la velocidad de proyecto en kilómetros por hora.
- Curvas circulares con espiral de transición es mayor o igual a uno punto siete (1.7) veces la velocidad de proyecto en kilómetros por hora, menos la semisuma de las longitudes de las espirales.
- La longitud en metros de la tangente que separa el PT del TE o el ET del PC de dos curvas circulares, teniendo una de ellas espiral y la otra

$$R_c = \frac{1145.92}{G_c}$$

$$ST = R_c \text{Tang} \frac{\Delta_c}{2}$$

$$E = R_c \left(\text{Secante} \frac{\Delta_c}{2} - 1 \right)$$

$$M = R_c \text{SenVer} \frac{\Delta_c}{2}$$

$$C = 2R_c \text{Sen} \frac{\theta}{2}$$

$$CL = 2R_c \text{Sen} \frac{\Delta_c}{2}$$

$$l = \frac{20\theta}{G_c}$$

$$l_c = \frac{20\Delta_c}{G_c}$$

II.6.1.2.1 Grado máximo de curvatura

El valor máximo del grado de curvatura correspondiente a cada velocidad de proyecto, estará dado por la expresión:

$$G_{\text{máx}} = 146,000 \frac{(\mu + S_{\text{máx}})}{v^2}$$

En la tabla 2.17 se indican los valores de los grados máximos de curvatura para cada velocidad de proyecto.

II.6.1.2.2 Longitud mínima

- La longitud mínima de una curva circular con transiciones mixtas deberá ser igual a la semisuma de las longitudes de esas transiciones.
-
- La longitud mínima de una curva circular con espirales de transición podrá ser igual a cero (0).

II.6.1.2.3 Longitud máxima

- La longitud máxima de una curva circular no tendrá límite especificado, sin embargo, es conveniente tomar en cuenta las recomendaciones que al respecto se indican a continuación.
- Se procurará que la longitud máxima de una curva horizontal con o sin espirales de transición no exceda la distancia recorrida por el vehículo en 20 segundos a la velocidad de proyecto.

VELOCIDAD DE PROYECTO (km/hr)	COEFICIENTE DE FRICCIÓN LATERAL	SOBREELEVACION MAXIMA (m/m)	GRADO MAXIMO DE CURVATURA CALCULADO (grados)	GRADO MAXIMO DE CURVATURA PARA PROYECTO (grados)
30	0.28	0.1	61.6444	60
40	0.23	0.1	30.1125	30
50	0.19	0.1	16.936	17
60	0.165	0.1	10.7472	11
70	0.15	0.1	7.4489	7.5
80	0.14	0.1	5.475	5.5
90	0.135	0.1	4.2358	4.25
100	0.13	0.1	3.358	3.25
110	0.125	0.1	2.7149	2.75

Tabla 2.12 Grado máximo de curvatura

II.6.1.3 Curvas espirales de transición

Las curvas circulares con espirales de transición se utilizarán para unir las tangentes con las curvas circulares y constan de una espiral de entrada, una curva circular simple y una espiral de salida. Cuando las espirales de entrada y salida tienen la misma longitud, la curva es simétrica, en caso contrario es asimétrica. En la figura siguiente se muestran los elementos de una curva simétrica.

- a) Para efectuar las transiciones se empleará la Coloide o espiral de Euler, cuya expresión es:

$$RcLe = K^2$$

- b) La longitud mínima de la espiral para carreteras tipo A de dos carriles y de cuatro carriles en cuerpos separados, B y C estarán dados por la siguiente expresión:

$$Le = 8VS \text{ min}$$

- c) Las curvas espirales de transición se utilizarán exclusivamente en carreteras tipo A, B y C y sólo cuando la sobreelevación de las curvas circulares sea siete por ciento (7%) o mayor.

En la siguiente figura se muestran los elementos que caracterizan a las curvas circulares de transición.

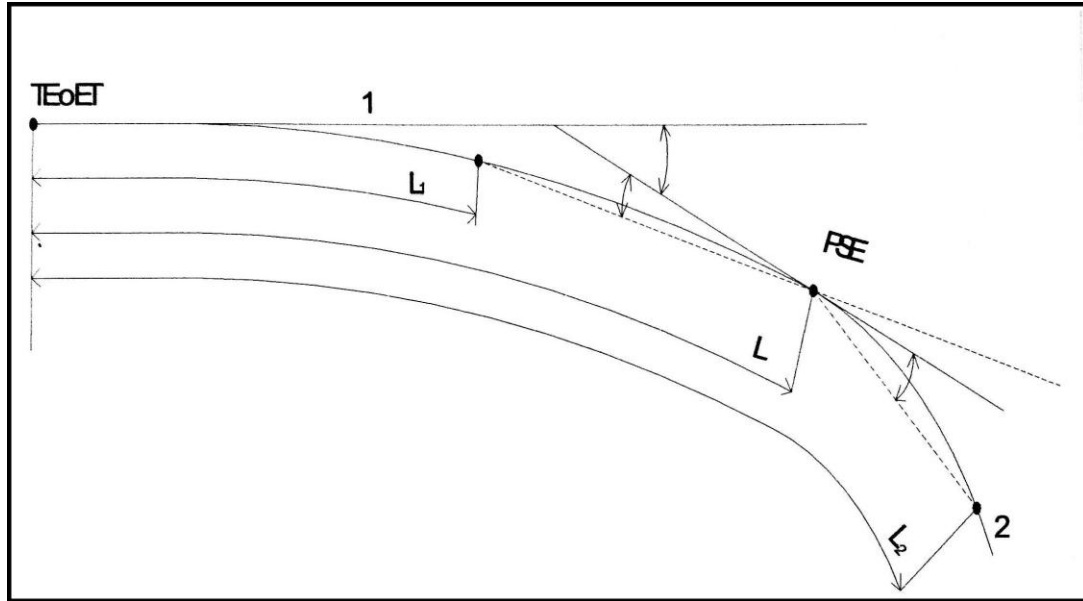


Figura 2.13 Elementos de una curva con espirales en transición

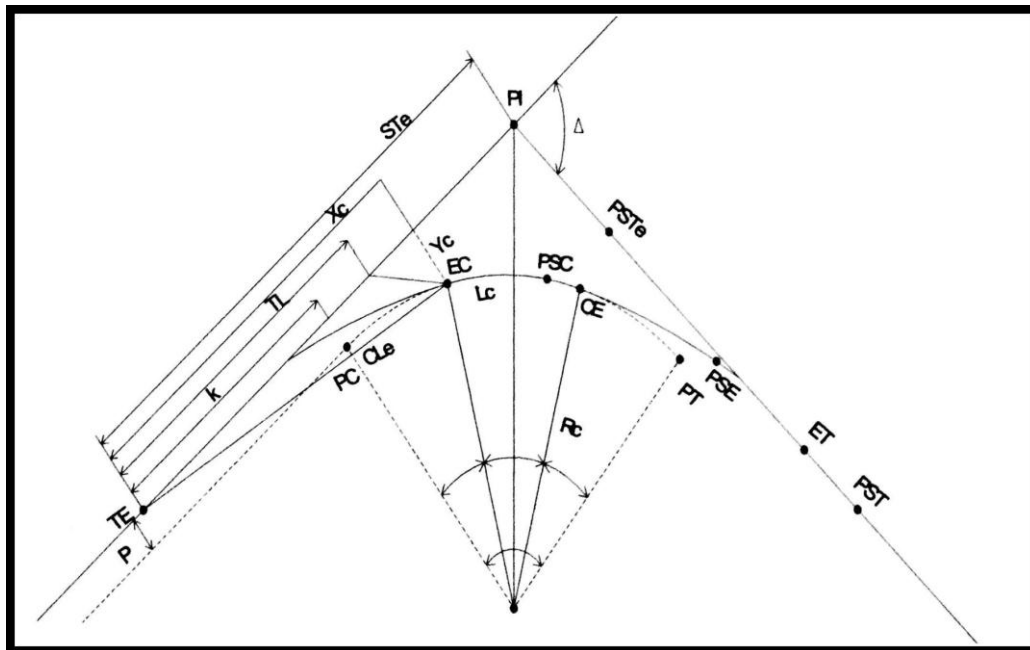


Figura 2.13.1 Elementos de una curva con espirales en transición

$$\Delta_c = \Delta - 2\theta_e$$

$$\theta_e = \frac{G_c L_e}{40}$$

$$\theta = \left(\frac{L}{L_e}\right)^2 \theta_e$$

$$\phi_c = \frac{\theta_e}{3}$$

$$\phi_1 = (L - L_1)(2L + L_1)\theta_e/3L_e^2$$

$$\phi_2 = (L_2 - L)(2L + L_2)\theta_e/3L_e^2$$

$$\phi = (L_2 - L_1)(L + L_1 + L_2)\theta_e/3L_e^2$$

$$X_c = (L_e/100)(100 - 0.00305\theta_e^2)$$

$$Y_c = (L_e/100)(0.582\theta_e - 0.0000126\theta_e^3)$$

$$k = X_c - R_c \text{sen} \theta_e$$

$$p = Y_c - R_c \text{sen} \text{ver} \theta_e$$

$$St_e = k + (R_c + p) \text{tang} \left(\frac{\Delta}{2}\right)$$

$$TL = X_c + Y_c \cot \theta_e$$

$$TC = Y_c \csc \theta_e$$

$$CL_e = (X_c + Y_c)^{1/2}$$

$$E_c = (R_c + p) \sec \left(\frac{\Delta}{2}\right) - R_c$$

$$R_c = 1145.92/G_c$$

$$l_e = 8VS(\text{minima})$$

$$l_c = 20\Delta_c/G_c$$

$$IT = l_e + 20\Delta/G_c$$

II.6.1.3.1 Distancia de visibilidad en curvas

II.6.1.3.2 Distancia de visibilidad de parada

Toda curva horizontal deberá satisfacer la distancia de visibilidad de parada a que se refiere la tabla 2.14 para una velocidad de proyecto y grado de curvatura dados.

La línea de visión del conductor está representada por una cuerda de la curva y la distancia de visibilidad de parada, por la longitud de la curva media siguiendo el centro del carril interior. Cuando exista un obstáculo en el lado interior de la curva, la distancia "m" mínima que debe de haber entre el y el eje del carril interior de la curva. También propone que cuando no se disponga de la distancia de visibilidad mínima, debido a la presencia de obstrucciones como defensas o parapetos, hay que considerar por seguridad y por razones económicas otras alternativas.

Remover la obstrucción, disminuir el grado de curvatura o aceptar velocidades de proyecto más bajas, pueden ser algunas de estas alternativas.

En las curvas horizontales, la altura del objeto no es un factor determinante en la distancia de visibilidad de parada. Cuando existe un obstáculo lateral, si el paramento del obstáculo es vertical, todos los objetos de cualquier altura sobre la superficie del camino, se pueden ver a la misma distancia. Cuando el obstáculo es el talud de un corte, la distancia de visibilidad se ve afectada por la altura del objeto, pero ese efecto es tan pequeño para el rango de alturas considerando que podría desprejiciarse. Para ser consistentes con lo expresado anteriormente, la altura del ojo debe considerarse a 1.14m sobre el pavimento y la altura del objeto 0.15 m. En cortes. La visual es tangente al talud del corte a una altura de 0.60m o 1.20m, según se trate de analizar la distancia de visibilidad de parada o de rebase.

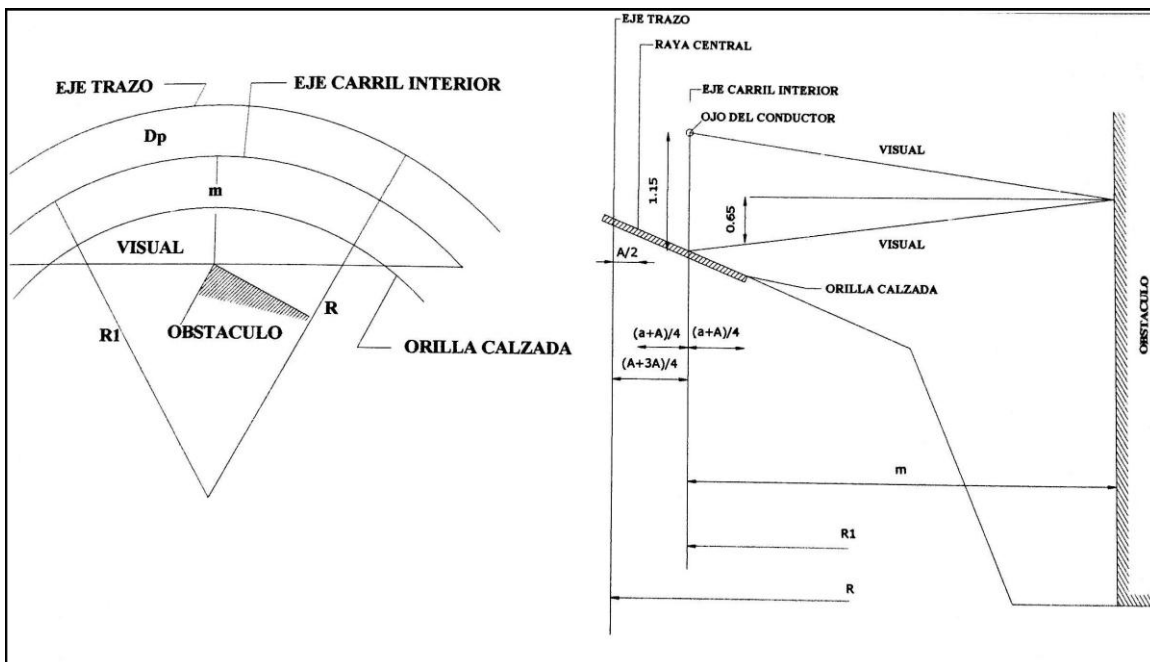


Figura 2.14 Distancia del eje del carril interior al obstáculo (m).

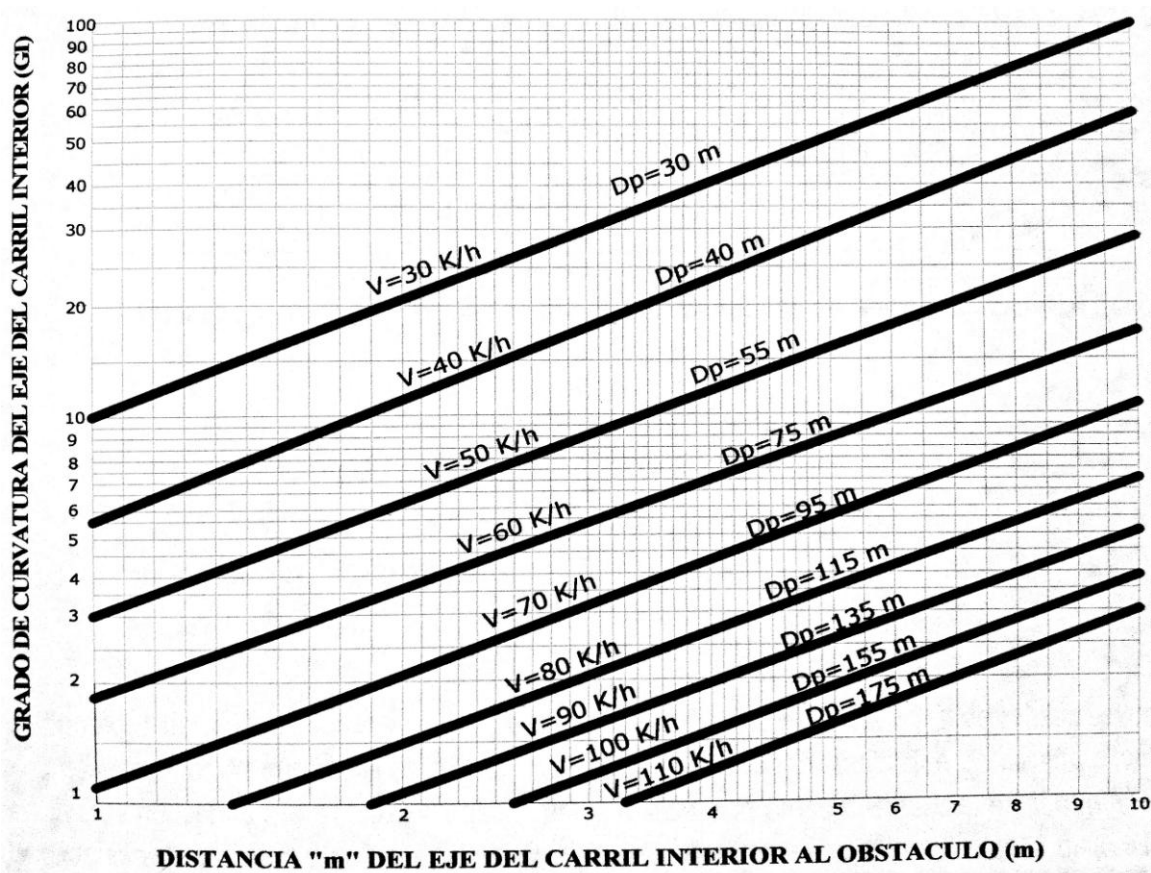


Figura 2.14.1 Distancia del eje del carril interior al obstáculo (m).

VELOCIDAD DE PROYECTO (km/hr)	VELOCIDAD DE MARCHA	REACCIÓN		COEFICIENTE DE FRICCIÓN LONGITUDINAL (m)	DISTANCIA DE FRENADO (m)	DISTANCIA DE VISIBILIDAD	
		TIEMPO (seg)	DISTANCIA (m)			CALCULADA (m)	PARA PROYECTO (m)
30	28	2.5	19.44	0.4	7.72	27.16	30
40	37	2.5	25.69	0.38	14.18	39.87	40
50	46	2.5	31.94	0.36	23.14	55.08	55
60	55	2.5	38.19	0.34	35.04	73.22	75
70	63	2.5	43.75	0.325	48.08	91.83	95
80	71	2.5	49.3	0.31	64.02	113.32	115
90	79	2.5	54.86	0.305	80.56	135.42	135
100	86	2.5	59.72	0.3	97.06	156.78	155
110	92	2.5	63.89	0.295	112.96	176.85	175

Figura 2.15 Distancia de visibilidad de parada (m).

II.6.1.3.3 Distancia de visibilidad de rebase

Se propone que para una misma velocidad de proyecto, la distancia de visibilidad de rebase en una carretera de dos carriles es alrededor de cuatro veces más grande que la distancia de visibilidad de parada. Para disponer de esas distancias, es necesario que el interior de las curvas cuente con áreas despejadas mucho más amplias. La fórmula de la distancia de visibilidad de rebase; sin embargo, desde el punto de vista práctico, su valor es limitado, excepto en el caso de curvas muy largas. Se llega a la conclusión de que sólo se puede proporcionar la distancia de visibilidad de rebase en curvas muy amplias. En general, para fines prácticos, las distancias de visibilidad de rebase están limitadas a alineamientos localizados en terreno plano o lomeríos suaves.

II.6.1.4 Ampliaciones, Sobreelevaciones y Transiciones

Ampliaciones

El ancho de calzada

1. En curvas espirales del alineamiento horizontal, el ancho en tangente más una ampliación en el lado interior de la curva circular, cuyo valor se especifica en las tablas anexadas.
2. En curvas espirales de transición y en transiciones mixtas, el ancho en tangente más una ampliación variable en el lado interior de la curva espiral o en el de la transición mixta, cuyo valor está dado por la expresión:

$$A = \frac{L}{Le} Ac$$

3. Para carreteras tipo "E"
 - a) El ancho de la calzada en carreteras tipo "E", no requerirá de ampliación por curvatura horizontal

Sobreelevación

1. En curvas circulares del alineamiento horizontal, la sobreelevación de la corona deberá ser:
 - a) De diez por ciento (%10) para el grado máximo de curvatura correspondiente a cada velocidad de proyecto.
 - b) Igual a los valores indicadas en las tablas anexadas para grados de curvatura inferiores al grado máximo correspondiente a cada velocidad de proyecto.

2. En curvas espirales de transición y en transiciones mixtas, la sobreelevación de la corona en un punto cualquiera de las curvas estará dada por la expresión:

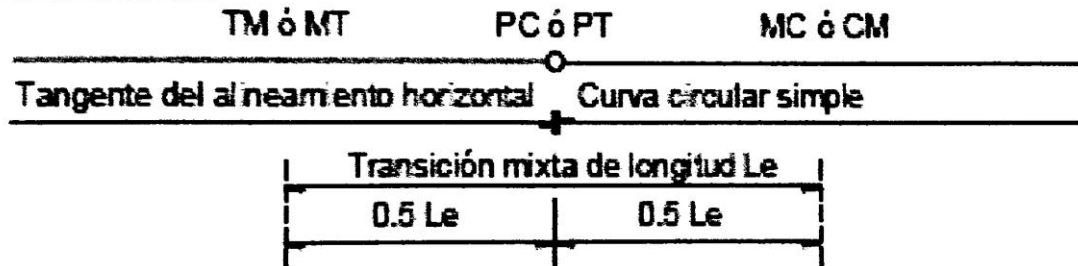
$$S = \frac{L}{Le} S_c$$

- Para el desarrollo de la sobreelevación de la corona se utilizará la longitud de la espiral de transición o de la transición mixta, según se indica en la figura anexada.
- En los extremos de las curvas espirales de transición o de las transiciones mixtas se harán los ajustes indicados en la figura 2.16 para ligar la sobreelevación con el bombeo.
- La longitud mínima de las transiciones mixtas y de las espirales de transición será la indicada en la figura 2.16.

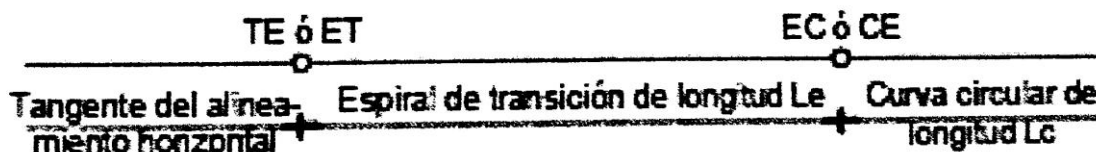
En todos los casos la transición mixta deberá proyectarse considerando un medio de su longitud sobre la tangente del alineamiento horizontal y el medio restante dentro de la curva circular.

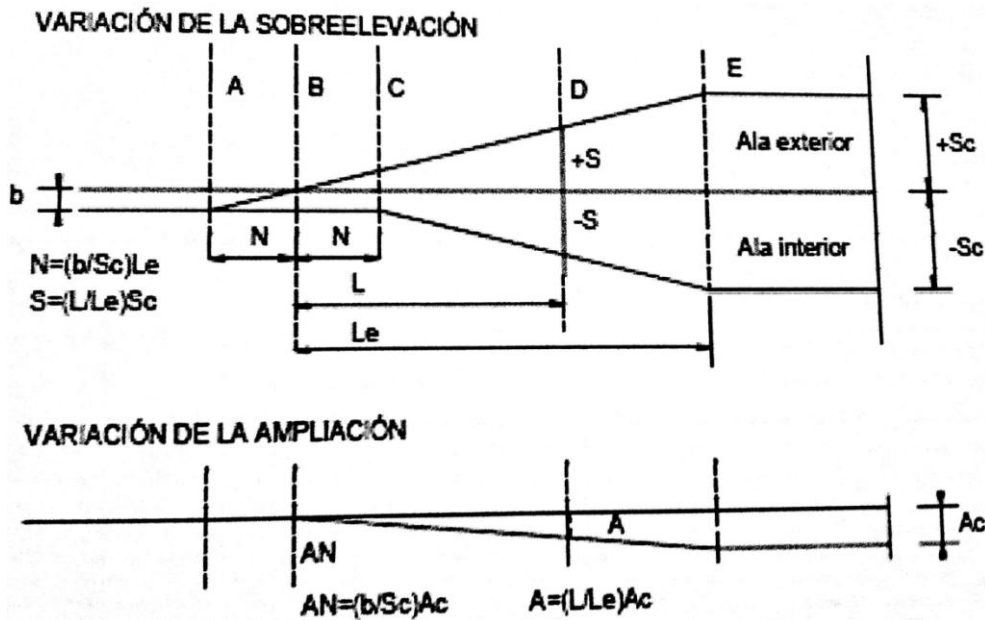
LOCALIZACIÓN RELATIVA DE LAS TRANSICIONES

a) Transición mixta



b) Espiral de transición





SECCIONES TRANSVERSALES

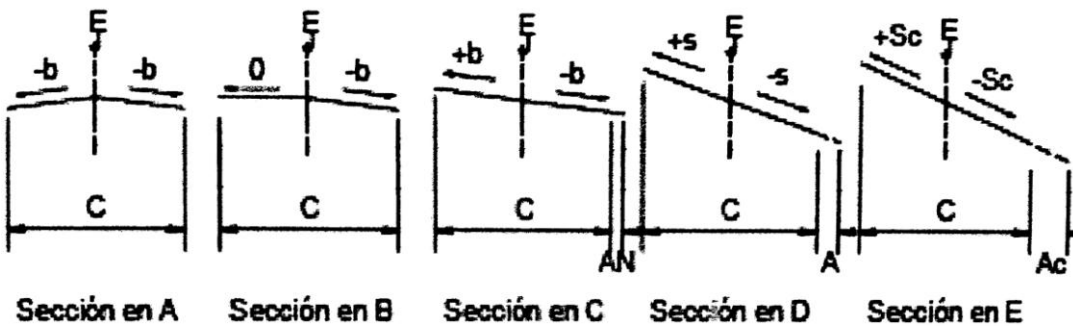


Figura 2.16 Desarrollo de la sobreelevación y la ampliación

II. 6.1.5 Alineamiento vertical

II. 6.1.5.1 Tangentes

Las tangentes verticales estarán definidas por su pendiente y su longitud

1. Pendiente Gobernadora.- Los valores máximos determinados para la pendiente gobernadora se indican en la tabla 2.17 para los diferentes tipos de carretera y terreno.
2. Pendiente Máxima.- Los valores determinados para pendiente máxima se indican en la tabla 2.17 para los diferentes tipos de carreteras y terreno.

3. Pendiente Mínima.- La pendiente mínima en zonas con sección de corte y/o balcón no deberá ser menor del cero punto cinco por ciento (0.5%) y en zonas con seccion en terraplén podrá ser nula.
4. Longitud Crítica.- Los valores de la longitud crítica de las tangentes verticales con pendientes mayores que la gobernadora, se obtendrán de la gráfica mostrada en la figura 2.18.

CARRETERA TIPO	PENDIENTE GOBERNADORA			PENDIENTE MAXIMA (%)		
	TIPO DE TERRENO			TIPO DE TERRENO		
	PLANO	LOMERÍO	MONTAÑOSO	PLANO	LOMERÍO	MONTAÑOSO
E	----	7	9	7	10	13
D	----	6	8	6	9	12
C	----	5	6	5	7	8
B	----	4	5	4	6	7
A	----	3	4	4	5	6

Figura 2.17 Valores máximos de las pendientes gobernadoras

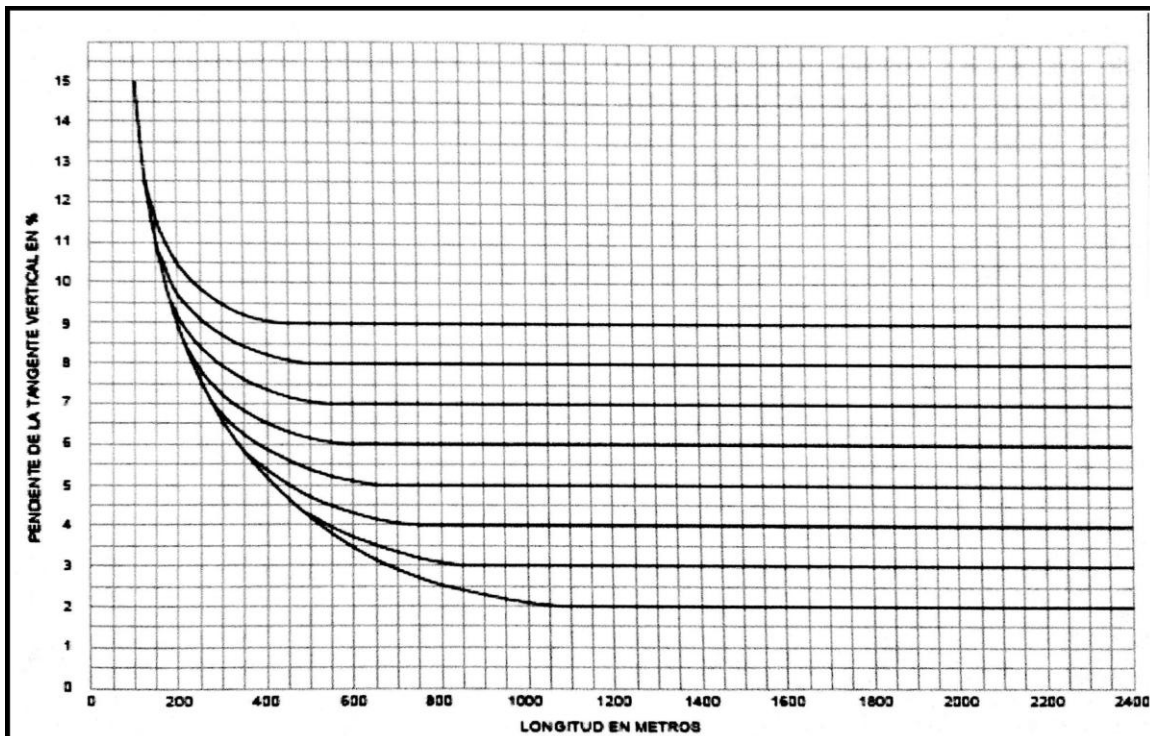


Figura 2.18 Longitud crítica de tangentes verticales con pendiente mayor que gobernadora.

II. 6.1.5.2 Curvas verticales

Las curvas verticales serán parábolas de eje vertical y están definidas por su longitud y por la diferencia algebraica de las pendientes de las tangentes verticales que unen. Los elementos que caracterizan se muestran en la figura 2.19.

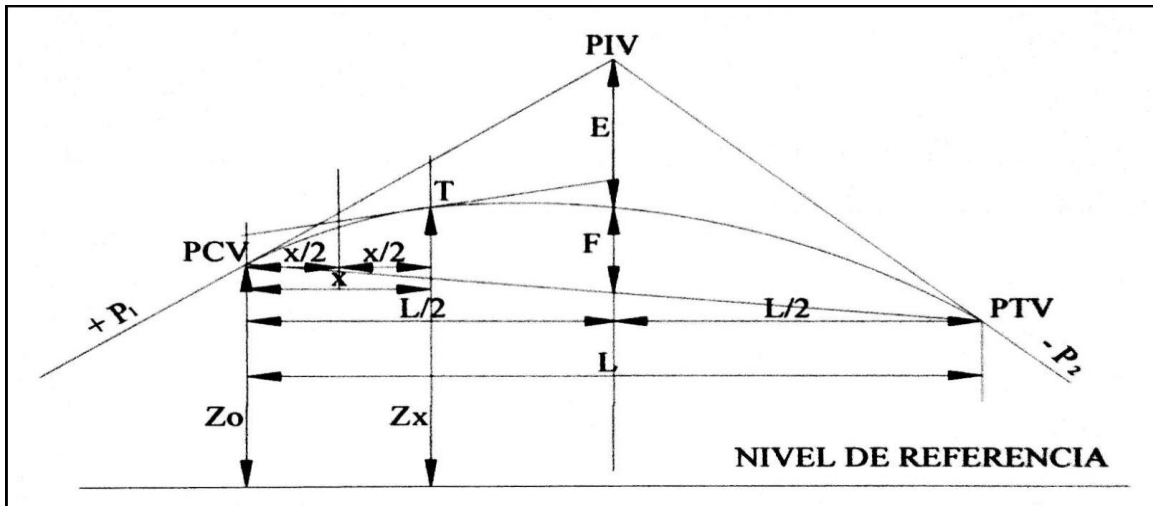


Figura 2.19 Curva vertical

$$A = P_1 - (-P_2)$$

$$K = L/A$$

$$P = P_1 - A \left(\frac{X}{L} \right)$$

$$P' = 1/2(P_1 + P_2)$$

$$E = (AL)/8$$

$$F = E$$

$$T = 4E \left(\frac{X}{L} \right)^2$$

$$Z_x = Z_0 + \left(P_1 - \frac{AX}{2L} \right) X$$

II. 6.1.5.2.1 Longitud mínima

a) La longitud mínima de las curvas verticales se calculará con la expresión:

$$L=KA$$

b) La longitud mínima de las curvas verticales en ningún caso deberá ser menor a lo indicado en la columna denominada "Límites Inferiores de Longitud Mínima" presentada en la tabla 2.20.

II. 6.1.5.2.2 Longitud máxima

No existirá límite de longitud máxima para las curvas verticales. En el caso de curvas verticales en cresta con pendiente de entrada y salida de signos contrarios, se deberá revisar el drenaje cuando la longitud de la curva proyectada corresponda un valor del parámetro K superior a 43.

VELOCIDAD DE PROYECTO (km/hr)	VALORES DE PARAMETRO K (m/%)			LONGITUD ACEPTABLE MÁXIMA (m)
	CURVAS EN CRESTA		CURVAS EN COLUMPIO	
	CARRETERA TIPO		CARRETERA TIPO	
	E	D, C, B, A	E, C, D, B, A	
30	4	3	4	20
40	7	4	7	30
50	12	8	10	30
60	23	14	15	40
70	36	20	20	40
80	--	31	25	50
90	--	43	31	50
100	--	57	37	60
110	--	72	43	60

Tabla 2.20 Valores mínimos del parámetro K y límites inferiores de longitud mínima para las curvas verticales.

II. 6.1.5.2.3 Distancia de visibilidad en curvas verticales

II. 6.1.5.2.3.1 Curvas verticales en cresta

Para que las curvas verticales en cresta cumplan con la distancia de visibilidad necesaria, su longitud deberá calcularse a partir del parámetro K, que se obtiene de la expresión:

$$K = \frac{D^2}{2(\sqrt{H} + \sqrt{h})^2}$$

II. 6.1.5.2.3.2 Curvas verticales en columpio

Para que las curvas verticales en columpio cumplan con la distancia de visibilidad necesaria, su longitud deberá calcularse a partir del parámetro K que se obtiene con la expresión:

$$K = \frac{D^2}{2(TD + H)}$$

II. 6.1.5.2.3.3 Requisitos de visibilidad

- a) La distancia de visibilidad de parada deberá proporcionarse en todas las curvas verticales, este requisito está tomado en cuenta en valor del parámetro K especificado anterior.
- b) La distancia de visibilidad de encuentro deberá proporcionarse en las curvas verticales en cresta de las carreteras tipo "E", tal como se especifica en la tabla 2.20.
- c) La distancia de visibilidad de rebase sólo se proporcionará cuando así lo indiquen las especificaciones de proyecto y/o lo ordene la secretaría. Los valores del parámetro K para satisfacer este requisito son los mostrados en la siguiente tabla.

VELOCIDAD DE PROYECTO (km/hr)	30	40	50	60	70	80	90	100	110
PARÁMETRO K PARA REBASE (m/%)	18	32	50	73	99	130	164	203	245

Tabla 2.21 Valores de parámetros K

II. 6.1.5.3 Sección transversal

La sección transversal está definida por; Acotamientos, faja separadora central, pendiente (bombeo), talud de corte, talud de terraplén, cunetas, contracunetas, partes complementarias, y el terreno comprendido dentro del derecho de vía, como se muestra en las figuras 2.22 y 2.23, así como en la tabla 2.24.

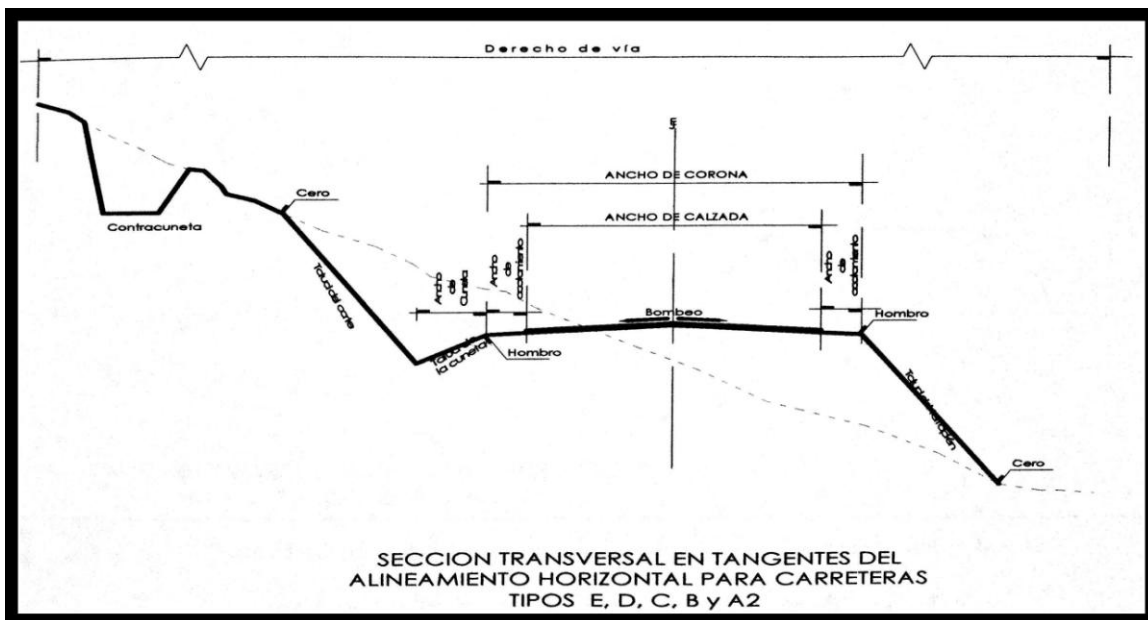


FIG. 2.22 Sección transversal en tangente del alineamiento horizontal para carreteras tipo E, D, C, B, y A2.

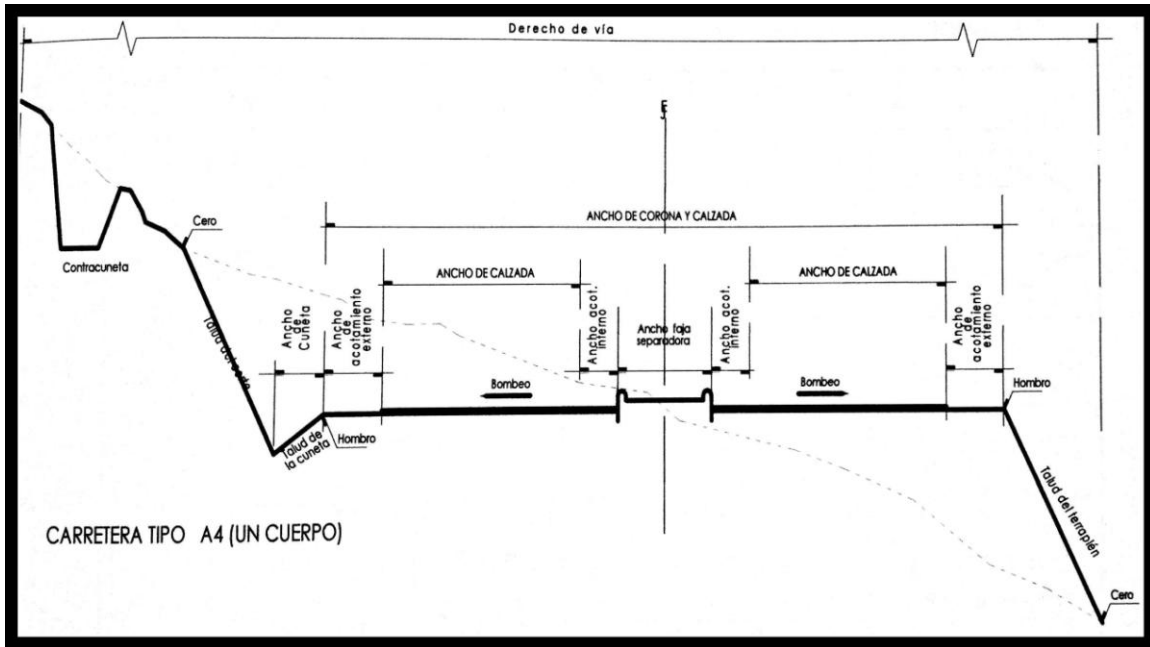


FIG. 2.22 Sección transversal en tangente del alineamiento horizontal para carreteras tipo A4.

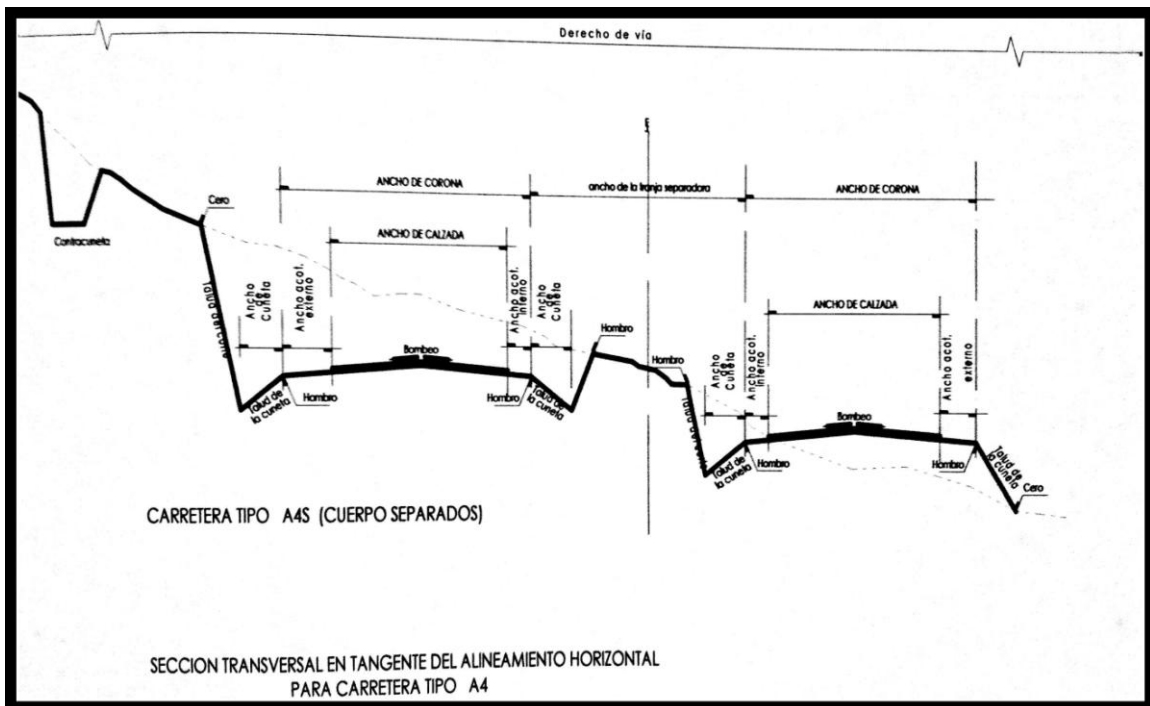


FIG. 2.22.1 Sección transversal en tangente del alineamiento horizontal para carreteras tipo A4.

TIPO DE CARRETERA	ANCHOS DE					
	CORONA (m)	CALZADA (m)	ACOTAMIENTOS (m)		FAJA SEPARADORA CENTRAL (m)	
E	4	4	-		-	
D	6	6	-		-	
C	7	6	0.5		-	
B	9	7	1		-	
A	A2	12	7		2.5	-
	A4	22.00 mínimo	2 x 7.00	EXT	INT	1.00 mínimo
				3	0.5*	
A4S	2 x 11.00	2 x 7.00	3	1	8.00 mínimo	

Tabla. 2.23 Anchos de corona, de calzada, de acotamiento y faja separadora central.

CAPITULO III

TOPOGRAFÍA APLICADA A LAS VÍAS TERRESTRES

III.1 INTRODUCCIÓN

El siglo XX fue testigo de sorprendentes avances en el conocimiento de casi todas las ramas de la ciencia y la tecnología. Dichos avances han revolucionado y cambiado el estilo de vida de las personas y han contribuido en muchos aspectos a la mejora de la calidad de vida. El progreso de la ciencia ha permitido el desarrollo de nuevas tecnologías, equipos, técnicas y metodologías que permiten hacer más precisos, eficientes y rentables los procesos productivos. La electrónica es una de las ramas de la ingeniería que por su interacción en los hogares, ha hecho más palpable a cada persona sus sorprendentes avances. El desarrollo de la tecnología no solo se ha dado en los aparatos relacionados con la vida en el hogar y el entretenimiento, sino que también han alcanzado las diversas ramas de la ingeniería y prácticamente todo proceso productivo, entre ellas la ingeniería civil y la topografía.

Hasta hace unos pocos años en nuestro país todavía se podía ver que las nuevas tecnologías no eran tan populares en primera instancia por los costos de inversión que representaban y además porque no se conocían bien las características y virtudes de los equipos que podrían hacerlos rentables. Una tercera razón es que al ser equipos “desconocidos” había muy poco personal calificado para operarlos y optimizar su rendimiento.

En la actualidad se ha visto que los equipos de topografía con medición electrónica de distancia y los equipos de tecnología satelital (GPS) se han hecho más populares entre las empresas de estudios, proyectos y construcción. Esto en parte a la mejor situación económica que vive nuestro país y también ante el crecimiento de la competitividad que vive la industria, lo que ha empujado a las empresas a buscar mejores estrategias y técnicas que hagan más eficientes y rentables sus procesos de producción.

Este trabajo nace de la necesidad de compartir acerca de lo útil y rentable que resultan las nuevas tecnologías, comentar acerca de las técnicas más adecuadas y utilizadas con estos equipos, cómo se interrelacionan la topografía y la geodesia en la práctica profesional.

III.2 BREVES NOCIONES DE TOPOGRAFÍA

Es muy importante para dar inicio a este tema, que podamos tomarnos un tiempo para recordar algunas definiciones y términos generales relacionados con la topografía que nos permitirán comprender con mayor claridad la discusión que en este módulo se presenta.

¿Qué es la Topografía?

Esta rama de la ingeniería se puede definir como la ciencia que comprende todos los métodos y procedimientos para medir, procesar y difundir la información acerca de la Tierra y nuestro medio ambiente. Esto se puede lograr por medio de medidas según los tres elementos del espacio, estos elementos pueden ser: dos distancias y una elevación, o una distancia, una dirección y una elevación. Para distancias y elevaciones se emplean unidades de longitud en sistema métrico decimal, y para direcciones se emplean unidades de arco basadas en el sistema de grados sexagesimales.

Esta ciencia se desarrolló a partir de la necesidad de medir y marcar los límites de derechos de propiedad. Su importancia ha ido en aumento al haber una mayor demanda de diversos mapas y planos, y la necesidad de establecer líneas y niveles más precisos como una guía para las operaciones comerciales, proyectos de ingeniería y labores de construcción. Cada vez es más indispensable contar con mediciones de precisión en el desarrollo de proyectos de ingeniería. En nuestro tiempo, los topógrafos cuentan con las técnicas y la tecnología para que puedan medir y observar la tierra y sus recursos naturales. Literalmente lo pueden hacer sobre una base global y con alta precisión. Entre las tecnologías que se encuentran disponibles están las terrestres, aéreas y por satélite. Otras herramientas igualmente útiles para el ingeniero son las computadoras de alta velocidad y los programas de cómputo especializados para el procesamiento versátil y preciso de los datos.

La actividad práctica del topógrafo, puede comprender algunas de las siguientes actividades que pueden tener lugar en, debajo o sobre la superficie de la tierra o del mar, y en la mayoría de los casos resulta indispensable participar de manera interdisciplinaria con otros profesionales:

- Modelación de la forma de la Tierra y medición de todo lo necesario para establecer la forma, el tamaño, la posición y el contorno de cualquier punto de la superficie terrestre. Además, la información recabada necesariamente tendrá que representarse en planos y mapas donde queden registrados para su lectura e interpretación.
- Ubicación de objetos en el espacio a través de puntos que puedan brindarnos información de las características físicas, tipo de estructuras y trabajos de ingeniería en, sobre y debajo de la superficie de la Tierra.
- Determinación de los límites de terrenos públicos o privados tanto en un plano como en sitio, para el registro de esas tierras ante las autoridades competentes.
- Diseño y administración de la tierra, auxiliados con sistemas de información geográfica; lo que incluye la recopilación y almacenamiento de datos dentro de estos sistemas, y el análisis y manejo de esos datos para producir mapas, archivos, planos y reportes para utilizarlos en los procesos de planeación y diseño.
- Planeación del uso y desarrollo de la propiedad, la administración de ésta, ya sea urbana o rural, y de tierra o edificios. Esto es útil para la determinación del valor, la estimación de los costos y la aplicación económica de recursos tales como dinero, mano de obra y materiales, tomando en cuenta los factores legales, económicos, ambientales y sociales pertinentes.
- Estudio del medio ambiente natural y social, medición de los recursos terrestres y marinos, y la utilización de estos datos para la planeación y el desarrollo en áreas urbanas, rurales y regionales.

III.2.1 Clases de Levantamientos

Se le llama levantamiento topográfico al conjunto de actividades necesarias para determinar las posiciones de puntos para su representación en un plano.

La mayor parte de los levantamientos, tienen como propósito el cálculo de áreas y volúmenes, y la representación de las medidas tomadas en campo mediante perfiles y planos. El marco teórico utilizado en la Topografía, se basa esencialmente en la Geometría Plana, Geometría del Espacio, Trigonometría y Matemáticas en general.

Los levantamientos también pueden clasificarse en topográficos y geodésicos:

- Levantamientos topográficos. Son aquellos que por abarcar superficies reducidas pueden hacerse despreciando la curvatura de la tierra, sin error apreciable.
- Levantamientos geodésicos. Son levantamientos en grandes extensiones que hacen necesario considerar la curvatura de la tierra, realizando los cálculos en un elipsoide.

Los más comunes en los proyectos de ingeniería son los levantamientos topográficos, a los cuales se estará haciendo referencia con mayor frecuencia en el presente trabajo. Por otra parte, los levantamientos geodésicos son motivo de un estudio especial al cual se dedica la geodesia, dicha disciplina será tratada solo de manera general más adelante en este curso.

Los levantamientos topográficos se pueden clasificar en:

- a) Levantamientos de terrenos en general. Tienen por objeto marcar linderos o localizarlos, medir y dividir superficies, ubicar terrenos en planos generales ligados con levantamientos anteriores, o proyectar obras y construcciones.
- b) Levantamientos de control. Red de señalamientos horizontales y verticales que sirven como marco de referencia para otros levantamientos y bancos de nivel.
- c) Topografía de vías de comunicación. Es la que sirve para estudiar y construir caminos, ferrocarriles, canales, líneas de transmisión, acueductos, etcétera.
- d) Topografía de minas. Tiene por objeto fijar y controlar la posición de trabajos subterráneos y relacionarlos con las obras superficiales.
- e) Levantamientos catastrales de terrenos y de linderos. Son aquellos que se realizan en ciudades, zonas urbanas y municipios, para fijar linderos o estudiar las obras urbanas. Normalmente se trata de levantamientos cerrados, ejecutados con el objetivo de fijar límites de propiedad y vértices.
- f) Levantamientos hidrográficos. Definen la línea de playa y las profundidades de lagos, corrientes, océanos, represas y otros cuerpos de agua. Los levantamientos marinos están asociados con industrias portuarias y de fuera de la costa, así como con el ambiente marino, incluyendo investigaciones y mediciones marinas hechas por el personal de navegación. Esta clase de levantamientos no se tratan en este trabajo.
- g) Levantamientos de construcción. Determinan la línea, la pendiente, las elevaciones de control, las posiciones horizontales, las dimensiones y las configuraciones para operaciones de construcción. También proporcionan datos elementales para estimación de cantidades de obra y calcular los pagos a los contratistas.
- h) Levantamientos finales según obra construida. También conocidos como “as built” en el medio profesional, estos documentan la posición final exacta y disposición de los trabajos de ingeniería, y registran todos los cambios de diseño que se hayan incorporado a la construcción. Estos levantamientos son sumamente importantes cuando se construyen obras subterráneas de

servicios, cuyas localizaciones precisas se deben de conocer para evitar daños al llevar a cabo posteriormente, otras obras o reparaciones de las mismas.

i) Levantamientos aéreos. Son aquellos que se hacen por medio de la fotografía, generalmente desde aviones, y se usan como auxiliares muy valiosos de todas las otras clases de levantamientos. La fotogrametría se dedica especialmente al estudio de estos trabajos. Esta clase de levantamientos no se tratan en este trabajo.

Otra clasificación de los levantamientos topográficos se da en relación a la consideración de la componente vertical en las mediciones. A la parte de la topografía que solo considera las componentes horizontales (X, Y) y no considera o desprecia la componente vertical (Z) o elevación de los puntos, se le denomina Planimetría. En tanto que la parte de la topografía que considera las tres componentes de un punto (X, Y, Z) se le denomina Altimetría.

III.2.2 Tipos de mediciones en topografía

En la siguiente figura, se muestran las cinco clases de mediciones que forman la base de la topografía plana:

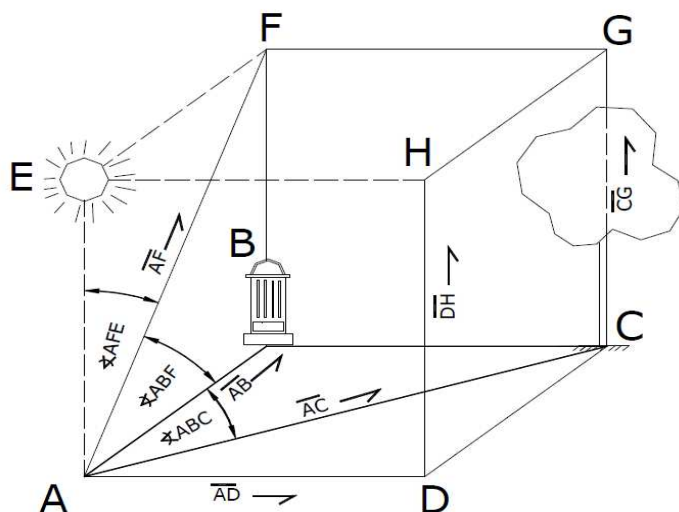


Figura 3.1 Clases de mediciones en la topografía plana.

1. Ángulos horizontales, ABC
2. Distancias horizontales, AB, AC, AD
3. Ángulos verticales (ABF)
o cenitales (AFE)
4. Distancias verticales , DH , CG
5. Distancias inclinadas, AF

III.2.3 Precisión y exactitud

Todas las mediciones que se realizan en topografía están sujetas a las imperfecciones de los aparatos y al manejo de ellos; por lo que se puede decir que ninguna medida en topografía es exacta. La naturaleza y magnitud de los errores deben de ser comprendidas para obtener buenos resultados.

La precisión se refiere al grado de refinamiento de un grupo de mediciones y se evalúa con base en la magnitud de las diferencias que resulten al evaluar el método. En la precisión hay muchos grados, según sea el propósito de levantamiento y las medidas deben hacerse tan aproximadas como sea necesario. La exactitud denota una absoluta aproximación a los valores verdaderos de las cantidades que se han medido.

III.2.4 Registros de Campo

Las notas de campo son el registro del trabajo hecho en el campo. En ellas se anotan mediciones, croquis, observaciones y cualquier información que sea útil para el proceso del levantamiento o el trabajo en gabinete donde se realizarán cálculos, dibujos, interpretación y aplicación de la información obtenida.

Las notas de levantamientos en el campo, ya sea que se realicen manual o electrónicamente por un recolector de datos, son los únicos registros permanentes y constituyen un aparte muy importante de la memoria técnica del levantamiento. Si los datos están incompletos, son incorrectos, o se pierden, se habrá desperdiciado el tiempo y dinero invertido.

III.3 LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS CON ESTACIÓN TOTAL

Como se vio anteriormente, dado que en la actualidad son más populares los instrumentos con capacidad de medir distancias indirectamente, conocidos en el mercado como estaciones totales, en el presente trabajo se describirá la forma en que se realizan los levantamientos con estos equipos.

III.3.1 Planimetría y altimetría

Para la comprensión adecuada de cómo se realiza un levantamiento topográfico, conviene dividirlos en dos grupos como ya se ha mencionado anteriormente: La planimetría o control horizontal y la altimetría o control vertical. Cabe señalar que la planimetría y altimetría pueden trabajarse de manera simultánea.

La planimetría

Esta es la parte de la topografía que estudia los instrumentos y métodos para proyectar sobre una superficie plana horizontal la posición precisa de los puntos más importantes del terreno y construir de esa manera una representación similar al mismo en planos.

En este tipo de levantamientos no resultan relevantes las alturas y desniveles entre los puntos.

Las medidas de distancias entre puntos pueden hacerse tradicionalmente con longímetros (cintas). Con los instrumentos de estación total, las medidas se hacen de manera indirecta a través de rayos infrarrojos.

La altimetría

Esta es la parte de la topografía que mide y determina las alturas de los diferentes puntos del terreno con respecto a un marco de referencia. Las alturas de los puntos se toman sobre planos de comparación diversos, siendo en topografía uno de los más comunes el nivel medio del mar o alturas arbitrarias. A las alturas de los puntos sobre esos planos de comparación se les llama cotas, elevaciones o niveles.

Es necesario que en sitio se escojan o se construyan puntos fijos, notables, invariables en lugares convenientes que servirán como referencias durante y después de los estudios topográficos. Estos puntos son llamados Bancos de Nivel.

III.3.2 Instrumentos de estación total

Los tránsito y las estaciones totales son tal vez los instrumentos topográficos más utilizados en los distintos proyectos de ingeniería.

Las estaciones totales combinan un IEMD, un teodolito electrónico digital y una computadora en una sola unidad. El teodolito electrónico digital mide y muestra automáticamente ángulos horizontales y verticales. Las estaciones totales miden simultáneamente distancias y direcciones con precisión, además transmiten los datos obtenidos automáticamente a una computadora que está integrada en el equipo. En el mercado anteriormente se vendían equipos llamados semi-estaciones totales, ya que no contaban con una computadora que permitiera procesar los datos y hacer operaciones con ellos, estos aparatos solo presentaban en su pantalla los ángulos horizontales y verticales, así como las distancias inclinadas.



Figura 3.2 Estación total

Las estaciones totales tienen la capacidad en su computadora de procesar estos ángulos y las distancias inclinadas, por lo que es posible que las componentes X, Y, Z de las distancias verticales y las horizontales sean calculadas y mostradas instantáneamente. Además tiene la capacidad de almacenar los datos obtenidos directamente en un recolector de datos integrado en el aparato o externo, eliminando así el tedioso registro manual y evitando así dos pasos donde se pueden cometer errores de captura, el primero al copiar los datos de la pantalla del aparato donde se muestran los valores de los ángulos y distancias a la libreta y el segundo paso se da cuando se captura de la libreta a una computadora. Además estos dispositivos hacen que las tareas de captura de datos sean muy rápidas contribuyendo al ahorro en el proceso de digitalización de la información.

III.3.3 Cálculo de distancias horizontales a partir de distancias inclinadas

Todos los IEMD miden distancias inclinadas entre las estaciones. La mayoría de los instrumentos en la actualidad pueden reducir automáticamente esas distancias a sus componentes horizontales y verticales si se usa simultáneamente el valor del ángulo vertical. Algunos modelos anteriores no pueden hacer esto, por lo que la reducción debe efectuarse manualmente. Habiendo hecho primero las correcciones relacionadas con las condiciones instrumentales y atmosféricas ya mencionadas anteriormente. Ya sea que se realice esta reducción a la horizontal por medio de la computadora de una estación total o manualmente se utiliza la siguiente fórmula:

$$\text{Distancia Horizontal} = \text{Distancia inclinada} \times \text{Sen } a$$

Siendo a , el ángulo vertical que se mide en el aparato a partir de la horizontal. Si el ángulo es positivo o negativo solo determinará si el punto está más alto o más bajo que la estación total, pero para el cálculo de la Distancia horizontal se considera el valor absoluto del ángulo vertical.

III.3.4 Funciones que realizan las estaciones totales

Las estaciones totales, con sus microprocesadores, pueden efectuar varias funciones y cálculos, dependiendo de cómo están programadas. La mayoría son capaces de ayudar a un operador, paso a paso, a través de los diferentes tipos de operaciones básicas de un levantamiento. Después de seleccionar el tipo de levantamiento en un menú, automáticamente aparecerán en la pantalla sugerencias o indicaciones para guiar al operador en cada paso. Además de proporcionar ayuda al operador, los microprocesadores de las estaciones totales pueden realizar numerosos tipos de cálculos. Las capacidades varían según los diferentes instrumentos, pero algunos cálculos estándar son:

- Obtención de promedios de mediciones múltiples angulares y de distancias.
- Corrección electrónica de distancias medidas, por constantes de prisma, presión atmosférica y temperatura.
- Correcciones por curvatura y refracción de elevaciones determinadas por nivelación trigonométrica.
- Reducción de las distancias inclinadas a sus componentes horizontal y vertical.
- Cálculo de elevaciones de puntos a partir de las componentes de distancias verticales.
- Cálculo de coordenadas de los puntos de los levantamientos a partir de las componentes de distancia y ángulo horizontales.
- Cálculo de un área en campo.
- Cálculo de las coordenadas de un punto desconocido a partir de dos puntos conocidos.
- Replanteo de puntos de proyecto en campo a partir de coordenadas calculadas en gabinete.

III.3.5 La recolección de datos

En algunas estaciones totales las mediciones pueden almacenarse en el mismo instrumento (recolector de datos interno), mientras que en otras se transfieren a un recolector manual de datos externo. Se tienen dos opciones en el primer caso: los datos pueden almacenarse directamente en la memoria del microprocesador y luego descargarse en un dispositivo externo. La otra opción depende de los sistemas de almacenaje interno. Se dispone de varias versiones diferentes de recolectores manuales de datos. A menudo pueden hacer mucho más que sólo almacenar mediciones. Algunos son en realidad computadoras que rebasan con mucho la capacidad total de cálculo del sistema disponible en el microprocesador de la estación total. Otros son capaces de proporcionar el control de operación de la estación total por medio de comandos que operan a través del teclado del recolector.

III.3.5.1 Instalación y operación de las estaciones totales.

Debido a que contienen componentes electrónicos delicados, las estaciones totales no son tan resistentes como los tránsito o teodolitos, por lo que deben empacarse, transportarse, manipularse y sacarse de sus estuches con mucho cuidado.

Las estaciones totales son controladas con entradas hechas a través de sus propios teclados o a través de los teclados de los recolectores de datos manuales. Los detalles de operación de cada estación total individual son diferentes en cada equipo, ellos se describen en el manual que se proporciona al comprar un instrumento. Sin embargo siempre utilizarán por lo menos dos puntos a partir de los cuales se oriente el instrumento ya sea por sus coordenadas o un azimut o rumbo conocidos.

La precisión alcanzada con las estaciones totales no está solamente en función de su capacidad para la medición precisa de ángulos y distancias, también tiene que ver con el procedimiento usado por el operador y con la condición de los accesorios que se utilizan durante el levantamiento. Algunos procedimientos que se deben considerar son: el centrado y la nivelación cuidadosa del instrumento, el señalamiento preciso de las marcas y la obtención de promedios de mediciones múltiples de ángulos hechas en posiciones directa (e inversa si el tipo de levantamiento lo requiere), y las condiciones del clima tales como la temperatura, la velocidad del viento, la lluvia y la reverberación.

Los accesorios que pueden afectar la precisión de un levantamiento son: los tripiés, plomadas ópticas, y prismas. Los tripiés deben proporcionar un ajuste y firmeza sin deslizamiento, las plomadas ópticas desajustadas ocasionan que los instrumentos queden centrados erróneamente sobre el punto de medición. Las balizas torcidas o con burbujas esféricas mal ajustadas también ocasionan errores en la colocación del prisma sobre el punto que se va a medir.

III.3.5.2 Medición de ángulos con estaciones totales

La operación mecánica de las estaciones totales, es similar a la de los tránsito y la de los teodolitos de lectura óptica, excepto en la manera automática de resolver ángulos. Su diseño incluye un eje vertical, un eje horizontal, un tornillo fijador y uno tangencial para ubicar objetivos de forma fina y precisa.

Para medir un ángulo horizontal se hace una lectura visando el punto a partir del cual se inicia la medición, usando el tornillo fijador y el tangencial y se anota un valor inicial en la pantalla. Puede anotarse el valor cero si se están midiendo ángulos directos, pero también cualquier valor necesario si se orienta sobre una línea de azimut conocido. El instrumento se gira apuntando visando el segundo punto, usando el tornillo fijador y el tangencial, y su valor se muestra automáticamente en el instrumento. Para eliminar los errores instrumentales e incrementar la precisión, la lectura de ángulos puede repetirse cualquier número de veces tanto en modo directo como inverso y luego promediarse.

El procedimiento para medir ángulos cenitales con estaciones totales es el mismo que el descrito para los teodolitos de lectura óptica. Cuando el instrumento está a nivel, la pantalla mostrará 90° automáticamente si el anteojo está horizontal y en posición normal. Cuando se visa un punto, su ángulo cenital aparecerá automáticamente en la pantalla.

III.3.5.3 Marcado y visado de puntos

Para realizar las visuales que permitan la medición de ángulos y distancias con estaciones totales, se pueden utilizar equipos como las balizas, fichas de cadenear, hilos de plomada y las puntas de las plomadas, miras o blancos montados sobre tripiés. Se presentan errores si la baliza visada no está bien plomeada. El topógrafo debe visar a la parte más baja posible de la baliza cuando la marca misma no puede verse, y el ayudante tiene que tomar precauciones especiales para poner a plomo la baliza, empleando el nivel esférico que viene integrado a la baliza. Si aparte de medir ángulos se van a medir distancias entonces se usan balizas prismáticas.

En los trabajos de planeación para construcciones y mapeo topográfico, pueden fijarse miras permanentes para visadas de punto inicial y punto final. Las señales pueden ser marcas sobre estructuras como muros, tanques de agua o puentes, o bien, pueden ser miras artificiales fijas; éstas proporcionan puntos definidos con los que el operador puede hacer verificaciones del instrumento, por lo que toca a su orientación, sin la ayuda del balicero.

Los puntos marcados deben estar bien identificados con letras o números, deben estar colocados en sitio con dispositivos que definan con claridad la ubicación del mismo. Pueden utilizarse placas metálicas, estas son muy útiles ya que puede grabarse en ella misma la información del número de punto y las coordenadas calculadas en gabinete así como la fecha de elaboración del levantamiento. Pueden usarse también clavos enterrados en concreto o rocas y resaltados con pintura de color rojo o azul ya que estos colores resaltan a la vista de los colores del entorno.

III.3.5.4 Levantamiento de poligonales

Un levantamiento topográfico se realiza a partir de una necesidad, por lo que el proceso, debe iniciar no en el campo sino en la mente del topógrafo con algunas preguntas, a las cuales se debe tener una clara respuesta; para que las técnicas y procedimientos a usar en el levantamiento resulten ser los adecuados y los datos que se recaben sean los requeridos por el usuario de la información y satisfagan la necesidad que motivó la realización del levantamiento.

La primera pregunta es ¿Para qué se necesita el levantamiento?, la respuesta clara y concisa a esta cuestión redundará en el ahorro de tiempo y recursos, ya que se medirá únicamente lo que se necesita, ni de más ni de menos. Además la respuesta a esta pregunta ayudará también a comprender que tan detallado y de que calidad deben ser los datos a levantar.

Esto también definirá las técnicas a utilizar y el orden en que se recabarán los datos. Una segunda pregunta es ¿Cómo se procesarán los datos en campo?, ¿manualmente o en un sistema CAD (Diseño asistido por computadora)?, la respuesta a estas preguntas serán muy útiles ya que ayudarán a definir cómo se realizará el levantamiento y la forma de almacenar los datos. Una vez contestadas estas cuestiones se estará en posibilidad de iniciar con éxito el levantamiento topográfico.

Una poligonal es una serie de líneas consecutivas cuyas longitudes y direcciones se han determinado a partir de mediciones en el campo. El trazo de una poligonal, que es la operación de establecer las estaciones de ésta y de hacer las mediciones necesarias, es uno de los procedimientos fundamentales y más utilizados en la práctica para determinar la ubicación relativa entre puntos en el terreno. Hay dos tipos básicos de poligonales: la cerrada y la abierta.

III.3.5.4.1 Levantamiento de una poligonal cerrada

En una poligonal cerrada (Fig.3.3): las líneas regresan al punto de partida, formándose así un polígono cerrado geométrica y analíticamente. En las poligonales cerradas se pueden realizar comprobaciones de los ángulos y de las distancias medidas. Estas poligonales son ampliamente utilizadas para la realización de levantamientos de control, para construcción, de propiedades y de configuración de terreno, ya que son la base para utilizar el método más versátil que se utiliza con las estaciones totales que es el levantamiento por radiaciones.

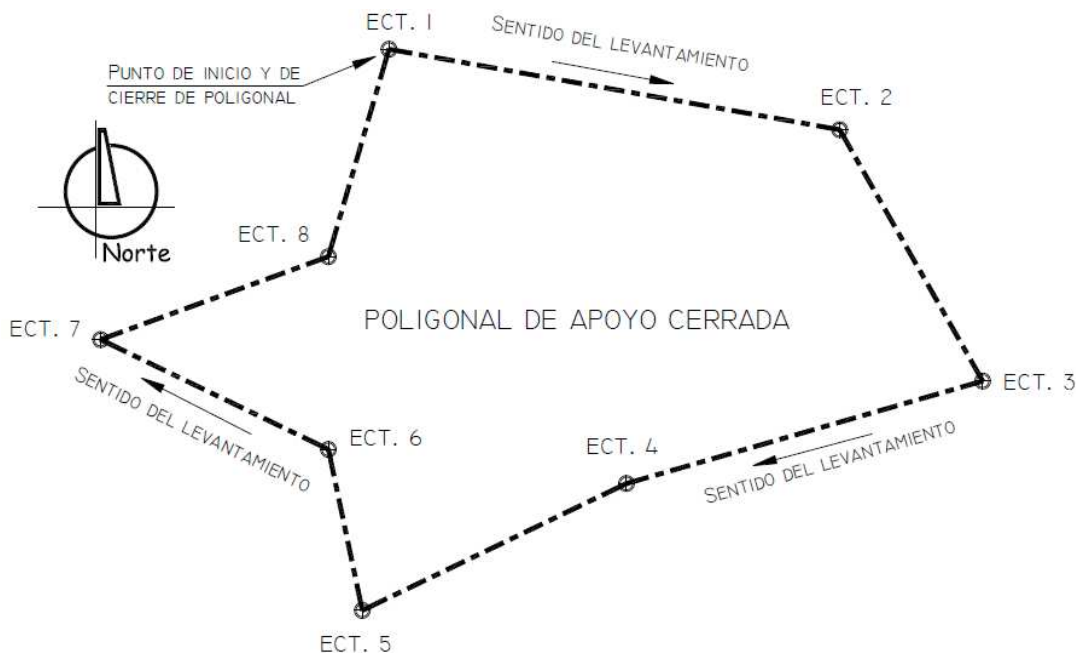


Figura 3.3 Poligonal cerrada

III.3.5.4.2 Levantamiento de una poligonal abierta

Una poligonal abierta consta de una serie de líneas unidas, pero éstas no regresan al punto de partida (Fig. 3.4). Las poligonales abiertas se usan en los levantamientos para vías terrestres, pero en general, deben evitarse porque no ofrecen por medio de la topografía, medio alguno de verificación por errores y equivocaciones. En las

poligonales abiertas deben de repetirse las medidas para evitar las equivocaciones. En algunos casos lo que se hace es combinar un levantamiento geodésico con GPS en cada punto de la poligonal con el objeto de calcular las coordenadas del punto de partida, los intermedios y el punto final y después de hacer las conversiones y cálculos necesarios comparar las coordenadas obtenidas por medio del levantamiento con GPS y la estación total. Con esta comparación se determina si hay una buena precisión en el levantamiento o en su defecto se puede determinar donde se pudo cometer un error.

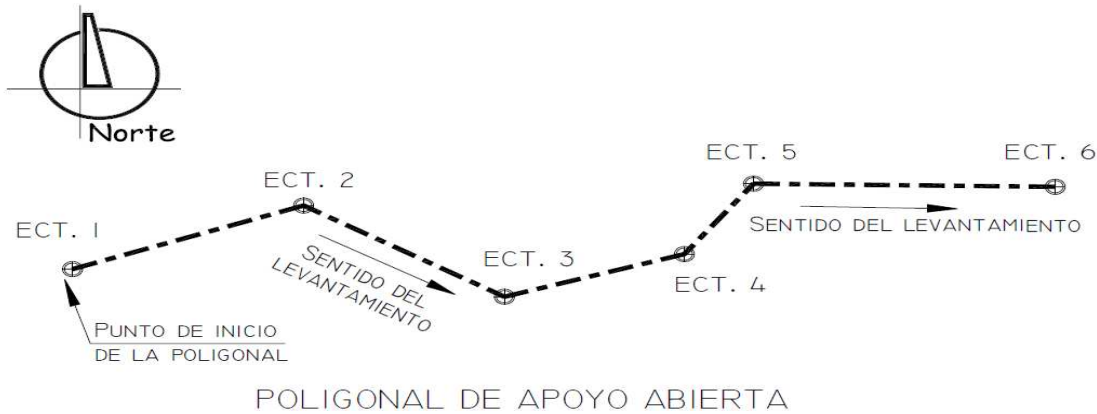


Figura 3.4 Poligonal abierta

Las estaciones de las poligonales se los llaman Estaciones de Control Topográfico (ECT) y deben monumentarse e identificarse claramente para no cometer equivocaciones.

En la práctica profesional de la topografía, las poligonales abiertas o cerradas se utilizan como apoyo para realizar las mediciones necesarias para un levantamiento tanto de planimetría como de altimetría (Fig. 3.5). Por ejemplo, en la medición del perímetro de un terreno con el fin de obtener el área, en la práctica resulta imposible ir poniendo las estaciones en los mismos vértices del predio, ya que siempre hay bardas, cercas, construcciones, árboles, Etc., que impiden centrar y nivelar el aparato en el punto.

Para realizar un trabajo como este se hace una *poligonal de apoyo* a partir de la cual se hacen todas las mediciones necesarias para la representación del perímetro del terreno de estudio en un plano y determinar su área.

Esta poligonal de apoyo debe ser levantada utilizando la estación total como teodolito, es decir, midiendo los ángulos y las distancias sin utilizar coordenadas. Esto con el fin de que al dibujar la poligonal pueda salir el error de cierre de la poligonal y puedan evaluarse si la calidad del levantamiento es la adecuada y en caso afirmativo, proceder a realizar la compensación de la poligonal.

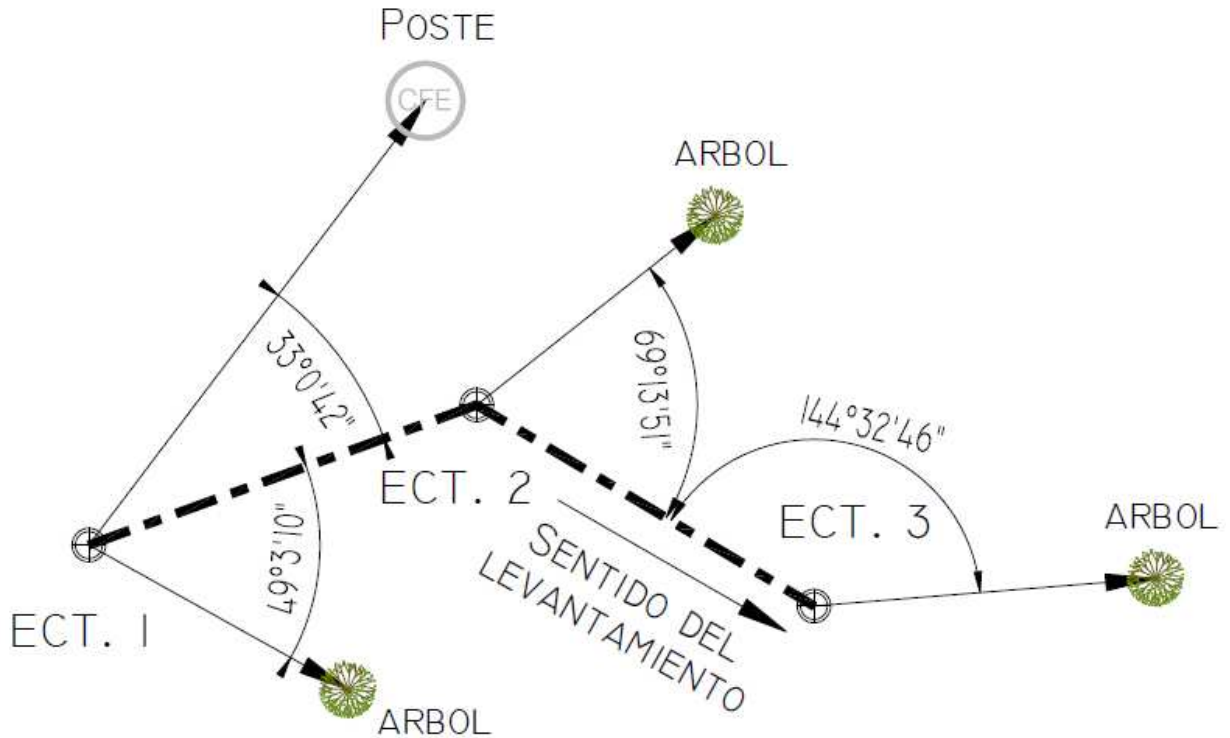


Figura 3.5 Esquema de un levantamiento con base en una poligonal de apoyo.

III.3.5.4.3 Método para levantar poligonales de apoyo

En la sección anterior ya se ha mencionado que la manera más precisa de levantar una poligonal de apoyo es utilizando la estación total como un teodolito, sin usar sus propiedades de cálculo y despliegado de coordenadas en pantalla.

La técnica para levantar que a continuación se describe, no es la única, pero sí la que se recomienda, ya que en la práctica es la que mejor permite la detección y compensación de errores. La forma de levantar una poligonal de apoyo es análoga a la utilizada con teodolitos, es sencilla y a continuación se describe:

III.3.5.4.3.1 Consideraciones preliminares.

a) Hacer un recorrido en el predio para ubicar los mejores lugares donde se puede colocar los vértices de la poligonal de apoyo. Estos puntos deben ser visibles desde los vértices anterior y posterior al punto, además deben estar ubicados en lugares donde se pueda hacer la monumentación del punto con placas de aluminio o mojoneras de concreto.

b) Realizar la monumentación de los vértices, esto se puede hacer con placas metálicas de aluminio o colando "in situ" mojoneras con una varilla o un clavo en el centro, o si el punto está sobre una roca se debe tratar de hincar un clavo para concreto y pintar con esmalte los datos de los vértices.

c) Elegir el sistema de numeración de los vértices, se puede hacer a través de números o letras, o una combinación de ambos.

d) Seleccionar el sistema de coordenadas al que se va a referenciar el levantamiento. Puede ser un sistema arbitrario donde a uno de los vértices se le asigna un valor cualquiera. Este valor estará en función del tamaño del predio a levantar, si es un predio pequeño es muy utilizado asignar al vértice ubicado más al suroeste las coordenadas (1000.000, 1000.000, 100.00), si se trata de un predio más grande se puede llegar a valores como (10000.000, 10000.000, 1000.000). Otra opción es referir el levantamiento a un sistema de coordenadas conocido que pueden ser la red geodésica nacional o el sistema de la Dirección de Catastro del Gobierno del Estado de Querétaro. Es muy importante saber con qué marco de referencia se va a trabajar, para evitar realizar conversiones posteriores que puedan resultar en errores o más trabajo al tener que regresar al campo para obtener más datos.

e) Obtener los valores que necesita la estación total para realizar las compensaciones de las mediciones. Los datos más importantes que hay que obtener son la presión atmosférica y la temperatura ambiente promedio. Estas variables son las que más afectan los resultados de las mediciones hechas con estación total. Si el levantamiento es de segundo o tercer orden, pero no de primer orden, como por ejemplo, la medición de predios donde se ubicará un proyecto urbano, en forma práctica se puede trabajar con un valor de temperatura promedio ya que este valor no afecta mucho la medición.

Este valor se puede obtener de los pronósticos del clima que dan instituciones como la Comisión Nacional del Agua o la Comisión

Estatad de Aguas de Querétaro en sus páginas de Internet. Aunque si se cuenta con la tecnología, es mejor obtener el valor real e introducirlo en las variables de la estación total. El valor de la presión atmosférica, es el que más afecta la medición con estación total, debe obtenerse en cada cambio de posición de la estación total, ya que es muy importante darle al instrumento este valor para que realice las compensaciones automáticamente. Para ello se debe contar con un altímetro, que es un aparato diseñado para medir presiones atmosféricas. Los valores varían en función de la altura al nivel medio del mar en que se encuentre el predio en estudio, por ejemplo al nivel medio del mar la presión atmosférica es de 760 mm/Hg, cabe mencionar que este es el valor que traen la mayoría de estaciones totales nuevas al adquirirlas. Se debe evitar cometer el error de empezar a trabajar sin antes verificar las variables que se mencionan en este punto. Para la ciudad de Querétaro que se encuentra a una altura de aproximadamente 1800 m sobre el nivel medio del mar, el valor de la presión atmosférica es de 590 mm/Hg. También hay que verificar qué unidades maneja la estación total con que se trabaje, ya que puede ser una unidad diferente, donde lo único que hay que hacer en este caso es determinar el valor de conversión y cargarle la información al aparato.

f) Elegir un punto de arranque donde se iniciarán las mediciones y donde se terminarán en caso de ser una poligonal cerrada. Una vez hechas las consideraciones anteriores, se está en posibilidad de iniciar la medición de la poligonal.

III.3.5.4.3.2 Medición de los ángulos interiores y distancias.

Para medir los ángulos de la poligonal de apoyo se procede de la siguiente manera:

a) **Debe definirse qué ángulos se van a medir**, pueden ser interiores o ángulos derechos. En la figura

No. 3.6 se puede apreciar la diferencia entre estas dos formas de medir un ángulo.

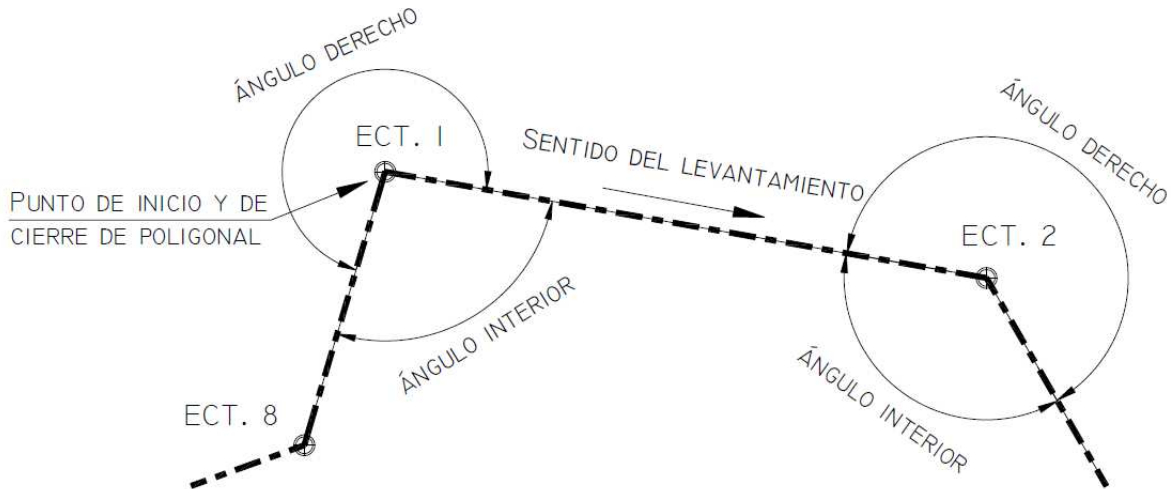


Figura 3.6 Medición de los ángulos interiores y distancias.

b) Se recomienda que las mediciones se hagan con condiciones climáticas favorables, de preferencia muy de mañana o en la tarde cuando los cambios de temperatura no sean tan bruscos y el fenómeno de la reverberación y la refracción sean menores. Además debe evitarse hacer este tipo de mediciones cuando haya vientos que desestabilicen el tripié donde está montada la estación total o en días cuando haya niebla o bruma que dificulten la visibilidad.

c) Se recomienda colocar tanto en el punto atrás como en el punto adelante un tripié con un bastón y prisma, Esto con la finalidad de que no se introduzca error humano al plomearse en el punto, de esta manera se asegura que los objetivos que se visarán estarán siempre en el mismo sitio durante las operaciones de medición.

d) La lectura de cada ángulo debe hacerse por repeticiones, se recomienda hacer por lo menos tres lecturas del mismo ángulo, un número más apropiado serían cinco veces, anotando cada valor obtenido para su posterior evaluación y obtener el promedio.

e) De manera análoga, la lectura de cada distancia debe hacerse por lo menos tres veces aunque se recomienda hacerla cinco veces, anotando cada valor a la par del ángulo medido en cada iteración.

Cabe mencionar que ya el equipo ha hecho sus propias mediciones por repeticiones y en pantalla ha desplegado el valor promedio, sin embargo, se recomienda hacer esta

operación ya que nos sirve para comprobar que no se hayan movido los objetivos durante las operaciones de medición. Una variación de algunos milímetros en las mediciones podría indicar que los bastones que señalan los puntos se han desplomado y se han movido. Si esto ocurre así, deberán hacer las correcciones en el centrado y nivelación de los bastones y repetir las mediciones tanto angulares como de distancias.

f) En el caso de una poligonal de apoyo cerrada, se debe llegar hasta el punto donde se iniciaron las mediciones, de manera que se tengan todos los datos necesarios para evaluar la calidad del levantamiento y realizar su correspondiente compensación.

g) En el caso de poligonales abiertas, la observación de las recomendaciones dadas en los incisos anteriores ayudarán a que los errores sean mínimos. De todas formas, se puede hacer una evaluación a través de medir cada vértice de la poligonal de apoyo con equipo GPS y obtener coordenadas en el post-proceso, de tal forma que las propiedades geométricas obtenidas con los GPS y con la estación total se pueden comparar y si las diferencias resultan ser pequeñas, del orden de milímetros, se puede considerar que el levantamiento es de calidad y aceptable para continuar con el levantamiento.

Siempre que sea posible se deben cerrar las poligonales, ya que ese método nos permite una evaluación y compensación de los datos de una forma más técnica.

III.3.5.4.3.3 Ejemplo de levantamiento de una poligonal de apoyo

A continuación se muestra un ejemplo de un levantamiento de una poligonal de apoyo en el cual se ha seguido el procedimiento descrito en los incisos anteriores. La figura No. 3.7 muestra un croquis de los datos “crudos” levantados en campos, es decir, estos datos no han sido compensados. Cabe mencionar que los valores que se observan ya son el resultado de haber obtenido la media aritmética, tanto para ángulos como para distancias.

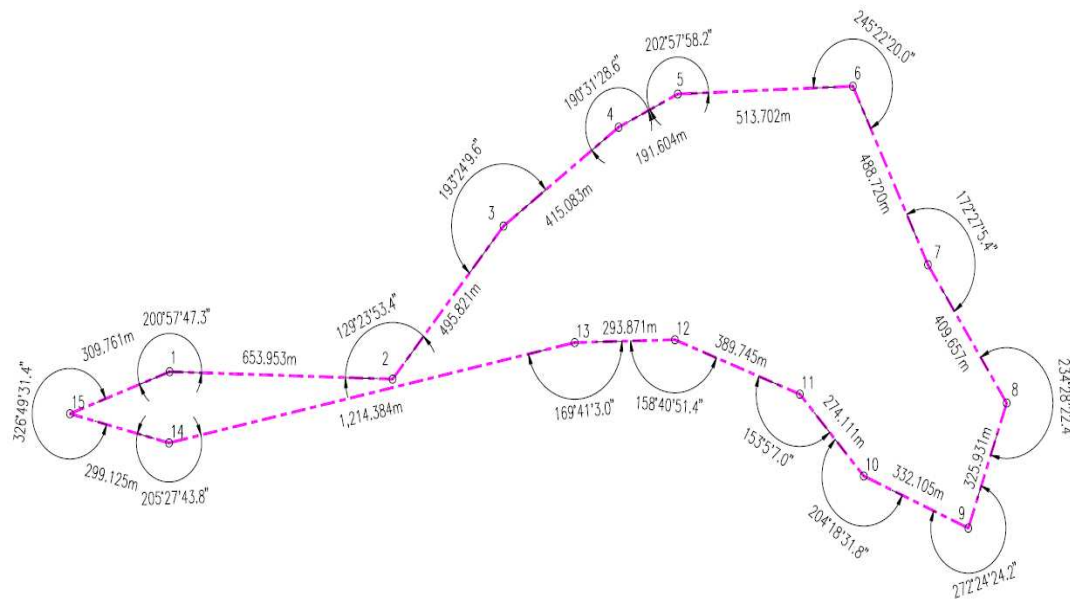


Figura 3.7 Croquis de datos levantados en campo

Est.	P. Atrás	P. Visado	Distancia	Angulo derecho		
				°	'	“
1	15	2	653.953	200	57	47.30
2	1	3	495.821	129	23	53.40
3	2	4	415.083	193	24	9.60
4	3	5	191.604	190	31	28.60
5	4	6	513.702	202	57	58.20
6	5	7	488.720	245	22	20.00
7	6	8	409.657	172	27	5.40
8	7	9	325.931	234	28	22.40
9	8	10	332.105	272	24	24.20
10	9	11	274.111	204	18	31.80
11	10	12	389.745	153	5	7.00
12	11	13	293.871	158	40	51.40
13	12	14	1214.384	169	41	3.00
14	13	15	299.125	205	27	43.80
15	14	1	309.761	326	49	31.40
			6607.573			

Tabla 3.8 Formato de registro de datos levantados en campo.

Como se puede observar a partir de los datos levantados, la estación total fue utilizada como teodolito y se comenzó centrando la estación total en el vértice No. 1, se tomó el punto de apoyo o punto atrás en el vértice No. 15 y se procedió a medir la distancia existente entre los vértices, la cual fue de 309.761 m. y el ángulo en esta lectura fue de 0° 0' 0". Una vez tomados estos datos se procedió a medir el ángulo derecho en dirección al vértice No. 2, cuyo valor promedio fue de 200° 57' 47.30" y la distancia promedio fue de 653. 953 m. Los demás vértices se miden de manera análoga al proceso descrito en este párrafo.

La finalidad de utilizar la estación total como un teodolito es para poder conocer el error diferencia tanto lineal como angular de la poligonal de apoyo y determinar la calidad del trabajo. Si uno utiliza la estación total y se levanta directamente las coordenadas, será muy difícil poder apreciar dicho error y la calidad del trabajo se verá afectada por este “pequeño” detalle. Se recomienda que en trabajos relacionados con desarrollos urbanos no se midan las poligonales directamente con las coordenadas, sino que se utilice el procedimiento anteriormente descrito en esta sección.

III.3.5.4.4 Compensación de poligonales

Dadas todas las variables que se ven involucradas en un levantamiento topográfico y que todas en su conjunto contribuyen a la introducción de errores, los cuales ya se han tratado anteriormente en las secciones pasadas; resulta imposible que se regrese al punto de inicio y que los cierres lineal y angular sean exactos; siempre habrá una diferencia. Y es la magnitud de la diferencia la que nos servirá para evaluar la calidad y precisión de las mediciones hechas en campo.

III.3.5.4.4.1 Error de cierre angular

El cierre angular para una poligonal cerrada es la diferencia entre la suma de los ángulos medidos y el total geoméricamente correcto para el polígono. La suma (Σ) de los ángulos interiores de un polígono cerrado es igual a:

$$\Sigma = 180^\circ (n-2)$$

Siendo n el número de lados o de ángulos en el polígono.

En el caso del ejemplo mencionado con anterioridad, se tuvo que hacer la transformación de ángulos derechos a ángulos internos. Eso se puede hacer matemáticamente con la sencilla operación:

$$\text{Ángulo Interior} = 360^\circ - \text{ángulo derecho}$$

Otra forma más versátil de hacerlo es graficando los datos del levantamiento en un sistema CAD (Diseño Asistido por Computadora), y obteniendo los valores de dichos ángulos con las herramientas del software. Sea cual sea la forma que se elija para procesar los datos, quedan de la manera en que nos muestra la Tabla No. 3.9

Est.	P. Atrás	P. Visado	Distancia	Angulo interior		
				°	'	''
1	15	2	653.953	159	2	12.70
2	1	3	495.821	230	36	6.63
3	2	4	415.083	166	35	50.37
4	3	5	191.604	169	28	31.40
5	4	6	513.702	157	2	1.80
6	5	7	488.720	114	37	40.00
7	6	8	409.657	187	32	54.60
8	7	9	325.931	125	31	37.60
9	8	10	332.105	87	35	35.80
10	9	11	274.111	155	41	28.20
11	10	12	389.745	206	54	53.00
12	11	13	293.871	201	19	8.60
13	12	14	1214.384	190	18	57.00
14	13	15	299.125	154	32	16.20
15	14	1	309.761	33	10	28.60
		Sumatorias	6607.573	2339.000	59.000	42.500

Tabla 3.9 Formato para procesar los datos

A partir de la formula anterior y sabiendo que el polígono tiene 15 vértices, la suma de los ángulos internos debe ser $2340^{\circ} 0' 0''$, pero se observa que la suma que se obtiene de los datos del levantamiento es de $2339^{\circ} 59' 42.50''$, por lo que la diferencia es de $0^{\circ} 0' 17.50''$.

Ahora, sabemos que la tolerancia de error angular es:

$$\text{Tolerancia angular (Ta)} = \pm a (n)^{1/2}$$

Donde:

a = aproximación de aparato

n = número de ángulos medidos del polígono

Por lo que de lo anterior se tiene:

$$Ta = 0^{\circ} 0' 5'' * (15)^{1/2} = 0^{\circ} 0' 19.36''$$

Por lo que se acepta el resultado obtenido en el levantamiento que nos ha servido de ejemplo.

III.3.5.4.5 Grado de precisión

El grado de precisión lineal para una medición de distancia viene expresado de la forma 1: P, donde P es el número que representa la longitud medida en la cual se comete un error unitario. Por ejemplo, un grado de precisión obtenido en una medición lineal de 1:1, 000, significa que cada 1000 metros medidos se comete un error de un metro, en otras palabras se puede decir que por cada metro medido se comete un error de un milímetro. Para garantizar el resultado de las mediciones, el grado de precisión obtenido en campo debe compararse con un valor del grado de precisión especificado, el cual está dado para los diferentes tipos de levantamientos topográficos. En la tabla No. 3.10, se muestran los grados de precisión recomendados por el INEGI para diferentes tipos de levantamientos geodésicos y topográficos:

Ordenes de precisión (1985 y 1998)	Exactitud Relativa	Usos
B	1: 1, 000, 000	Densificación del Sistema Geodésico; Ingeniería alta precisión. Vértices de control para levantamientos catastrales. Fotogrametría escala de vuelo 1: 5000
1° orden	1: 100 000	Vértices de apoyo para la fase de delimitación en levantamientos catastrales. Ingeniería, fotogrametría escalas 1: 10 000 y 1: 15 000.
2° orden Clase uno	1: 50 000	Establecimiento de vértices parcelarios en áreas urbanas, trabajos de ingeniería y fotogrametría cuya escala de vuelo sea de 1: 20 000.
2° orden Clase dos	1: 20 000	Establecimiento de vértices en áreas rurales, desarrollo de fraccionamientos, límites administrativos. Fotogrametría escalas 1: 40 000 y 1: 50 000.
3° orden Clase uno	1: 10 000	Control geodésico horizontal áreas de valor medio a bajo, proyectos locales de desarrollo, levantamientos topográficos e hidrográficos, densificación de los levantamientos de segundo orden. Fotogrametría vuelos Escala. 1: 75 000.
3° orden Clase dos	1: 5 000	Apoyo cartográfico y fotogramétrico, proyectos largo plazo. Control geodésico.

Tabla 3.10 Grados de precisión recomendados por el INEGI para diferentes tipos de levantamientos geodésicos y topográficos.

Otras recomendaciones de precisión relativa de levantamientos topográficos es el caso de las Normas técnicas para la delimitación de las tierras al interior del ejido (publicadas en el Diario Oficial de la

Federación por el Registro Agrario Nacional en septiembre de 1992 y reformada en febrero del 1995):

a) El establecimiento de las estaciones (puntos GPS), para vincular el polígono ejidal a la Red Geodésica Nacional Activa y las Estaciones de apoyo para determinar la línea de control azimutal y lineal, deberán garantizar una precisión relativa a ésta de 1:50,000, para lo cual se utilizarán equipos de dos bandas, observando simultáneamente un mínimo de cuatro satélites durante una hora, o bien, equipos de una banda en las mismas condiciones pero en distancias no mayores a 40 Km.

b) En la propagación de las coordenadas de las estaciones establecidas por el Sistema de Posicionamiento Global (GPS), mediante los procedimientos tradicionales (poligonación, triangulación, trilateración, radiación, o la combinación de éstos), o mediante los procedimientos satelitales, se deberá garantizar una precisión promedio en el ejido de 1:20,000.

c) Cuando se levanten las tierras parceladas, de uso común y del asentamiento humano mediante el método directo, se garantizará una precisión promedio en el ejido de 1:10,000 y cuando se realice por el método indirecto, la precisión de la fotoidentificación será de 0.2 mm.

Se puede observar que el grado de precisión lineal del levantamiento de ejemplo es de 1: 142517, esta cantidad se obtiene de dividir la longitud total del polígono, que es de 6, 607. 573 entre el error total lineal e 0.0464; lo que nos da el valor antes mencionado. Al comparar la precisión lineal relativa de levantamiento topográfico con los valores recomendados por INEGI y el RAN, podemos decir que cumple para levantamientos de primer orden y para estaciones de apoyo para control azimutal y lineal.

III.3.5.4.6 Trazo de poligonales con instrumentos de estación total

Una vez que se tiene una poligonal de apoyo compensada, se está en posibilidad de realizar diversas operaciones basadas en ella, tales como el trazo de poligonales para la ubicación detallada de puntos en campo, levantamiento por el método de radiaciones de infraestructura urbana, linderos, construcciones, especies vegetales, cuerpos de agua, derechos de vía, etc.

Como se puede apreciar, una poligonal de apoyo es la base de un levantamiento topográfico, ya que a partir de ella se realizarán las mediciones necesarias para completar el levantamiento de los datos necesarios para un proyecto. Aún cuando la zona a levantar sea pequeña debe hacerse una poligonal de apoyo de por lo menos tres puntos por dos razones prácticas: a) Para poder conocer la precisión y calidad del trabajo y posteriormente efectuar una compensación y b) Para que si uno de los vértices de la poligonal se pierde durante las obras de construcción, se pueda restituir la poligonal y utilizarla durante la construcción de un desarrollo urbano.

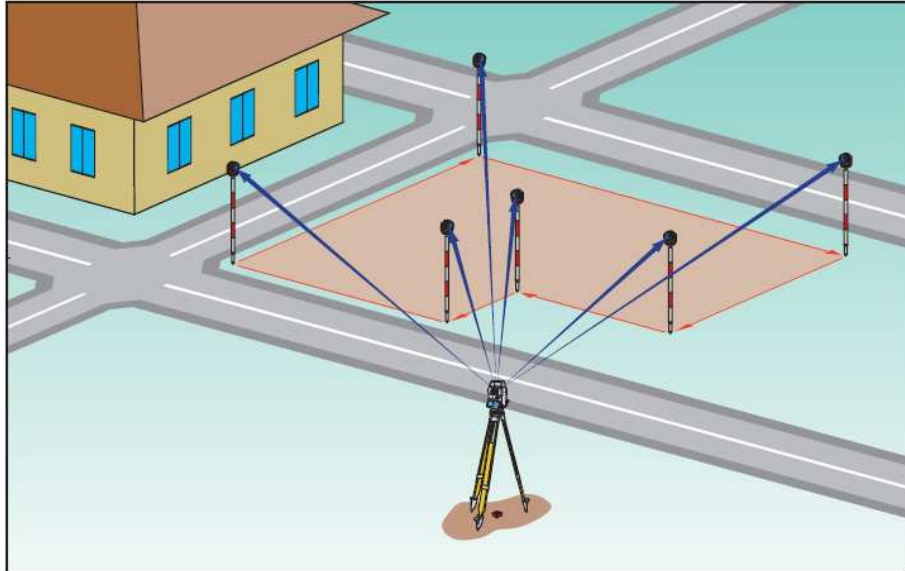


Figura 3.11 Trazo de una poligonal con estación total

Cuando ya se tiene una poligonal de apoyo compensada, se está en posibilidad de utilizar todo el potencial de la computadora integrada en la estación total, es decir, se puede hacer uso de los programas que harán más versátil el levantamiento topográfico y el trazo de puntos en campo.

Con esta tecnología, el uso de las coordenadas cartesianas (Y, X, Z) es la mejor herramienta para poder explotar a su máximo potencial las capacidades de la estación total (Fig. No. 3.11) y su interacción con los programas de diseño asistido por computadora (CAD).

Las poligonales que se trazan en campo pueden ser ejes de vialidades, manzanas de lotes y/o vivienda, el perímetro de un predio que se desea bardear y por lo tanto se trazan puntos a una distancia que permita su alineamiento eficaz, la ubicación de áreas para su delimitación en campo, etc. Una forma fácil de realizar dichos trazos se describe a continuación:

- a) Determinar el propósito por el cual se traza una poligonal y cuantos serán los puntos necesarios.
- b) Evaluar a partir de qué vértices de la poligonal de apoyo conviene realizar los trazos.
- c) En un sistema CAD calcular las coordenadas de los puntos que se han de trazar en campo, si el equipo con que se ha de trabajar es un semi-estación total, se requerirán los datos de ángulos y distancias para su trazado o replanteo en campo.
- d) Generar un reporte y croquis de trazo para que el topógrafo cuente con todos los datos necesarios para trabajar en campo. En muchos de los equipos actuales esta información se puede cargar directamente en la unidad de memoria del aparato. El procedimiento de subir la información varía de acuerdo a las marcas de los equipos,

pero en general, se trata de un procedimiento que utiliza un software de comunicaciones entre la estación total y la computadora, que permite tanto la bajada como la subida de datos de una manera sencilla y amigable.

En la siguiente tabla se muestra un reporte de coordenadas que se utiliza en campo para el replanteo del eje de una vialidad con una estación total y semi-estación total.

ESTACADO DE PUNTOS POR RADIACION

03/OCT/06 2:44pm Pagina 1

EST	PV	ANGULO	HORIZ.	DIST. HORIZ.	COORDENADAS	
					Y	X
6					2,280,768.644	359,945.339
5	00	00'	00.00"	513.702	2,280,749.623	359,431.989
952	3240	26'	04.73"	130.400	2,280,688.924	359,842.146
959	3190	16'	10.36"	132.410	2,280,678.590	359,848.268
1000	100	15'	07.58"	155.711	2,280,790.665	359,791.193
1001	90	10'	33.11"	153.284	2,280,787.468	359,793.215
1002	70	54'	14.11"	150.578	2,280,783.814	359,795.526
1003	40	09'	55.59"	143.546	2,280,773.763	359,801.884
1004	3570	02'	59.08"	133.285	2,280,756.860	359,812.576
1005	3480	53'	51.43"	125.397	2,280,739.958	359,823.267
1006	3390	51'	44.14"	120.349	2,280,723.055	359,833.959
1007	3300	17'	47.78"	118.504	2,280,706.153	359,844.650
1008	3200	42'	13.77"	120.012	2,280,689.250	359,855.342
1009	3110	24'	00.37"	124.890	2,280,671.969	359,866.273
1010	3030	20'	35.14"	132.367	2,280,655.447	359,876.727
1011	2960	07'	11.69"	142.408	2,280,638.546	359,887.421
1012	2890	55'	54.35"	154.398	2,280,621.645	359,898.115
1013	2840	41'	12.14"	167.921	2,280,604.744	359,908.809
1014	2820	13'	37.48"	175.651	2,280,595.718	359,914.520
1015	2810	17'	58.33"	178.842	2,280,592.092	359,916.814
1016	2800	14'	45.10"	182.669	2,280,587.808	359,919.525
1017	80	51'	57.47"	168.181	2,280,788.394	359,778.321
1018	70	51'	19.34"	165.777	2,280,785.205	359,780.391
1019	60	39'	51.73"	163.095	2,280,781.561	359,782.756
1020	30	23'	51.41"	156.500	2,280,772.128	359,788.877
1021	3560	41'	34.51"	145.897	2,280,754.840	359,800.096
1022	3490	17'	57.45"	137.791	2,280,738.063	359,810.983
1023	3380	48'	29.43"	131.214	2,280,716.714	359,824.838
1024	3310	01'	08.64"	129.420	2,280,701.789	359,834.524
1027	3130	12'	18.74"	136.288	2,280,665.916	359,855.777
1028	3090	55'	33.78"	138.875	2,280,658.917	359,860.213
1029	3000	15'	54.57"	150.086	2,280,636.303	359,874.547
1030	2940	03'	10.01"	160.875	2,280,619.410	359,885.254
1031	2880	40'	31.86"	173.309	2,280,602.518	359,895.961
1032	2860	03'	51.53"	180.672	2,280,593.295	359,901.807
1033	2840	07'	04.17"	186.842	2,280,585.882	359,906.505
1034	2830	14'	36.63"	189.826	2,280,582.383	359,908.723
1035	2820	14'	34.85"	193.416	2,280,578.238	359,911.350

Tabla 3.12 Reporte de coordenadas

Algunos errores y equivocaciones que se cometen generalmente al desarrollar los trabajos descritos en los párrafos anteriores son:

a) Toma de línea deficiente de las estaciones de apoyo, ocasionado por malas condiciones climáticas (sol y sombra alternadas, reverberación, neblina, etc.), o por visar la parte superior del estadal solamente, o por hacer una visual que pasa demasiado cerca del terreno. Este error también se puede dar al tener líneas demasiado largas o demasiado cortas.

b) Errores en la medida de ángulos y distancias.

- c) Ocupar equivocadamente una estación o visar hacia una estación equivocada.
- d) Captura errónea de datos en la estación total. Es muy común que las estaciones de apoyo se capturen al revés.
- e) Confusión de ángulos a la derecha y a la izquierda.
- f) Equivocaciones al elaborar el registro.

III.4 CURVAS DE NIVEL

Las curvas de nivel constituyen el mejor método para representar gráfica y cuantitativamente el relieve de la superficie del terreno en un plano bidimensional. Una curva de nivel es una línea que une puntos de igual elevación. Las curvas de nivel pueden ser visibles, pero por lo general en los terrenos se definen solamente las elevaciones de unos cuantos puntos y se bosquejan las curvas de nivel entre estos puntos de control a través de interpolación. A la distancia vertical entre las superficies de nivel que forman los contornos se le llama equidistancia o intervalo de curvas de nivel, en algunos casos los intervalos se dan en metros o en fracciones de metro como pueden ser a cada 0.50 m., 0.25 m., 0.20 m., y 0.10 m. La equidistancia a utilizarse se elige en función del tamaño del predio, escala del plano y lo accidentado de la topografía del mismo.

En la figura No. 3.13, se muestra un plano de curvas de nivel con una equidistancia de 0.20 m. que nos servirá de ejemplo en esta sección.

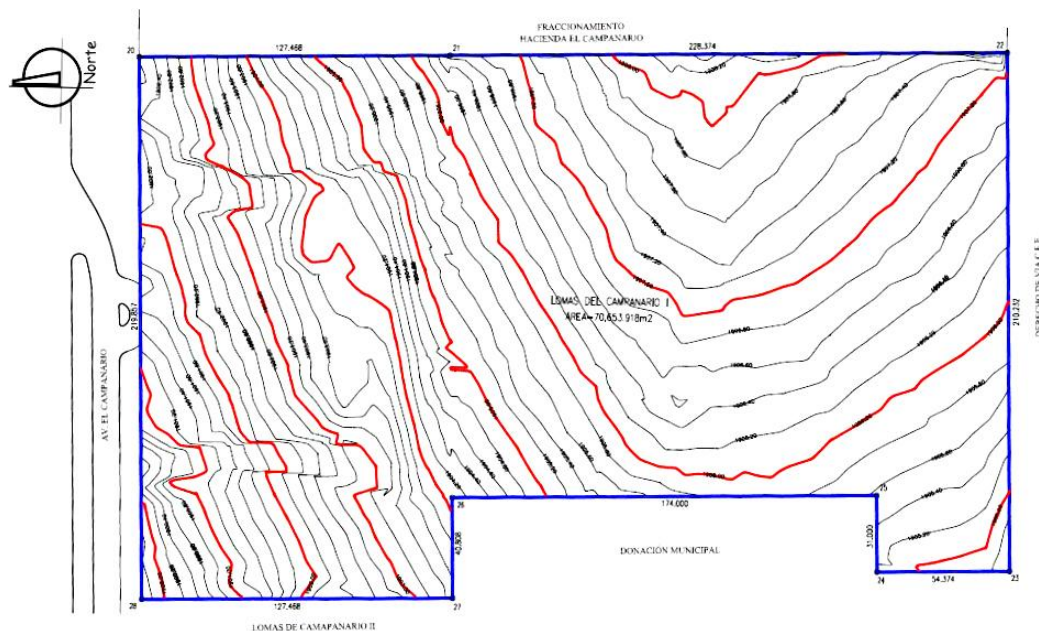


Figura 3.13 Plano de curvas de nivel

III.4.1 Características de las curvas de nivel

A continuación se mencionan algunas de las características que deben tener las curvas de nivel, que son de suma importancia para su determinación:

1. Las curvas de nivel deben cerrar sobre sí mismas, ya sea dentro o fuera del mapa.
2. Las curvas son perpendiculares a la dirección de máxima pendiente.
3. Se supone que la pendiente entre líneas de nivel es uniforme. Si no es así, todos los quiebres en la pendiente deben identificarse en el mapa topográfico.
4. La distancia entre las curvas indica la magnitud de la pendiente.
5. Las curvas muy irregulares indican un terreno muy accidentado. Las líneas con curvatura más regular indican pendientes y cambios graduales.
6. Las curvas concéntricas y cerradas, cuya elevación va aumentando hacia su centro, representan montes o prominencias del terreno. Las curvas que forman contornos alrededor de un punto bajo y cuya cota va disminuyendo, se llaman curvas de depresión.
7. Los cortes y rellenos para presas de tierra, diques, carreteras y vías férreas, forman líneas de nivel rectas o curvas con un espaciamiento igual o uniformemente graduado.
8. Las curvas de diferente elevación nunca se tocan o encuentran, excepto cuando son de una superficie vertical, como la de un farallón o acantilado.
9. Una curva nunca puede ramificarse en otras dos de la misma elevación.
10. Las curvas de nivel cortan los caminos con pendiente y cresta según curvas características en forma de U.
11. La línea litoral o de costa de un lago pequeño constituye una curva de nivel fija, si no se considera la fluencia, el derrame y los efectos del viento.

Para lograr la modelación del terreno y generar las curvas de nivel, se pueden utilizar los métodos tradicionales o sistemas CAD. Para una correcta manipulación e interpretación de los datos de levantamiento de configuración, es necesario que la persona que hace el levantamiento y la modelación del terreno en gabinete, conozca como se hacen los cálculos de forma manual. De esta manera se desarrolla un sentido común y la capacidad de detectar con facilidad errores y representaciones incorrectas de la modelación, esto aún cuando se utilicen sistemas de cómputo en el proceso.

III.4.2 Generación de la triangulación

Con los puntos levantados en campo se forma una triangulación, es decir, se unen con líneas triadas de puntos. Estas líneas son espaciales, ya que están compuestas a partir de las coordenadas X, Y, Z de cada punto y satisfacen la ecuación:

$$Ax + By + Cz + D = 0$$

Una recta en el espacio queda definida por dos puntos conocidos, o bien por un punto y su dirección. En el caso de los levantamiento topográficos son conocidos los puntos $P1 = (X1, Y1, Z1)$ y $P2 = (X2, Y2, Z2)$, y a través de unir estos puntos con líneas, se forma la triangulación. Sin embargo, cuando se trabaja manualmente es conveniente dibujar en el plano los puntos y tratar con el valor de la coordenada Z de forma independiente, ya que eso facilitará las operaciones matemáticas.

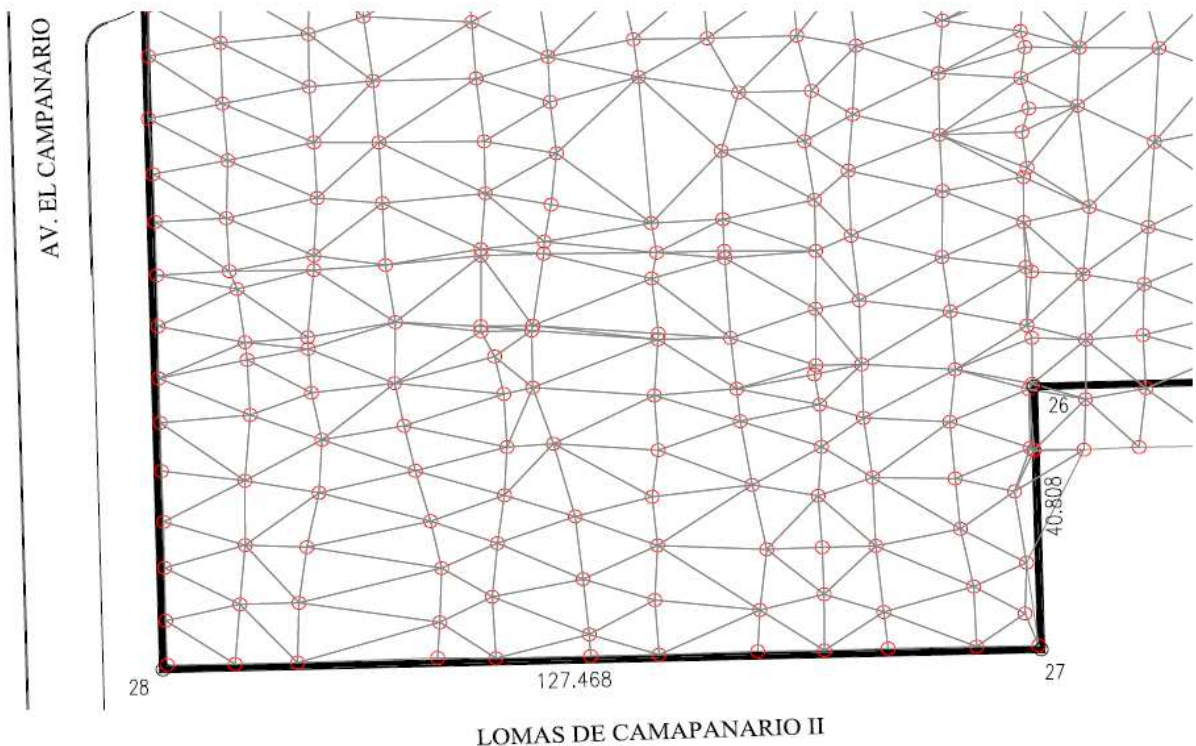


Figura 3.14 Ejemplo de una triangulación para la generación de curvas de nivel.

La generación de la triangulación es un proceso sencillo pero muy laborioso, ya que todos los puntos levantados en campo deben formar parte de la triangulación. Se puede apreciar que para levantamientos pequeños los métodos manuales pueden ser útiles, pero para el levantamiento de predios grandes o con topografía accidentada, los métodos manuales resultan inapropiados, ya que toma mucho tiempo realizar las operaciones matemáticas de interpolación lineal en cada lado de cada triángulo.

III.4.3 Cálculo y dibujo de las curvas de nivel

Para saber el punto por donde pasa la curva de nivel de cierta elevación deseada, se tiene que realizar una interpolación. Esto se hace obteniendo la pendiente de una recta que tienen las tres dimensiones del espacio pero que se está representando en un plano.

En la Figura No. 3.15 se pueden ver dos puntos, con una distancia de 16.319 entre ellos y un desnivel de 0.25 m. Si se desea conocer los puntos sobre la recta en que pasa la elevación 1905.70, 1905.60 y 1905.50, se debe hacer la siguiente operación:

a) Obtener la pendiente en la recta, ésta se conoce al dividir el valor del desnivel de 0.25 m entre la longitud que hay entre los dos puntos. Al realizar la operación nos resulta un valor de 0.0153195666. Este es el valor de la pendiente de la recta.

b) Si se desea conocer la distancia que hay entre el punto 1 al punto donde se encuentra la elevación

1905.70, se puede observar que la diferencia de nivel entre ambos puntos es de 0.01. por lo que se divide 0.01 entre la pendiente de la recta, lo que nos da un resultado de 0.653, esto nos indica que a partir del punto 1, hay 0.653 m. de distancia al punto donde se encuentra la elevación

1905.70. de manera análoga se hace para conocer la distancia al punto con elevación 1905.60 y

1905.50. Las distancias obtenidas son 7.181 y 13.709 respectivamente.

c) Este proceso se repite en cada lado del triángulo en análisis, y en cada triángulo que forme parte de la triangulación.

La figura No. 30, muestra el proceso descrito en los incisos anteriores y además el resultado obtenido para cada uno de los lados de los triángulos.

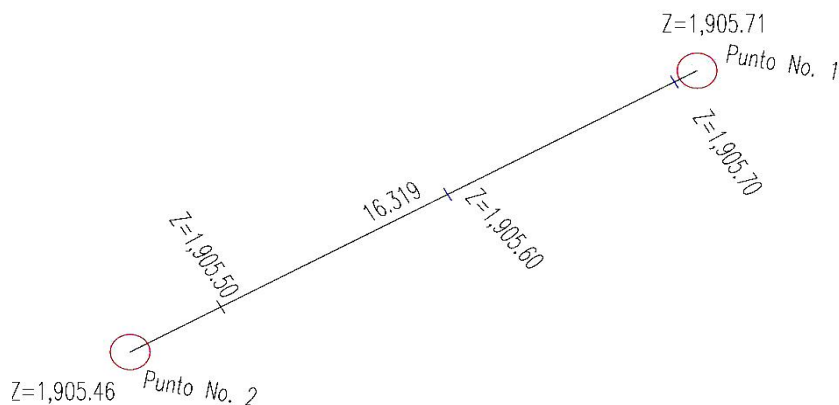


Figura 3.15 Ejemplo, dos puntos conocidos.

La figura No. 3.16, muestra el proceso descrito en los incisos anteriores y además el resultado obtenido para cada uno de los lados de los triángulos.

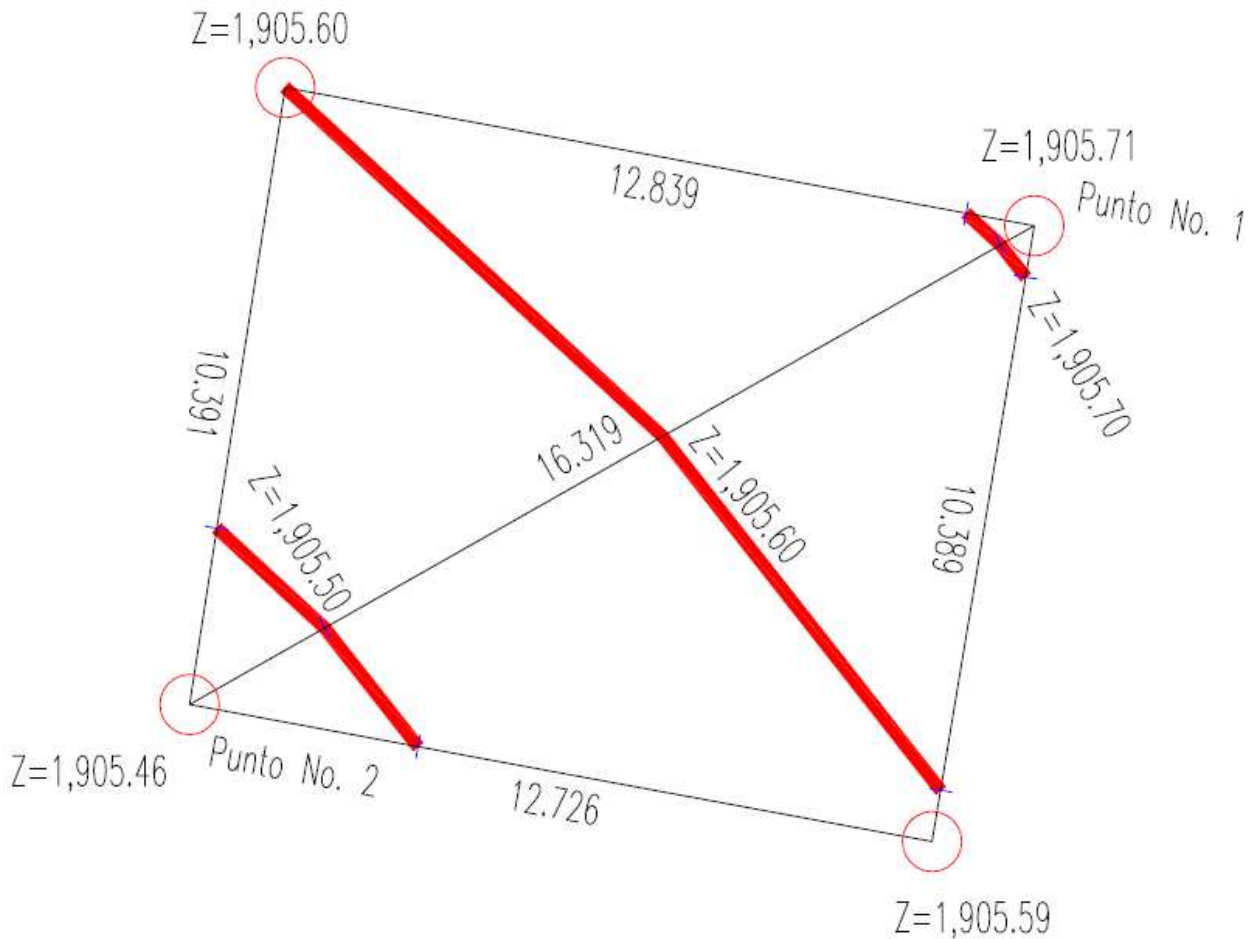


Figura 3.16 Cálculo de curvas de nivel por interpolación

También se puede observar que para completar el proceso de dibujo de las curvas de nivel, solo se necesita unir con líneas cada punto de igual nivel. Resulta obvio que aunque este proceso no es difícil, es bastante laborioso. Para fortuna de los ingenieros, este proceso se puede programar en los sistemas CAD y como resultado, un proceso que puede durar muchas horas de tediosos cálculos, se reduce a unos cuantos minutos e incluso segundos. La generación de curvas de nivel por medio de programas de cómputo es una herramienta que reduce los costos y tiempos de ejecución. Además la precisión que arroja el resultado es mucho mejor que con cálculos a mano, ya que los errores se minimizan. Otra ventaja que tiene el uso de las computadoras es la capacidad de modelar el terreno. La modelación del terreno es una herramienta poderosa que será de mucha utilidad en el análisis del terreno y la realización de proyectos.

CAPÍTULO IV PAVIMENTO

IV.1 ANTECEDENTES GEOTÉCNICOS

IV.1.1 Generalidades

En un esquema simplista, el globo terrestre está constituido, primeramente por un núcleo formado predominantemente por compuestos de hierro y níquel. Envolviendo al manto mencionado se encuentra la corteza terrestre, formada sobre todo por silicatos. Suprayaciendo a la corteza terrestre existe una pequeña capa formada por la disgregación y descomposición de sus últimos niveles, es decir, el suelo.

Para el estudio de los suelos, la ciencia encargada de estudiar su comportamiento es la Mecánica de Suelos. El fundador y guía de esta disciplina es el Doctor en Geología, Karl Terzaghi (Viena 1925), el cual la definió como:

“La mecánica de suelos es la aplicación de las leyes de la Mecánica y la Hidráulica a los problemas de ingeniería que tratan de sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas, producidas por la desintegración mecánica o descomposición química de las rocas, independientemente de que tenga o no contenido de materia orgánica”

Para ello definimos como suelo a:

Es un conjunto de agregados de partículas con organización definida y propiedades que varían “vectorialmente”. Suelo representa todo tipo de material terroso, desde un relleno de desperdicio, hasta areniscas parcialmente cementadas o lutitas suaves. Quedan excluidas rocas y depósitos sedimentarios altamente cementados, que no se ablanden o desintegren rápidamente por acción de la intemperie. El agua juega un papel tan fundamental en el comportamiento mecánico del suelo, que debe considerarse como parte integral del mismo.

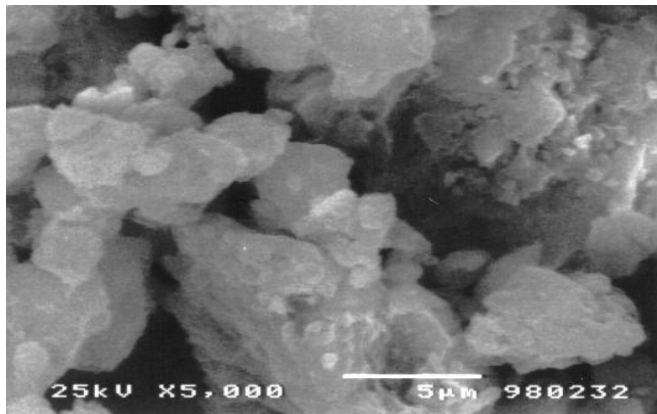
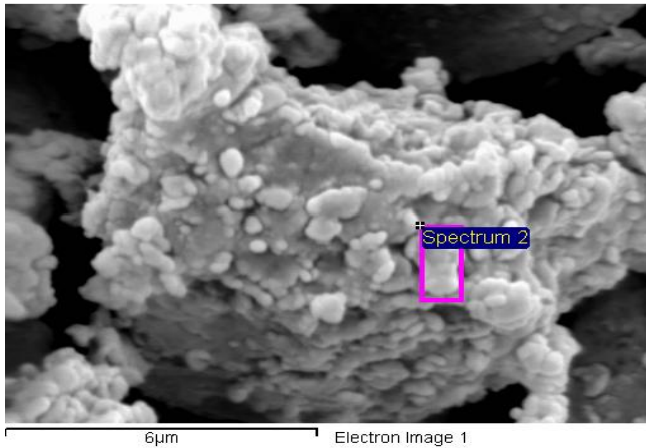


Figura 4.1 Estructura típica de un suelo natural de la ciudad de Querétaro (López-Lara, 2001).



Element	Weight%	Atomic%
O K	14.83	26.83
Na K	0.75	0.94
Mg K	2.25	2.68
Al K	2.75	2.95
Si K	46.61	48.04
K K	2.31	1.71
Ca K	5.01	3.62
Fe K	25.50	13.22
Totals	100.00	

Figura 4.2

Estructura de la arcilla de Juríca, Querétaro. Alicia Del Real.

El suelo está compuesto estructuralmente de un material sólido, uno gaseoso y otro líquido, por esta razón se le conoce como un compuesto trifásico, por presentar los tres estados físicos de la materia.

La fase sólida está formada por partículas minerales del suelo; la líquida por el agua; la fase gaseosa comprende sobre todo el aire, si bien, pueden presentarse otros gases. La capa viscosa del agua absorbida que presenta propiedades intermedias entre la fase sólida y la fase líquida, suele incluirse en esta última, pues es susceptible de desaparecer cuando el suelo es sometido a una fuerte evaporación (secado).

La fase líquida y gaseosa del suelo suelen comprenderse en el volumen de vacíos, mientras que la fase sólida constituye el volumen de los sólidos. Se dice que el suelo está totalmente saturado cuando todos sus vacíos están ocupados por agua. Algunos suelos contienen además, materia orgánica en diversas formas y cantidades que influyen de manera importante desde el punto de vista de las propiedades mecánicas del suelo.

La forma de las partículas minerales, una característica de los suelos, en suelos gruesos: pueden ser redondeadas, subredondeadas, la angulosa y la subangulosa, en función decreciente de los efectos causantes de los agentes desintegradores. En los suelos finos, a causa de su génesis especial, la forma de las partículas tiende a ser aplastada, por que los minerales de arcilla en su mayor parte adoptan la forma laminar, con excepción de algunos minerales que poseen forma acicular. Estas características son de gran importancia para la comprensión de su comportamiento.

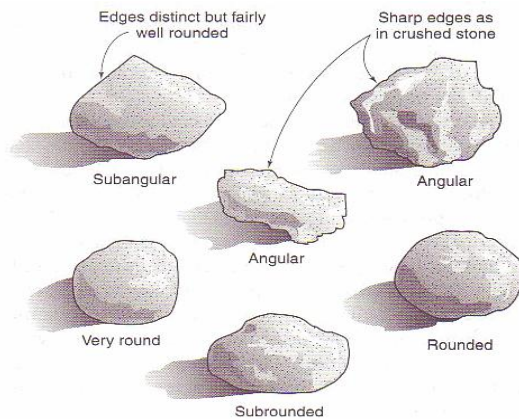


Figura 4.3 Forma de las partículas de los suelos gruesos.

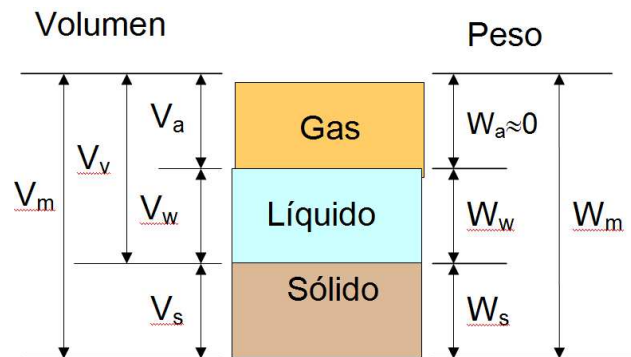


Figura 4.4 Diagrama trifásico tradicional para un suelo.

Otra característica del suelo es su peso específico relativo, que en la mayoría de las partículas minerales constituyentes de un suelo (S_s) varía entre límites estrechos (2.60 a 2.90), valor que se determina en el laboratorio.

Las partículas de los suelos se disponen siempre en forma organizada, siguiendo algunas leyes fijas. La estructuración de un suelo puede ser simple, panaloide y floculenta como las básicas en los suelos reales. Otras estructuraciones son la compuesta, castillo de naipes y la dispersa.

La estructura simple es aquella producida cuando las fuerzas debidas al campo gravitacional terrestre con claramente predominantes y es la típica estructuración del suelo de grano grueso (gravas, arenas limpias).

La importancia de la forma de estructuración en los suelos es la compactación del mismo, logrando un acomodo mejor si la misma estructura lo permite.

Dada la complejidad y prácticamente la infinita variedad con que los suelos se presentan en la naturaleza, cualquier intento de sistematización científica, debe de ir precedido por otro de clasificación completa. Obviamente la mecánica de suelos desarrolló estos sistemas de clasificación desde un principio. Primeramente, dado el caso del conocimiento que se tenía sobre los suelos, fundándose en criterios puramente descriptivos; nacieron así varios sistemas, de los cuales, los basados en las características granulométricas, ganaron popularidad rápidamente.

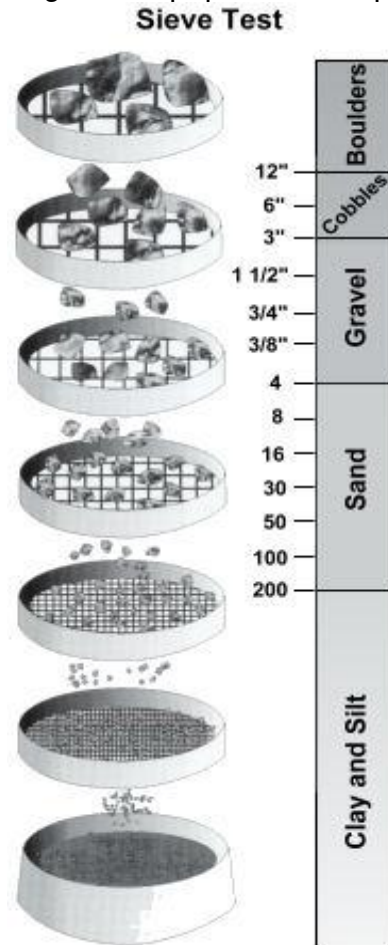


Figura 4.5 Tamizado

Es evidente que un sistema de clasificación que pretenda cubrir hoy las necesidades correspondientes, debe estar basado en las propiedades mecánicas de los suelos, por ser éstas lo fundamental para las aplicaciones de ingeniería.

Uno de los estudios tendientes a encontrar un sistema de clasificación que satisfaga los distintos campos de aplicación a mecánica de suelos, destacan los efectuados por el doctor A. Casagrande de la Universidad de Harvard, este sistema se le conoce con el

nombre de Sistemas de Clasificación de Aeropuertos, así originalmente llamado, debido a que está orientado para uso en aquel tipo de obras.

De este sistema se origina una herramienta muy útil en clasificación de los suelos, su nombre es “Carta de plasticidad” cuyo principal uso está en situar en ella un suelo desconocido por medio del cálculo de dos parámetros que definen su plasticidad; la colocación del suelo en uno de los grupos definidos indicará que participa del conjunto de propiedades mecánicas e hidráulicas características de ese grupo; así y más si se cuenta con algo de experiencia, se tiene un modo simple, rápido y económico de adquirir valiosa información básica sobre el suelo en cuestión.

Otro sistema utilizado para la clasificación de los suelos, basado en lo anterior es el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.).

El sistema cubre los suelos gruesos y los finos, distinguiendo ambos por el cribado a través de la malla 200, las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas, menores. Un suelo se considera grueso si más del %50 de sus partículas son gruesas, y fino, si más de la mitad de sus partículas, en peso, son finas.

La clasificación de los suelos es de gran importancia para la predicción de fenómenos indeseables en las obras civiles, ya que conociendo que tipo de suelo es, se sabe de manera general el comportamiento que pueda tener frente a las acciones del intemperismo.

CARTA DE PLASTICIDAD

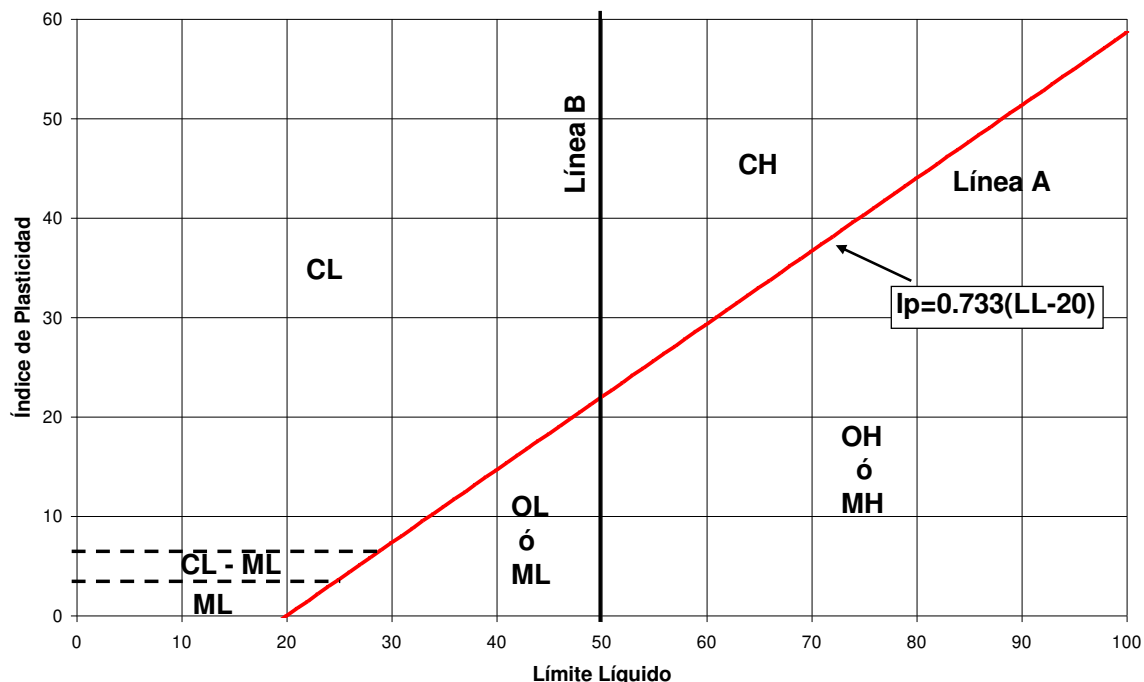


Figura 4.6 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos S.U.C.S

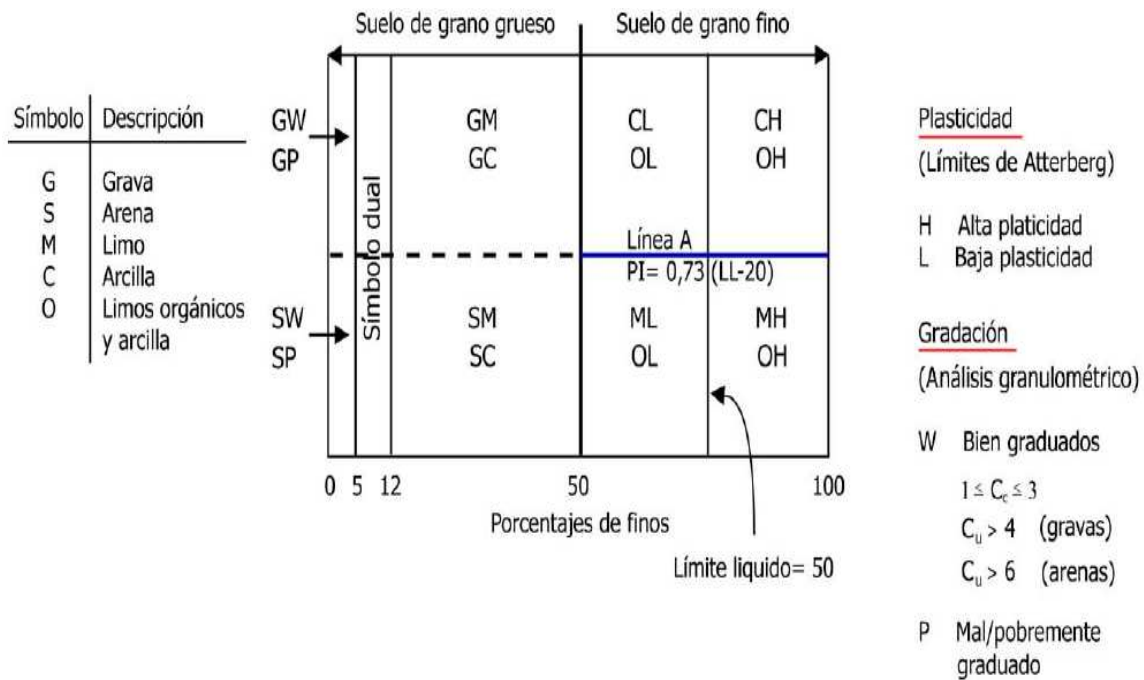


Tabla 4.7 Simbología utilizada en el sistema unificado de clasificación de suelos.

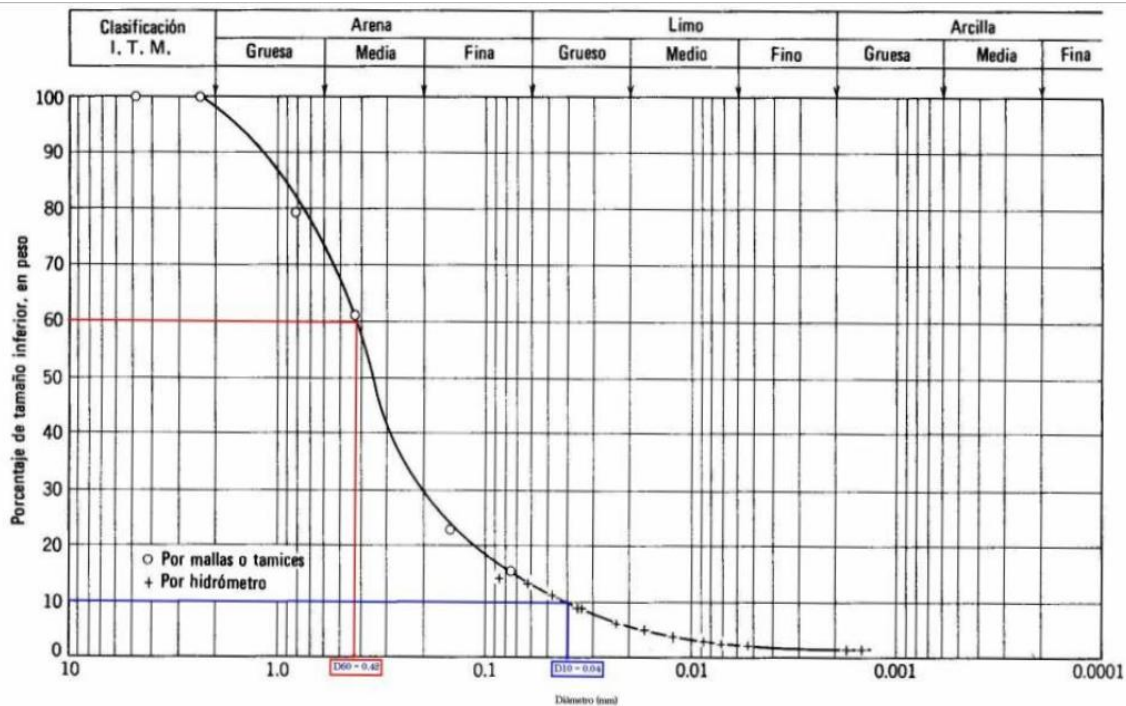


Figura 4.8 Curva granulométrica.

IV.1.2 Estudio Geotécnico

El estudio geotécnico contempla a los estudios de campo y laboratorio, recorridos e inspecciones, análisis y cálculos que conducen al conjunto de recomendaciones para establecer las normas geotécnicas que han de seguir los proyectos y procesos constructivos en las vías terrestres.

Las exploraciones, los muestreos y ensayos dentro del estudio geotécnico deben tener un carácter simple y estadístico, dada la naturaleza de las vías terrestres.

La información geotécnica deberá presentarse en forma sencilla, clara y sistematizada, traduciendo las características de las formaciones en campo y datos de interés a valores numéricos y recomendaciones puntuales.

El estudio geotécnico puede dividirse en dos grandes etapas, la primera en donde se realizan los reconocimientos, la exploración, levantamiento de datos y las pruebas de laboratorio; la segunda en donde se recopila la información disponible, se analiza y se producen recomendaciones.

V.1.2.1 Características de la zona

Es necesario hacer una división de la zona en donde se va a localizar nuestra vía terrestre en subzonas.



Figura 4.9 Suelos de México

Como parte del estudio preliminar se recomienda tomar en cuenta y hacer uso de herramientas útiles, una de ellas es para saber las características físicas que presenta el lugar, con ayuda de mapas o cartografía (clima, hidrología, etc.) y hechos que fueron registrados como fuera de lo común y que nos permita saber cuales son las características del lugar y cual podría ser el comportamiento futuro del suelo en donde se va a construir la vialidad, esto frente a el cambio de las características iniciales del suelo.

Como ya hemos mencionado, la cartografía es una herramienta muy útil para saber a grandes rasgos cuales son las características físicas del lugar, esto sin tener que invertir grandes sumas de dinero en los estudios, se pueden disponer cartográficamente de los siguientes mapas:

- Geología: Tipos de roca, Fallas, Fracturas, etc.
- Edafología: Bancos, Tipo de suelo, Perfiles, etc.
- Zonas climáticas: Precipitación, Temperatura, Evaporación, etc.
- Hidrología: Cuencas, Escurrimientos (Arrastre, Socavación) etc.



Figura 4.10 Zonificación geotécnica

Carta geológica

La finalidad de la carta es proporcionar la información referente a la naturaleza, las características de las rocas y el origen de los suelos del territorio nacional.

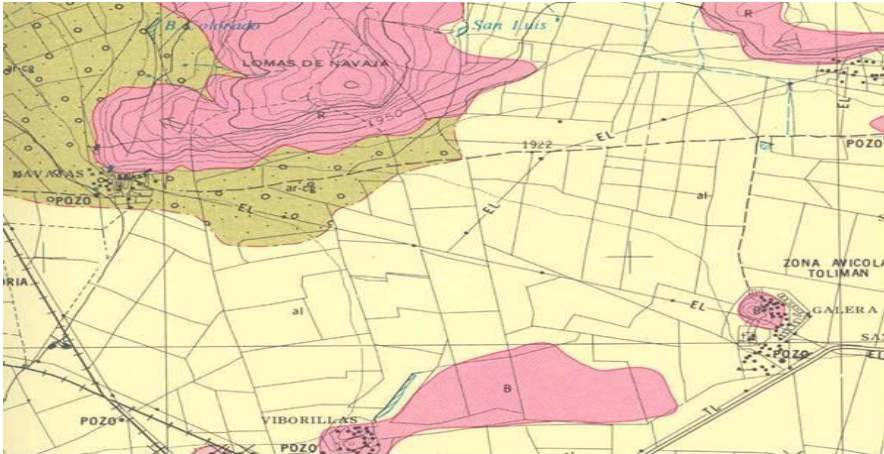


Figura 4.11 Carta geológica

Carta Edafológica

En esta carta se muestran los mismos marcos de referencia que en la carta topográfica, así como otros elementos propios de ella. En todas las escalas se señala la distribución de los suelos, clasificados de acuerdo con el sistema FAO/UNESCO (1970) modificado por la Dirección General de Geografía. En dicha clasificación se indica la textura o cantidad de arena, limo y arcilla de la parte superficial del suelo; la presencia de fases químicas como salinidad y sodicidad; y la presencia de fases físicas como roca o estratos cementados cercanos a la parte superficial del suelo o fragmentos de ellos en la superficie del mismo.

Como información adicional no representada cartográficamente, se describen las características morfológicas de los perfiles de suelo más representativos, y se dan los datos analíticos físicos y químicos de las muestras correspondientes a cada uno de los horizontes o capas de dichos perfiles.

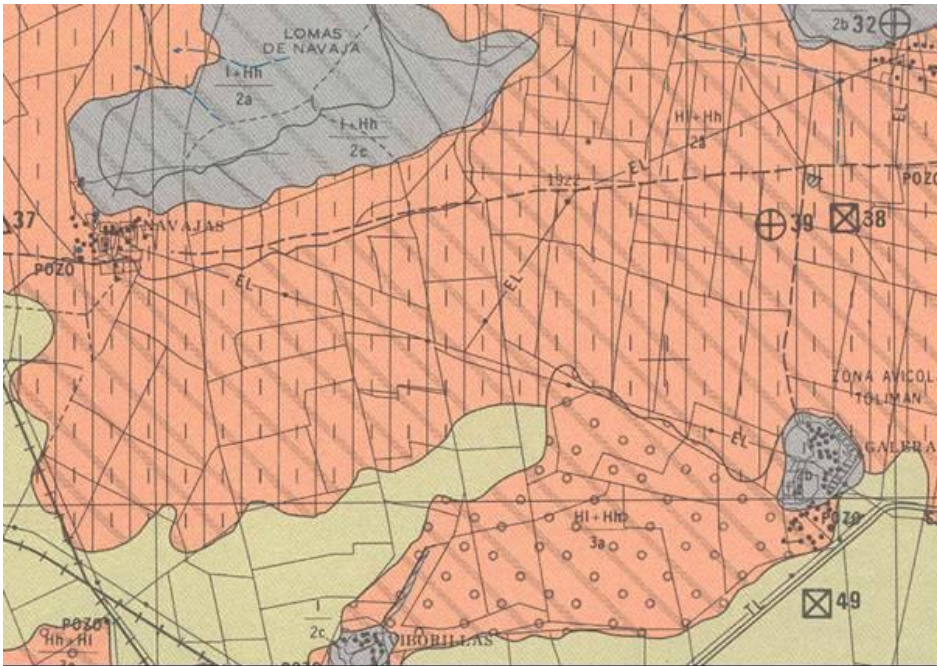


Figura 4.12 Carta Edafológica

Una vez que tengamos estas cartas de la zona a proyectar localizamos nuestra vía en ellas.



Fig. 4.13 Localización de la vía en las cartas

IV.1.2.2 Reconocimiento del sitio

Una vez revisada la cartografía se realiza un recorrido en campo del lugar, con el objeto de identificar lo que los mapas nos indican, ya que algunas veces la urbanización llega a alterar estas condiciones naturales.

El objetivo de este estudio preeliminar es el tener contacto presencial con la materia de estudio a través de la exploración in situ, con la finalidad de recoger datos que se pueden considerar importantes, es necesario recabar información relevante y plasmar entre otros rubros los siguientes:

- Datos del proyecto. Carretera, tramo, subtramo, cadenamientos (inicio-final), etc.
- Fecha de recorrido
- Características superficiales
- Descripción de la litología
- Descripción general de los suelos
- Estimación de problemas geotécnicos especiales
- Préstamos de materiales
- Obras complementarias de drenaje

Definir las características topográficas superficiales o morfológicas para cada subtramo.

- Escarpado
- Montañoso
- Lomerío (Fuerte o Suave)
- Plano

También es importante tener la definición del tipo de roca que se presenta en el lugar:

- Igneas
 - Intrusivas
 - Extrusivas (lávicas o piroclásticas)
- Sedimentarias
 - Estratificada
 - No estratificada
- Metamórfica
 - Foliada
 - No foliada

Tipo de suelo presente:

- Residuales (friccionantes o cohesivos)
- Transportados (agua, viento, gravedad)



Figura 4.14 Reconocimiento del sitio.

IV.1.2.3 Métodos de exploración de suelos

Una vez conocidos los perfiles topográficos de la zona establecida, es conveniente conocer el “Perfil del Subsuelo”, es decir, conocer las clases de materiales que conforman el subsuelo a diferentes profundidades. Un perfil del suelo nos proporciona información valiosa acerca de las clases de material o materiales existentes, situación de las mapas de agua, etc.

Por regla general, deben obtenerse muestras del material tanto en sitios que quedan sobre la subrasante como debajo de ella. Las muestras que se obtengan en los sitios que quedan encima de la subrasante, nos permitirá conocer las clases de material que se usaran en terraplenes y rellenos en general. En cambio la muestras que obtengamos en aquellos sitios que quedan por debajo de la subrasante, nos permitirá conocer las condiciones de estabilidad que presenta el terreno.

Dentro de los métodos de exploración de suelos existen dos clasificaciones: métodos directos y métodos indirectos. En la Tabla 1.1 se muestra una clasificación general de los métodos de exploración más usuales y una breve descripción (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1998).

	Método de exploración	Descripción
Métodos directos	Pozos a cielo abierto.	Es el método más satisfactorio para conocer las condiciones del subsuelo. Consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para poder introducirse en él, examinar los diferentes estratos del suelo en su estado natural y extraer muestras alteradas e inalteradas. Su aplicación eficiente resulta sobre suelos cohesivos.
	Pala posteadora.	Es un método manual de exploración somera que consiste en hincar un barreno y obtener muestras del tipo alterado, pero representativas en cuanto al contenido de agua. Se utiliza en lugares donde otros equipos mecánicos no pueden ser usados.
	Tubo Shelby.	Consiste en un tubo afilado de 7.5 a 10 cm de diámetro que se hincan a presión para obtener muestras relativamente inalteradas de suelos finos blandos o semiduros.
	Sondeo de penetración estándar.	Con esta técnica se rescatan muestras alteradas de los suelos y se mide la resistencia al corte con el número de golpes con el que se hince el penetrómetro una distancia de 30 cm. El equipo consta de un penetrómetro el cual se hince a golpes mediante un martinete de 63.5 kg que cae desde 76 cm de alto.
	Muestreador Denison.	Consiste en dos tubos concéntricos que se hince en el suelo para obtener muestras alteradas o inalteradas con ayuda de la inyección de fluido de perforación que se hace circular entre ambos tubos.
Métodos indirectos	Método sísmico.	Consiste en provocar una explosión en un punto determinado del área a explorar usando una pequeña carga de explosivo, usualmente nitro amonio. Por la zona a explorar se sitúan geófonos cada 15 ó 30 cm. Este procedimiento se funda en la velocidad de propagación de las ondas vibratorias de tipo sísmico a través de diferentes medios materiales.
	Método de resistividad eléctrica.	Consiste en inducir una corriente eléctrica a través de los suelos, de tal forma que se presente una mayor o menor resistividad eléctrica para determinar la presencia de estratos de roca en el subsuelo. Mayores resistividades corresponden a rocas duras, siguiendo con rocas suaves y así sucesivamente hasta valores menores correspondientes a suelos suaves saturados.

	Métodos magnéticos y gravimétricos.	Para el primero se utiliza un magnetómetro, que mide la componente vertical del campo magnético terrestre en la zona considerada en varias estaciones próximas entre sí. En los métodos gravimétricos se mide a aceleración del campo gravitacional en diversos puntos de la zona a explorar. La información que proveen estos métodos es algo errática y difícil de interpretar.
--	-------------------------------------	---

Tabla 4.15 Descripción general de algunos métodos de exploración.

IV.1.2.3.1 Pozos a cielo abierto

La realización del pozo a cielo abierto consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes y hasta la profundidad donde se encuentre un estrato firme, para que un técnico pueda directamente bajar y examinar los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida. Esta excavación puede realizarse manualmente con herramienta como pico y pala o puede hacerse uso de una retroexcavadora para facilitar el trabajo. El ancho del pozo puede ser el del cucharón de la retroexcavadora.

La exploración del subsuelo podrá efectuarse predominantemente por medio de pozos a cielo abierto (PCA). El número mínimo de pozos a realizarse en un sitio será el siguiente:

- a) Uno Para predios menores de 200 metros cuadrados
- b) Dos Para predios entre 200 y 1000 metros cuadrados
- c) Tres Para predios entre 1000 y 5000 metros cuadrados

Los predios mayores de 5000 metros cuadrados deberán incrementar el número de pozos a por lo menos uno por cada 3000 metros cuadrados. El número de sondeos en un predio deberá garantizar por lo menos en un 90% la caracterización del subsuelo en toda la superficie del estudio.



Figura 4.16 Realización de pozo a cielo abierto (PCA)

IV.1.2.3.1.1 Obtención de muestra alterada en la pared del Pozo

Se debe realizar una ranura vertical a lo largo de una de las paredes del pozo, de aproximadamente 20 o 30 cm de ancho y 5 cm. Esta ranura deberá forjarse empezando por la parte superior de la excavación e ir avanzando hacia abajo. Para tomar las muestras, deberá escogerse una de las caras laterales de la franja realizada y muestrear en secciones de 30 cm de abajo hacia arriba para evitar que las muestras se contaminen.

El material que se vaya obteniendo deberá almacenarse en bolsas de plástico que deberán ser etiquetadas identificando la profundidad a la que se obtuvo la muestra, a qué proyecto pertenece, fecha y ubicación. Durante todo este proceso es recomendable ir definiendo una estratigrafía preliminar, basada en el color de los estratos y el tamaño de la partícula; una vez que se obtengan los resultados finales de la prueba se corroborará esta estratigrafía.



Figura 4.17 Obtención de muestra alterada de las paredes del PCA.

IV.1.2.3.1.2 Obtención de la muestra inalterada en el fondo del Pozo

Se deberá escoger una zona donde la superficie sea prácticamente plana, se marca un cuadro aproximadamente de 30 x 30 cm y se comienza a excavar alrededor de las marcas superior y laterales con la herramienta apropiada sin dañar la estructura del material de la muestra ya sea por presión o por impacto (Figura 1.3). Se profundizará lo necesario para poder efectuar un corte en la parte posterior e inferior de la muestra. Inmediatamente después de haber realizado dicho corte y sin levantar la muestra, se cubre ésta con manta de cielo recién embebida en una mezcla previamente preparada de cuatro partes de parafina por una parte de brea, mezcladas por medio de calor.



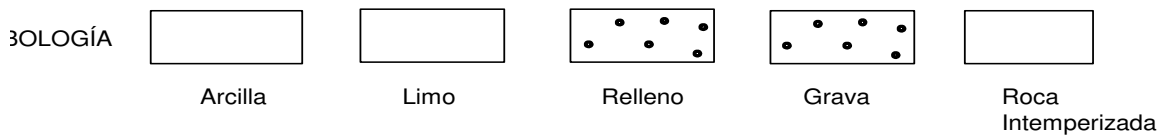
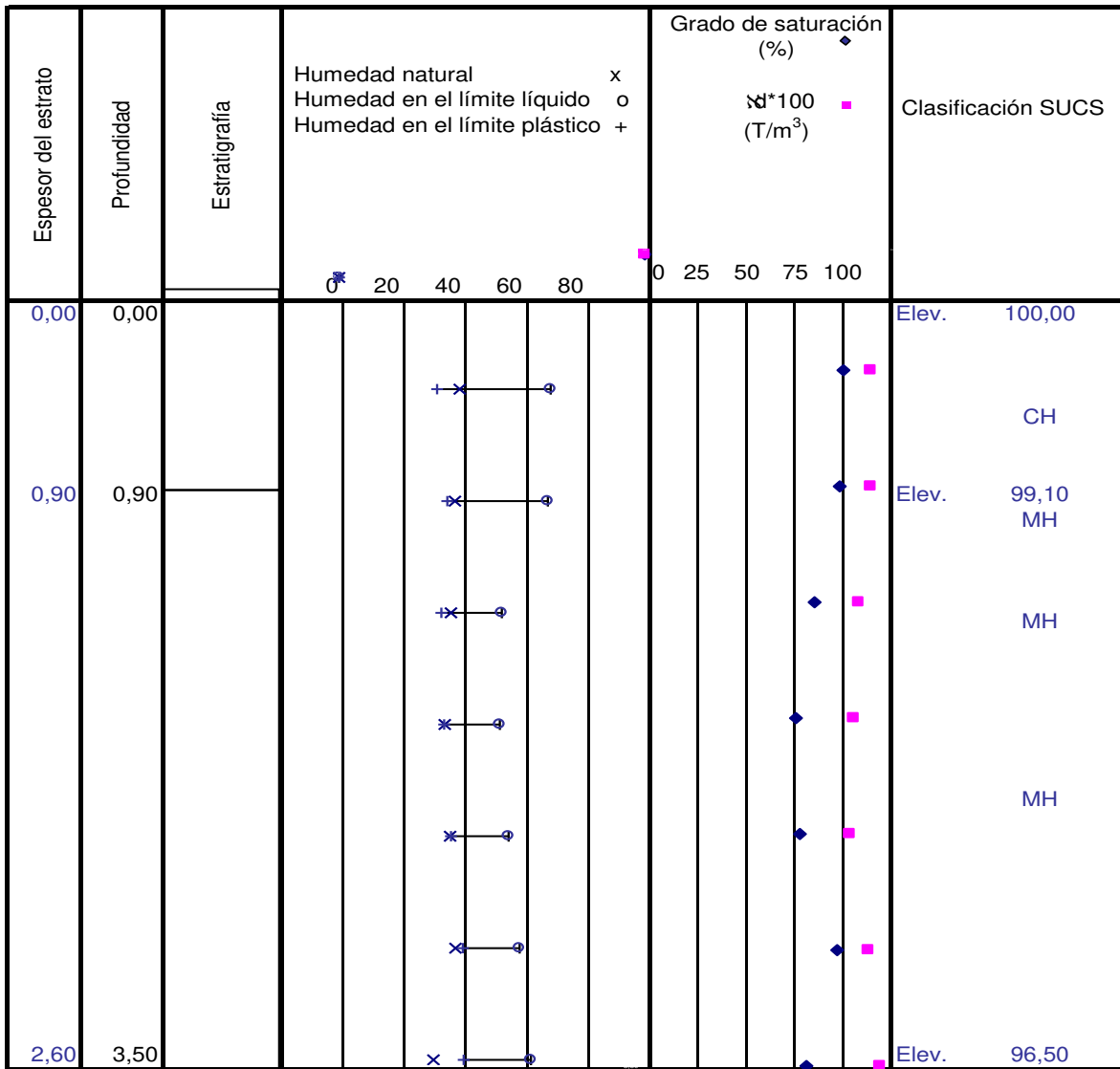
Figura 4.18 Obtención de la muestra inalterada en el fondo el pozo a cielo abierto.

La manta deberá estar bien adherida a la muestra. Una vez protegidas las seis caras descubiertas se aplica con brocha una capa de parafina y brea fundidas y se fija la tarjeta de identificación.

IV.1.2.4 Determinación de perfiles

Una vez que hayamos obtenido nuestras muestras de suelo de el lugar en el que se vaya a proyectar nuestra obra, podemos mediante la observación en el laboratorio determinar el perfil estratigráfico que se presenta en la zona, la cual va a ser de mucha ayuda para determinar si el suelo es apropiado para resistir las cargas, si sufrirá algún cambio volumétrico, etc. A continuación se muestran algunos ejemplos de perfiles estratigráficos de suelo;

Proyecto _____ Estado Querétaro Municipio El Marqués Fecha 09-Abr-02
 Profundidad 3,50 m Pozo 0+000 Ubicación : 0+000 Pista

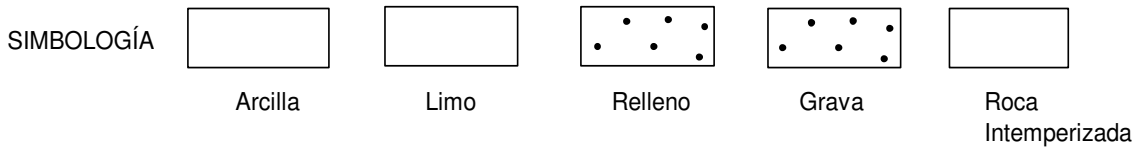
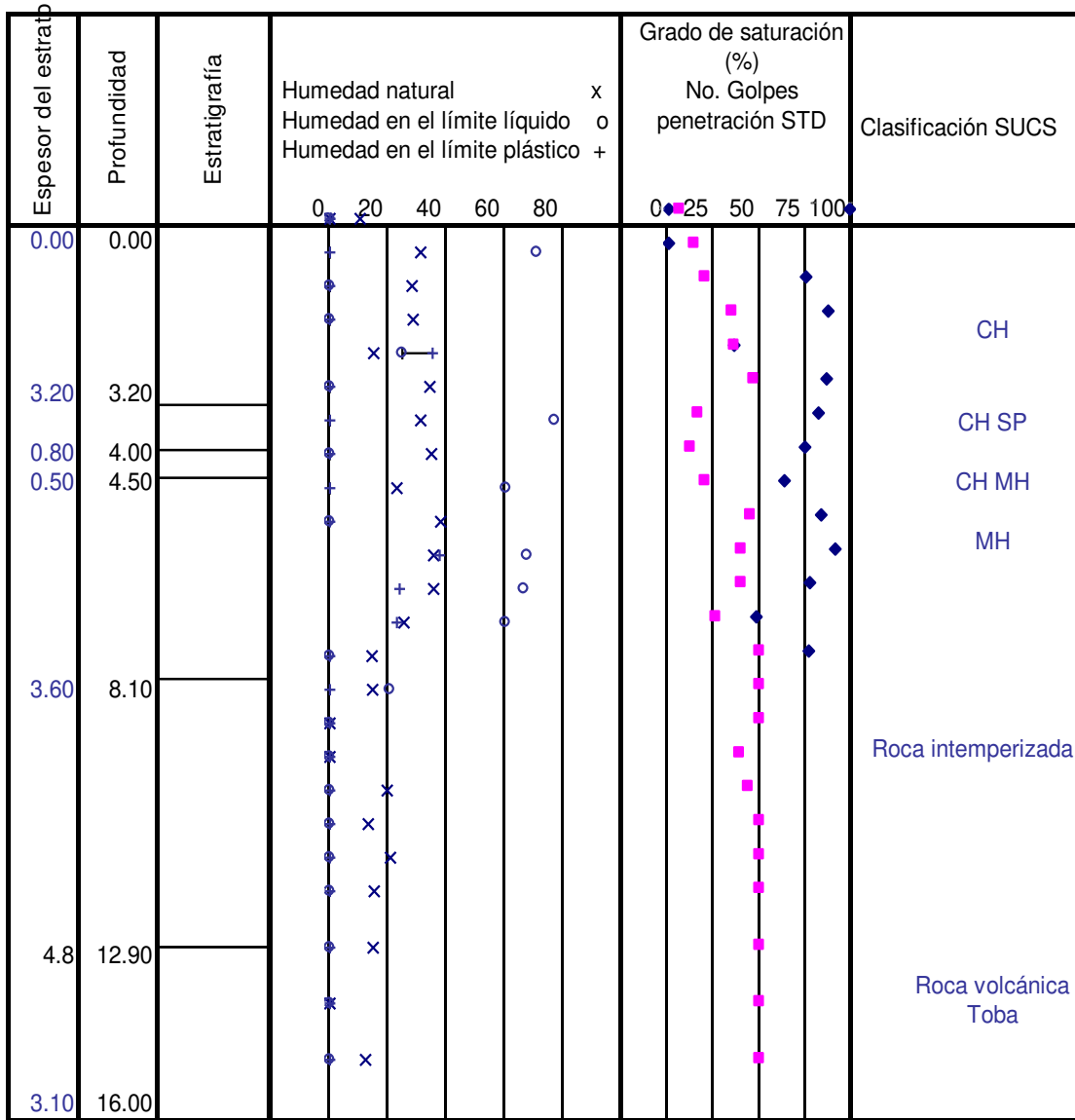


Observaciones : No se encontró Nivel Freático.

Figura 4.19a Ejemplo de un perfil estratigráfico

Proyecto Privada Zaragoza Estado Querétaro Municipio Querétaro Fecha 22-Feb-03

Profundidad 16.00 m Pozo SPT Ubicación : Estacionamiento



Observaciones :
No se encontró Nivel Freático.

Figura 4.19b Ejemplo de un perfil estratigráfico

Una vez obtenidos los perfiles, es necesaria la determinación de algunos valores índice entre los cuales destacan;

- Humedades naturales
- Análisis granulométrico
- Pesos volumétricos naturales
- Límites de consistencia

Estos valores van a determinar el comportamiento de nuestro suelo frente a la acción de factores externos como la humedad producto de las precipitaciones en la zona, la temperatura presente en el lugar, los esfuerzos transmitidos por el tránsito vehicular, entre otras.

IV.1.2.5 Bancos de material

Uno de los costos más importantes en la construcción y mantenimiento de la infraestructura vial corresponde a los materiales, rocas, grava, arena y otros suelos, por lo que su localización y selección se convierte en uno de los problemas básicos al momento de construir un proyecto de esta rama.

Tipos de bancos de material:

- Préstamo lateral
- Compensación longitudinal o transversal
- Bancos de materiales específicos
 - Depósitos de río
 - Depósitos de pie de monte
 - Depósitos lacustres
 - Depósitos eólicos (loess, médanos)
 - Suelos residuales
 - Formaciones rocosas sanas

La localización de un banco cercano aminora los costos considerablemente, así como la correcta elección del material cuyas características satisfaga la función de la capa para la cual estará destinada, ya que de otra forma puede comportarse de manera inapropiada provocando daños a la estructura de nuestro pavimento, propiciando pérdidas económicas importantes. De ahí la importancia de esta parte del proyecto.

IV1.2.5.1 Localización de bancos de material

Localizar un banco es más que descubrir un lugar en donde exista un volumen alcanzable y explotable de suelos o rocas que pueden emplearse en la construcción de una determinada parte de una vía terrestre, satisfaciendo las especificaciones de calidad de la institución constructora y los requerimientos de volumen del caso.

El problema tiene otras muchas implicaciones. Debe de garantizarse que los bancos elegidos sean los mejores entre todos los disponibles en varios aspectos que se le interrelacionan:

- En lo que se refiere a la calidad de los materiales extraíbles, juzgada en relación estrecha con el uso que se dedicarán.
- En segundo lugar, tienen que ser lo más fácilmente accesibles y los que puedan explotar por los procedimientos más eficientes y menos costosos.
- En tercer lugar, tienen que ser los que produzcan las mínimas distancias de acarreo de los materiales a la obra, cuya repercusión en los costos es de las más importantes.
- En cuarto lugar, tienen que ser los que conduzcan a los procedimientos constructivos más sencillos y económicos durante su tendido y colocación final en la obra, requiriendo los mínimos tratamientos,
- En quinto lugar pero no menos importante, los bancos deben estar localizados de tal manera que su explotación no conduzcan a problemas legales de difícil o lenta solución y que no perjudiquen a los habitantes de la región, produciendo injusticias sociales.

Es evidente que en cualquier caso práctico muchos de los requisitos anteriores estarán en contraposición y la delicada labor del ingeniero estriba precisamente en elegir el conjunto de bancos que concilie de la mejor manera las condiciones que resulten en cada caso.

La búsqueda y localización de bancos de materiales puede hacerse principalmente por fotointerpretación o por reconocimientos terrestres directos; estos últimos pueden auxiliarse, a su vez, por la fotointerpretación o por métodos de prospección geofísica.

La fotointerpretación ofrece un método sin rival para explorar grandes áreas a bajo costo, en forma que fácilmente puede equivaler en precisión a un reconocimiento terrestre si la institución que busca los bancos utiliza geólogos bien capacitados en la aplicación del método.

Comúnmente es necesario localizar bancos para material de terracerías, para capa subrasante, para sub-base y base de pavimento y para carpeta, en el caso de carreteras. En añadidura podrán requerirse bancos para la obtención de los materiales necesarios para la elaboración de concretos, de piedra para mampostería u otros especiales. Huelga decir que, muchas veces, un mismo banco puede proporcionar material para varios de esos usos, sometiendo su producto a diferentes tratamientos.

IV.1.2.5.2 Exploración y muestreo de bancos

La exploración de una zona en la que se pretenda establecer un banco de materiales debe tener las siguientes metas:

- Determinación de la naturaleza del depósito, incluyendo toda la información que sea dable obtener sobre su geología, historia de explotaciones previas, relaciones con escurrimientos de agua superficial, etcétera.
- Profundidad, espesor, extensión y composición de los estratos de suelo o roca que se pretendan explotar.
- Situación del agua subterránea, incluyendo posición y variaciones del nivel freático.
- Obtención de toda la información posible sobre las propiedades de los suelos y las rocas, los usos que de ellos se hayan hecho, etc.

La investigación completa está formada por tres etapas:

- Reconocimiento preliminar, que debe incluir la opinión de un geólogo. En esta etapa debe de considerarse esencial el contar en el estudio geológico de la zona, por sencillo que sea.
- La exploración preliminar, en la que por medio de procedimientos simples y expeditos, pueda obtenerse información sobre el espesor y composición del subsuelo, la profundidad del agua freática y demás datos que permitan, en principio, definir si la zona es prometedora para la implantación de un banco de las características del que se busca y si, por consiguiente, conviene continuar la investigación sobre ella.
- La explotación definitiva, en la que por medio de sondeos y pruebas de laboratorio han de definirse detalladamente las características ingenieriles de los suelos y las rocas encontradas.

Las armas de la exploración para la localización y valuación de bancos son la fotointerpretación, los sondeos y la prospección geofísica.

La diferencia entre el estudio preliminar y el definitivo suele radicar más bien en el número de sondeos, que en la investigación definitiva deben corroborar la información preliminar, definiendo claramente las distintas formaciones existentes y ubicar con la aproximación requerida el volumen de material que vaya a ser necesario.

IV.1.2.5.3 Características de los materiales usados para las capas del pavimento

Cuerpo del terraplén

Según la SCT, los materiales utilizados para su construcción deben tener un tamaño máximo de 7.5 cm. Y un límite líquido menor a 50%. El cuerpo del terraplén debe tener

una expansión máxima de 5%, un VRS de 5% mínimo y un grado de compactación de 90%.

Ensayos de laboratorio a Terracerías:

- Clasificación Límites de consistencia
Granulometría
- Calidad
Peso volumétrico máximo
VRS (en ocasiones)

Capa Subrasante

Olivera (1994) menciona que el espesor mínimo de la capa debe ser de 30cm. El tamaño máximo del material debe ser de 7.6 cm. Su grado de compactación es de 95% del peso volumétrico seco máximo (P.V.S.M.) El valor relativo de soporte debe de ser mínimo de 20%, la expansión máxima del material es menor a 2%, un límite líquido máximo de 40% y por último un índice plástico máximo de 12%.

Ensayos de laboratorio a Subrasante:

- Clasificación Límites de consistencia
Granulometría
- Calidad
Peso volumétrico máximo
VRS, expansión
Equivalente de arena
- Diseño
VRS
Succión Controlada

Base y Sub-base

Según Olivera (1994), aunque las bases y las sub - bases tienen características semejantes, la sub – bases son de menor calidad. La sub – base es la capa de material que construye directamente sobre la terracería.

Ensayos de laboratorio a Base y Sub-Base:

- Clasificación Límites de consistencia
Granulometría
- Calidad
Peso volumétrico máximo
VRS, expansión
Equivalente de arena
- Diseño
VRS
Mr

Las características de calidad que se buscan en los materiales para la base y sub- base se muestran a continuación:

Materiales de Sub – base	
Características	Zonas en que se clasifica el material de acuerdo con su granulometría
Límite líquido máximo	25%
Límite plástico máximo	6%
Compactación mínima	100%
Valor relativo de soporte estándar saturado, en porcentaje	50 mín
Equivalente de arena, en porcentaje	30 mín

Tabla 4.20 Fuente: SCT (2006)

Materiales para la base;

Materiales de Base	
Características	Zonas en que se clasifica el material de acuerdo con su granulometría
Límite líquido, en porcentaje (máx)	25%
Índice plástico máximo	6%
Partículas alargadas y lagueadas máximo	35%
Compactación	100%
Valor relativo de soporte estándar saturado, en porcentaje	100 mín
Equivalente de arena, en porcentaje	50 mín
Indice de durabilidad, en porcentaje	40 mín

Tabla 4.21

Las zonas en las cuales puede estar el material de acuerdo a su granulometría tanto para sub – base como para base se muestran en la siguiente figura;

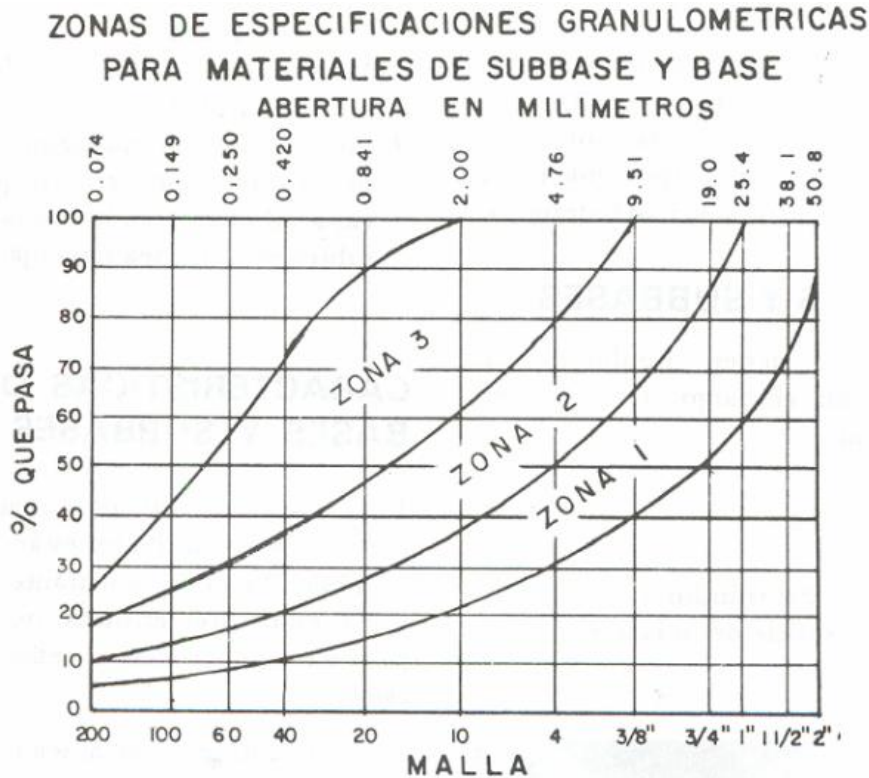


Figura 4.22 Fuente: Estructuración de las vías terrestres, 1994.

IV.1.3 Compactación y mejoramiento del suelo

La compactación de tierra quizás la actividad geotécnica constructiva de mayor importancia que se realiza en el mundo, se basa en el efecto que se induce en el esqueleto sólido del suelo aumentando la presión intergranular, por medio del incremento que el compactador empleado infiere sobre aquél.

Si bien es Proctor (1933) quien puso a punto sus famosos ensayos de compactación en laboratorio, bastantes años antes, en la construcción del pantano de la Sotonera en Huesca, ya se seguía una técnica de control muy similar, apisonando las tierras en un molde y midiendo la “concentración” obtenida.

Aparte de las características intrínsecas del suelo (granulometrías y plasticidad, básicamente), los parámetros fundamentales que gobiernan la compactación son la humedad, la energía suministrada (por unidad de volumen); sin olvidar el tipo concreto de forma en que dicha energía se origina. Para la determinación de comportamiento de los suelos compactados, debe añadirse la trascendental

“estructura” o microestructura de su fabricación.

Cabe recordar, que la compactación es uno de los varios procedimientos de mejora de un suelo que interviene en construcción. Por sus características, dentro de los procedimientos de mejora del terreno, se define como un método mecánico basado en la expulsión del aire que ocupa los poros del suelo y en la reducción rápida del índice de vacíos a humedad constante.

Se aplica en la construcción de rellenos artificiales como presas, terraplenes, caminos, terrenos naturales, etc. El conocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales compactados y de las condiciones de trabajo de los mismos en la estructura que se construye es indispensable para dimensionarla y asegurar su estabilidad. Por esta razón se han desarrollado procedimientos y técnicas experimentales de laboratorio e in situ que han tratado de reproducir los procesos de compactación reales.

El objetivo básico de la compactación de un suelo es la obtención de un nuevo material (suelo compactado) que tenga un comportamiento adecuado para su aplicación específica. La compactación genera en el suelo deformaciones permanentes que modifican sus propiedades originales causando, entre otros, los efectos siguientes:

- densificación del suelo (aumento de la densidad seca)
- aumento de la resistencia mecánica
- aumento de la rigidez
- Reducción de la permeabilidad
- Reducción de la erosionabilidad

Estos son algunos de los efectos más importantes pero también altera la estructura del suelo y modifica la anisotropía mecánica (Rico y del Castillo, 1976).

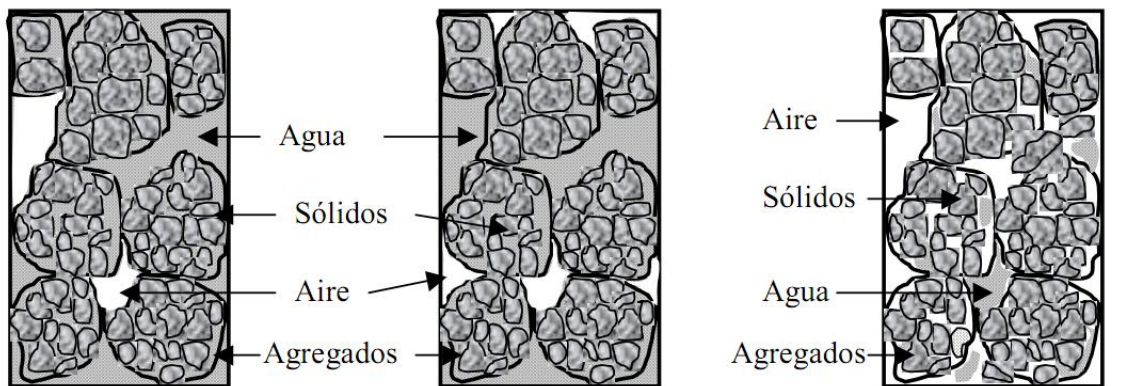
Los suelos no saturados formados por el proceso de compactación son muy heterogéneos, con grupos de partículas que forman agregados. Los pequeños vacíos dentro de los agregados están normalmente llenos de agua, de tal manera que cada agregado individual consiste de suelo saturado.

Los vacíos inter-agregados se llenan con aire o una mezcla de aire con agua, de tal manera que el suelo está no saturado a nivel macro-escala. Brackley (1975), investigó el comportamiento de los suelos compactados en términos de “relación de vacíos en agregados”. La presión de agua de poros negativa que se desarrolla entre los agregados durante la compactación previene su rompimiento.

En los suelos compactados de granos finos se requiere fuerzas mayores para romper estos agregados, debido a la elevada succión que mantiene unido cada agregado,

mientras que los suelos compactados de granos de cuarzo la relativa baja succión implica que los agregados pueden destruirse fácilmente.

En la Fig. 5.9a, se muestra una estructura de suelo compactado no saturados con un alto grado de saturación. La fase acuosa es continua mientras que la fase de aire es discontinua. Este tipo de estructura existe normalmente en suelos arcillosos compactados. En la Fig. 5.9b, muestra la estructura de suelos compactados no saturados de granos finos en un grado ligeramente bajo de saturación donde las fases aire y agua son a menudo continua. Esta fase de agua es normalmente discontinua en suelos compactados en granitos de cuarzo debido al bajo contenido de agua.



a) Agua continua y discontinua la fase de aire

b) Fase de agua y aire continuos

c) Aire continuo y fase de agua discontinuo

Figura 4.23 Estructuras de suelos compactados

Los materiales compactados se encuentran en un estado de humedad que corresponde a grados de saturación inferiores al 100 %, en el cual el agua se encuentra a una presión negativa, inferior a la atmosférica, por efecto de los meniscos, y cuya diferencia con la misma se denomina “succión”. Ello implica que se desarrollan unos esfuerzos internos en el esqueleto sólido, que infieren un efecto de compresión mientras dure el estado no saturado. Y la variación de esos esfuerzos internos con los cambios de humedad (disminuyen con el aumento de éstas, hasta llegar a anularse en la saturación completa) es un hecho básico en el comportamiento del suelo compactado (suelos no saturados).

Si bien como se ha mencionado con anterioridad, la importancia de un adecuado contenido de agua en el suelo compactado es fundamental en un comportamiento futuro de nuestra estructura, es necesario tener una supervisión detallada del proceso de compactación de nuestro suelo, así como la energía específica que se le aplique en el proceso ya que si esteno cuenta con las especificaciones requeridas, puede dar

origen a fenómenos indeseables en el comportamiento del suelo frente a las acciones de agentes externos.

Los métodos usados en la compactación de suelos varían, por ejemplo en una arena el método que se puede utilizar es el vibratorio. La compactación se hace principalmente con tres tipos de rodillos:

- Rodillos de sheepsfoot: también llamados “pata de cabra”, estos son usados principalmente para suelos arcillosos y cienosos.
- Rodillos liso-tambor: usados principalmente para suelos granulares.
- Rodillos vibratorios: usados principalmente para suelos granulares.



Figura 4.24 Maquinaria para la compactación, Rodillo Vibro-compactador.



Figura 4.25 Maquinaria para la compactación, Rodillo Pata de Cabra.

Las pruebas más utilizadas para la compactación del suelo son:

- Prueba del cono de arena.
- Prueba del tubo perforador.
- Prueba nuclear.

Estos tres tipos de métodos arrojan resultados con suficiente exactitud para determinar el grado de compactación; sin embargo, el método del cono de arena ha demostrado ser el más exacto y es generalmente la prueba requerida por las autoridades municipales.

Así mismo existen métodos para el mejoramiento de suelos:

Método físico:

- Confinamiento (suelos friccionantes).
- Consolidación previa (suelos finos y arcillosos)
- Mezclas (suelo con suelo).
- Vibroflotación.

Métodos químicos:

- Con sal.
- Con cemento.
- Con asfalto.
- Con cal.
- Con otras sustancias.

Métodos mecánicos

- Compactación.

Tratamientos a materiales de banco:

En las terracerías resulta muy poco costoso el tratamiento del suelo de tal manera que en las terracerías no se implementa ningún tipo de tratamiento, para todas las demás capas se realizan los siguientes tratamientos:

- Eliminación de desperdicios (por ejemplo sobretamaños 3")
- Disgregación (suelos duros, rocas muy alteradas, aglomerados poco cementados)
- Cribado (eliminación de sobretamaños o dosificación específica)
- Trituración
- Lavado (eliminación de arcillas, materia orgánica o polvo)

Con estos tipos de tratamientos se alcanzan los niveles de calidad requeridos para trabajar en las distintas capas del pavimento y que así cumplan su función de soportar y transmitir las cargas convenientemente y que además los cambios volumétricos no excedan los permitidos en las normas.

IV.2 PAVIMENTO

Un pavimento puede definirse como la capa o conjunto de capas de materiales apropiados, comprendida(s) entre el nivel superior de las terracerías y la superficie de rodamiento, cuyas principales funciones son las de proporcionar una superficie de rodamiento uniforme, de color y textura apropiados, resistente a la acción del tránsito, a la del intemperismo y otros agentes perjudiciales, así como transmitir adecuadamente a las terracerías los esfuerzos producidos por las cargas impuestas por el tránsito (Rico y del Castillo, 1978).

En otras palabras, el pavimento es la superestructura de la obra vial, que hace posible el tránsito expedido de los vehículos con la comodidad, seguridad y economía previstos por el proyecto.

El origen del pavimento comenzó desde que hubo la necesidad de comunicación entre poblados próximos e importantes, principalmente por el desarrollo económico que tenían, por lo cual se construyeron caminos que permitieran de forma más rápida y segura el llegar de un origen a un destino, pero no fue hasta la invención del automóvil que hizo que la necesidad incrementara fuertemente en la mejora de los caminos ya construidos con el avance mismo de la teoría de las técnicas de construcción del uso de materiales que cumplieran con las características mecánicas suficientes para el uso, así como el desarrollo de nueva maquinaria que hiciera posible el movimiento de material y llegar a tener una obra vial con las funciones básicas necesarias.

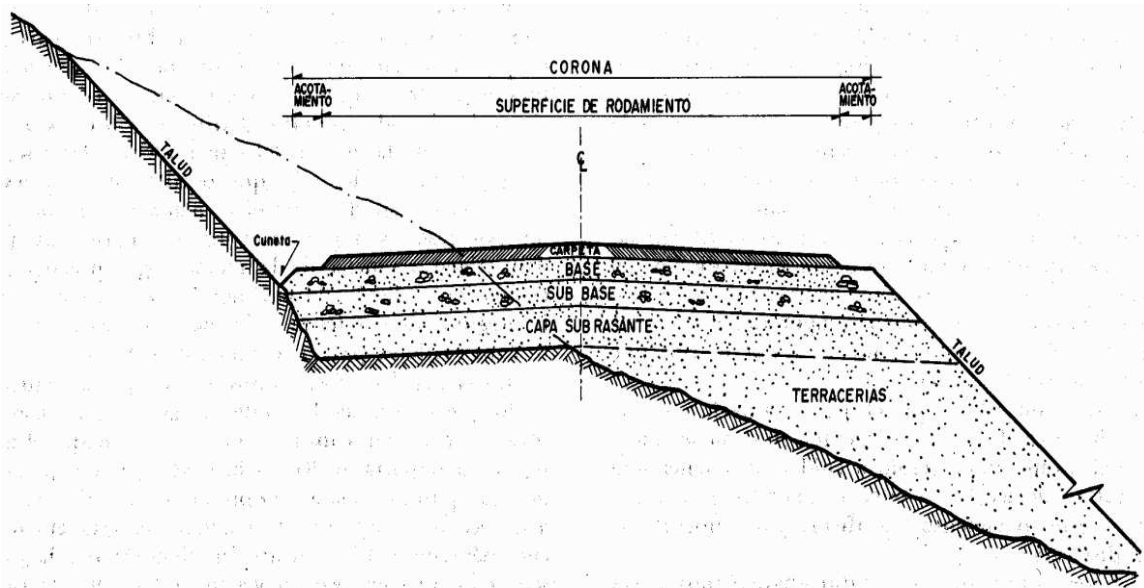


Figura 4.26 Sección transversal típica de un pavimento flexible (Rico y del Castillo, 1978).

Debe reconocerse que los pavimentos que México necesita en sus carreteras no son hoy los mismos que fueron en otras épocas. La red nacional comenzó a formarse en el sentido actual a partir de la época 1920 – 1930 y creció a un ritmo relativamente moderado hasta 1950. Entre 1950 y 1970, la red fue objeto de un desarrollo muy importante y a partir de 1980 continuó creciendo significativamente, pero probablemente con un gradiente menor, si bien en los últimos años (en el periodo 1990 – 1995) tuvo lugar la incorporación de una red de modernas autopistas con longitud del orden de los 5,000 Km (Rico et al., 1998).

Es de esperar que en el futuro una parte importante del esfuerzo constructivo nacional en el área carretera se dirija principalmente a lograr el tránsito expedito y rápido de bienes y mercancías, con la decidida meta de abatir en todo lo que vaya resultando posible los costos operativos del transporte nacional, para respaldar el desarrollo económico y la generación y distribución de productos y de riqueza y oportunidades por todas partes. En todos estos años, la nación experimentó una transformación económica y estructural muy significativa, que fue haciendo aparecer una infraestructura industrial creciente, hasta alcanzar niveles importantes, por lo que el transporte como fenómeno económico fue adquiriendo una importancia cada vez mayor.

Entre las características principales que debe cumplir un pavimento flexible se encuentran las siguientes:

- Resistencia estructural.
- Deformabilidad.
- Durabilidad.
- Costo.
- Requerimientos de conservación.

- Comodidad

IV.2.1 Tipos de pavimentos

La estructura o disposición de los elementos que lo constituyen, así como las características de los materiales empleados en su construcción, ofrecen una gran variedad de posibilidades, de tal suerte que puede estar formado por una sola capa o, más comúnmente, por varias y, a su vez, dichas capas pueden ser de materiales naturales seleccionados, sometidos a muy diversos tratamientos; su superficie de rodamiento propiamente dicha puede ser una carpeta asfáltica o una losa de concreto hidráulico, ó ambas, además puede estar formada por acumulaciones de materiales pétreos compactados.

De modo arbitrario y con fines prácticos, los pavimentos se dividen en flexibles, rígidos y mixtos, los cuales se mencionan a continuación.

- Pavimentos Flexibles (asfálticos)
 - con carpeta de concreto asfáltica.
 - con carpeta de mezcla asfáltica elaborada en el lugar.
 - con carpeta de riegos.
- Pavimentos Rígidos (de concreto)
- Pavimentos Mixtos o Combinados

IV.2.1.1 Pavimentos Flexibles

Este tipo de pavimento resulta más económico en su construcción inicial, tiene un periodo de vida de entre 10 y 15 años, pero tienen la desventaja de requerir mantenimiento constante para cumplir con su vida útil. Este tipo de pavimento esta compuesto principalmente de una carpeta asfáltica, de la base y de la sub-base.

La estructura de un pavimento flexible asfáltico esta compuesta por varias capas de material, donde cada capa recibe las cargas transmitidas por las capas superiores que a su vez transmite a las que se posicionan debajo, de manera que las capas mas inferiores reciben menos carga, pues esta se va disipando en el trayecto, estas capas de materiales son principalmente y de forma ascendente; el cuerpo del terraplén, capa subyacente, capa subrasante, sub-base, una base, un riego de impregnación y riego de liga, carpeta asfáltica y por último un riego de sello:

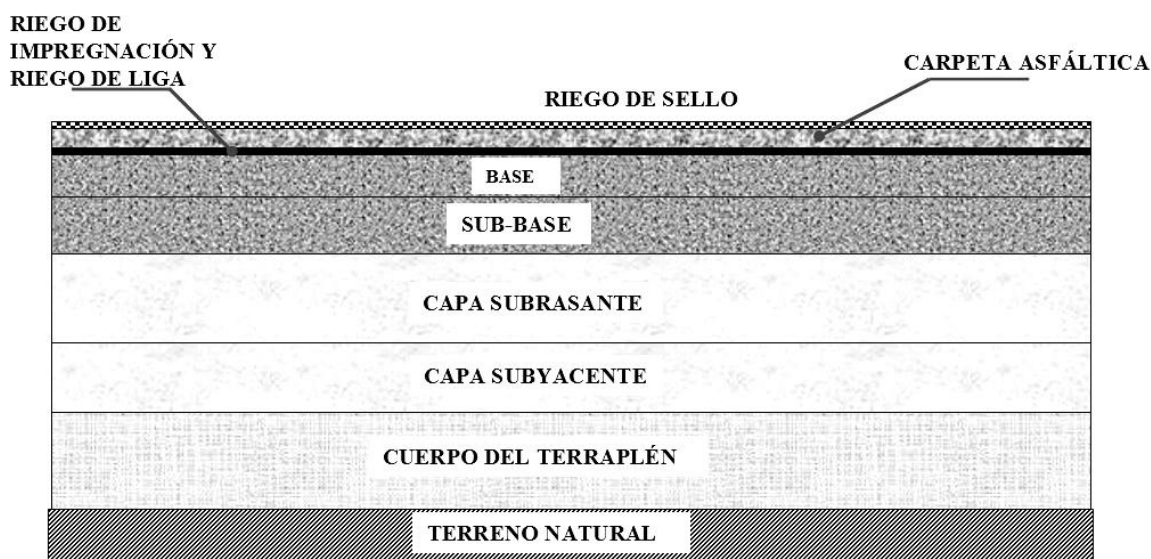


Figura 4.27 Sección estructural típica de un pavimento flexible (asfáltico).

IV.2.1.1.1 Materiales para carpeta asfáltica

Los materiales utilizados para la capa de rodamiento, en este caso de un pavimento flexible deben de cumplir con normas de calidad especificadas por la SCT (Secretaría de Comunicaciones y Transportes). La carpeta asfáltica está constituida por materiales pétreos y materiales asfálticos.

V.2.1.1.1.1 Materiales Pétreos

Estos materiales se le conocen como áridos y tienen una proporción elevada en el contenido de una mezcla asfáltica, esta cantidad puede variar, aunque en general las proporciones pueden ser de 90 a 100 en masa y al 80 por 100 en volumen. Aunque los materiales pétreos se suelen considerar como un conjunto de partículas discretas y de naturaleza inerte, se tiene que tomar en cuenta que pueden producir algunas reacciones por el contacto por el agua como los gigantes y los conglomerados. Estos materiales aportan a resistencia fundamentalmente la componente de rozamiento (entre las mismas).

Los áridos naturales, derivados de una u otra forma de la disgregación de las rocas, se extraen de los yacimientos de origen fluvial, eólico o marino y canteras abiertas y en formaciones rocosas.

Una forma de clasificar a los materiales pétreos es de acuerdo a su naturaleza y desde un punto fundamentalmente práctico son:

- Calizos
- Silicios
- Ígneos y metafóricos

Otros tipos de áridos o materiales pétreos son o de origen industrial, los cuales son un subproducto o bien del tratamiento industrial de áridos naturales, también puede proceder de la trituración posterior de productos de demolición y del reciclado de firmes envejecidos.

Entre los áridos artificiales que son subproductos de procesos industriales cabe citar los siguientes:

- Gangas y desechos de explotaciones mineras y canteras
- Escorias cristalizadas de alto horno
- Escoria de acería
- Cenizas volantes de centrales térmicas
- Escorias de la incineración de residuos sólidos urbanos
- Desechos de la industria cerámica y del vidrio

El uso de cada uno de los materiales pétreos depende fundamentalmente de su capacidad mecánica y lamentablemente de la capacidad económica que pueda solventar su muestreo u obtención.

Propiedades fundamentales y su caracterización

Como ya se mencionó, el material se elige de acuerdo a sus características mecánicas y en base a esta, cumplir la función que se le asigne, sin embargo no cabe por demás mencionar algunos de los materiales pétreos, como son los siguientes:

- Granulometría de materiales pétreos
- Rozamiento interno y cohesión

IV.2.1.1.1.2 Materiales Asfálticos

Según la norma N-CMT- 4- 05-001-06 de la SCT, el asfalto es un material bituminoso de color negro, constituido principalmente por asfáltenos, resinas y aceites, elementos que proporcionan características de consistencia, aglutinación y ductilidad; es sólido o semisólido y tiene propiedades cementantes a temperaturas ambientales normales. Al calentarse se ablanda gradualmente hasta alcanzar una consistencia líquida.

Los materiales asfálticos se emplean en la elaboración de carpetas, mezclas, morteros, riegos y estabilizaciones, ya sea para aglutinar los materiales pétreos utilizados para ligar o unir diferentes capas del pavimento; o bien para estabilizar bases o subbases. También se pueden usar para construir, fabricar o impermeabilizar otras estructuras, tales como algunas obras complementarias de drenaje, entre otras.

Los materiales asfálticos se clasifican en cementos asfálticos, emulsiones asfálticas y asfaltos rebajados, dependiendo del vehículo que se emplee para su incorporación o aplicación, como se indica en la siguiente tabla;

Material asfáltico	Vehículo para su aplicación	Usos más comunes
Cemento asfáltico	Calor	Se utiliza en la elaboración en caliente de carpetas, mezclas, morteros y estabilizaciones, así como elemento base para la fabricación de emulsiones asfálticas y asfaltos rebajados.
Emulsión asfáltica	Agua	Se utiliza en la elaboración en frío de carpetas, mezclas, morteros, riegos y estabilizaciones.
Asfalto rebajado	Solventes	Se utiliza en la elaboración en frío de carpetas y para la impregnación de subbases y bases hidráulicas.

Tabla 4.28 Clasificación de los materiales asfálticos

IV.2.1.1.1.2.1 Cementos asfálticos

Los cementos asfálticos son los que se obtienen del proceso de destilación del petróleo para eliminar solventes volátiles y parte de sus aceites. Su viscosidad varía con la temperatura y entre sus componentes, las resinas le producen adherencia con los materiales pétreos, siendo excelentes ligantes, pues al ser calentados se licuan, lo que les permite cubrir totalmente las partículas del material pétreo.

Según su viscosidad dinámica a sesenta (60) grados Celsius, los cementos asfálticos se clasifican como se indica en la tabla siguiente, donde se señalan los usos más comunes de cada uno.

Clasificación	Viscosidad a 60°C Pa·s (P ^[1])	Usos más comunes
AC-5	50 ± 10 (500 ± 100)	<ul style="list-style-type: none"> En la elaboración de carpetas de mezcla en caliente dentro de las regiones indicadas como Zona 1 en la Figura 1. En la elaboración de emulsiones asfálticas que se utilicen para riegos de impregnación, de liga y poreo con arena, así como en estabilizaciones.
AC-10	100 ± 20 (1 000 ± 200)	<ul style="list-style-type: none"> En la elaboración de carpetas de mezcla en caliente dentro de las regiones indicadas como Zona 2 en la Figura 1. En la elaboración de emulsiones asfálticas que se utilicen en carpetas y morteros de mezcla en frío, así como en carpetas por el sistema de riegos, dentro de las regiones indicadas como Zona 1 en la Figura 1.
AC-20	200 ± 40 (2 000 ± 400)	<ul style="list-style-type: none"> En la elaboración de carpetas de mezcla en caliente dentro de las regiones indicadas como Zona 3 en la Figura 1. En la elaboración de emulsiones asfálticas que se utilicen en carpetas y morteros de mezcla en frío, así como en carpetas por el sistema de riegos, dentro de las regiones indicadas como Zona 2 en la Figura 1.
AC-30	300 ± 60 (3 000 ± 600)	<ul style="list-style-type: none"> En la elaboración de carpetas de mezcla en caliente dentro de las regiones indicadas como Zona 4 en la Figura 1. En la elaboración de emulsiones asfálticas que se utilicen en carpetas y morteros de mezcla en frío, así como en carpetas por el sistema de riegos, dentro de las regiones indicadas como Zonas 3 y 4 en la Figura 1. En la elaboración de asfaltos rebajados en general, para utilizarse en carpetas de mezcla en frío, así como en riegos de impregnación.

[1] Poises

Figura 4.29 Clasificación de los cementos asfálticos

IV.2.1.1.1.2.2 Emulsiones asfálticas

Las emulsiones asfálticas son materiales asfálticos líquidos estables, constituidos por dos fases no miscibles, en los que la fase continua de la emulsión está formada por agua y un agente emulsificante, y la fase discontinua por pequeños glóbulos de cemento asfáltico. Se denominan emulsiones asfálticas aniónicas cuando el agente emulsificante confiere polaridad electronegativa a los glóbulos y emulsiones asfálticas catiónicas, cuando les confiere polaridad electropositiva.

Las emulsiones asfálticas pueden ser de los siguientes tipos:

- De rompimiento rápido, que generalmente se utilizan para riegos de liga y carpetas por el sistema de riegos, a excepción de la emulsión ECR-60, que no se utilizará en la elaboración de éstas últimas.

- De rompimiento medio, que normalmente se emplean para carpetas de mezcla en frío elaboradas en planta, especialmente cuando el contenido de finos en la mezcla es igual que dos (2) por ciento o menor, así como en trabajos de conservación tales como bacheos, renivelaciones y sobrecarpetas.
- De rompimiento lento, que comúnmente se utilizan para carpetas de mezcla en frío elaboradas en planta y para estabilizaciones asfálticas.
- Para impregnación, que particularmente se utilizan para impregnaciones de subbases y/o bases hidráulicas.
- Superestables, que principalmente se emplean en estabilizaciones de materiales y en trabajos de recuperación de pavimentos.

Según el contenido de cemento asfáltico en masa, su tipo y polaridad, las emulsiones asfálticas se clasifican como se indica en la siguiente tabla;

Clasificación	Contenido de cemento asfáltico en masa %	Tipo	Polaridad
EAR-55	55	Rompimiento rápido	Aniónica
EAR-60	60		
EAM-60	60	Rompimiento medio	
EAM-65	65		
EAL-55	55	Rompimiento lento	
EAL-60	60		
EAI-60	60	Para impregnación	
ECR-60	60	Rompimiento rápido	Catiónica
ECR-65	65		
ECR-70	70		
ECM-65	65	Rompimiento medio	
ECL-65	65	Rompimiento lento	
ECI-60	60	Para impregnación	
ECS-60	60	Sobrestabilizada	

Tabla 4.30 Clasificación de las emulsiones asfálticas

IV.2.1.1.1.2.3 Asfaltos rebajados

Los asfaltos rebajados, que regularmente se utilizan para la elaboración de carpetas de mezcla en frío, así como en impregnaciones de bases y subbases hidráulicas, son los materiales asfálticos líquidos compuestos por cemento asfáltico y un solvente, clasificados según su velocidad de fraguado como se indica en la tabla siguiente.

Clasificación	Velocidad de fraguado	Tipo de solvente
FR-3	Rápida	Nafta, gasolina
FM-1	Media	Queroseno

Tabla 4.31 Clasificación de los asfaltos rebajados

IV.2.1.1.1.3 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 se emplean en la construcción de firmes, ya sea en capas de rodadura o en capas inferiores y su función es proporcionar una superficie de rodamiento cómoda, segura y económica a los usuarios de las vías de comunicación, facilitando la circulación de los vehículos, aparte de transmitir suficientemente las cargas debidas al tráfico a la explanada para que sean soportadas por ésta.

Se tienen que considerar dos aspectos fundamentales en el diseño y proyecto de un firme:

1. La Función Resistente, que determina los materiales y los espesores de las capas que habremos de emplear en su construcción.
2. La Finalidad, que determina las condiciones de textura y acabado que se deben exigir a las capas superiores del firme, para que resulten seguras y confortables. A estas capas superiores de le denomina pavimento.

Las tipologías de los firmes de acuerdo a su comportamiento y respuesta se pueden dividir en los siguientes tipos:

a) Firmes Flexibles. (Base Granular).

Constituidos por capas de sub-base y base de material granular, y por un tratamiento superficial o por una capa de mezcla asfáltica de espesores muy delgados que pueden ir hasta los 10 cm. regularmente, las capas granulares resisten fundamentalmente la acción del tráfico, la capa de rodadura sirve para impermeabilizar el firme, resistir los efectos abrasivos del tráfico y proporcionar una rodadura cómoda y segura.

b) Firmes Flexibles. (Base Asfáltica).

Compuesto por una base y un pavimento asfáltico y el cual está constituido por una capa intermedia y otra de rodadura, la sub-base puede ser granular o bien tratada con un ligante hidráulico o hidrocarbonado.

c) Firmes Semi-rígidos . (Base tratada con ligantes hidráulicos).

Constituido por una capa de base tratada con ligantes hidráulicos, o de concreto, la sub-base suele ser de material granular, pudiendo ser estabilizada, el pavimento está formado por una o dos capas de mezcla asfáltica (rodadura e intermedia).

d) Firmes Rígidos. (Pavimentos de hormigón).

Están formados por una losa de hormigón colocada directamente sobre la explanada, o sobre una capa de base granular o estabilizada o un hormigón pobre, la losa de hormigón actúa como capa de rodadura.

Las mezclas asfálticas como ya hemos visto anteriormente sirven para soportar directamente las acciones de los neumáticos y transmitir las cargas a las capas inferiores, proporcionando unas condiciones adecuadas de rodadura, cuando se emplean en capas superficiales; y como material con resistencia simplemente estructural o mecánica en las demás capas de los firmes.

IV.2.1.1.1.3.1 Tipos de mezclas asfálticas

IV.2.1.1.1.3.1.1 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.

Las mezclas asfálticas en caliente se clasifican a su vez en:

- Mezcla asfáltica de granulometría densa, es la mezcla en caliente, uniforme y homogénea, elaborada con cemento asfáltico y materiales pétreos bien graduados, con tamaño nominal entre treinta y siete coma cinco (37,5) milímetros y nueve coma cinco (9,5) milímetros, que satisfagan los requisitos de calidad establecidos en la Cláusula D. de la Norma N-CMT-4-04. Normalmente se utiliza en la construcción de carpetas asfálticas de pavimentos nuevos en los que se requiere una alta resistencia estructural, o en nivelaciones y refuerzo de pavimentos existentes.
- Mezcla asfáltica de granulometría abierta, Es la mezcla en caliente, uniforme, homogénea y con un alto porcentaje de vacíos, elaborada con cemento asfáltico y materiales pétreos de granulometría uniforme, con tamaño nominal entre doce coma cinco (12,5) milímetros y seis coma tres (6,3) milímetros, que satisfagan los requisitos de calidad establecidos en la Cláusula E. de la Norma N-CMT-4-04. Estas mezclas normalmente se utilizan para formar capas de rodadura, no tienen

función estructural y generalmente se construyen sobre una carpeta de granulometría densa, con la finalidad principal de satisfacer los requerimientos de calidad de rodamiento del tránsito, al permitir que el agua de lluvia sea desplazada por las llantas de los vehículos, ocupando los vacíos de la carpeta, con lo que se incrementa la fricción de las llantas con la superficie de rodadura, se minimiza el acuaplaneo, se reduce la cantidad de agua que se impulsa sobre los vehículos adyacentes y se mejora la visibilidad del señalamiento horizontal. Las mezclas asfálticas de granulometría abierta no deben colocarse en zonas susceptibles al congelamiento ni donde la precipitación sea menor a 600 milímetros por año.

IV.2.1.1.1.3.1.2 Mezclas asfálticas en frío

Son las elaboradas en frío, en una planta mezcladora móvil utilizando emulsiones asfálticas o asfaltos rebajados y materiales pétreos.

Las mezclas asfálticas en frío se clasifican a su vez en:

- Mezcla asfáltica de granulometría densa, Es la mezcla en frío, uniforme y homogénea, elaborada con emulsión asfáltica o asfalto rebajado y materiales pétreos, con tamaño nominal entre 37,5 milímetros y 9,5 milímetros, que satisfagan los requisitos de calidad establecidos en la Cláusula D. de la Norma N-CMT-4-04. Normalmente se utiliza en los casos en que la intensidad del tránsito es igual a un millón de ejes equivalentes o menor, en donde no se requiera de una alta resistencia estructural, para la construcción de carpetas asfálticas de pavimentos nuevos y en carpetas para el refuerzo de pavimentos existentes, así como para la reparación de baches.
- Mortero asfáltico, Es la mezcla en frío, uniforme y homogénea, elaborada con emulsión asfáltica o asfalto rebajado, agua y arena con tamaño máximo de 2,36 milímetros, que satisfaga los requisitos de calidad establecidos en la Cláusula F. de la Norma N-CMT-4-04. Normalmente se coloca sobre una base impregnada o una carpeta asfáltica, como capa de rodadura.

IV.2.1.1.1.4 Proceso constructivo de la carpeta asfáltica

En el lugar donde se va a colocar la carpeta, unas dos horas antes de que llegue el concreto asfáltico, se efectúa un riego de emulsión asfáltica de rompimiento rápido que se conoce como riego de liga, esta capa de asfalto nos ayudará a que exista una adherencia adecuada entre el suelo de la base y la carpeta, este riego se efectúa en una proporción de 0.7lt/m², se barren los charcos de asfalto excesivo y se elimina el total de la basura y materiales extraños, para evitar que este riego sea desprendido por las ruedas de los vehículos, se recomienda efectuar un riego de arena.



Figura 4.32 Construcción de carpeta asfáltica.

La mezcla asfáltica deberá llegar a una temperatura de 115 a 125° C, esto se verifica con un termómetro de varilla. La mezcla se vacía en la máquina finisher o extendedora que formará una capa de mezcla asfáltica, se recomienda tener una cuadrilla de rastrillos que aseguren una textura conveniente en la superficie y que borren las juntas longitudinalmente entre franjas. A una temperatura de entre 110 y 120° C se le aplica una compactación con un rodillo ligero de entre 8 y 10 toneladas de peso; los rodillos se moverán paralelamente al eje del camino y de la orilla hacia el centro, y del lado interior hacia el exterior en las curvas. En los aeropuertos además de lo anterior se pasa el equipo en la dirección perpendicular y oblicua con respecto al eje del camino. Después de hacer esto con el rodillo ligero, se compacta con un rodillo más pesado hasta alcanzar el grado de compactación que marca el proyecto (min. 95%.) la compactación deberá terminar cuando se llegue a esta posición y para comprobarlo se efectuarán calas, para esto se corta en frío usando un “chaflán” y procurando no dañar la base, para de esa manera realizar los ajustes necesarios.

La carpeta deberá presentar un índice de permeabilidad menor del 10%. Por último en la carpeta se agrega un riego de sello, el cual consiste en una emulsión, la cual se cubre con un material pétreo del tipo 3E, esto se compacta para que penetre en la carpeta y con ello evitar que se introduzca el agua en ella, además protege del desgaste y proporciona una superficie antiderrapante. En algunos casos se puede emplear un mortero asfáltico que consiste en la mezcla de una emulsión y un material pétreo (arena) que se emplea comúnmente cuando se va a utilizar un camino que ya ha tenido cierto uso, a este tratamiento se le conoce como "slurri seal".

En la actualidad, en algunos casos cuando el lugar donde se coloca la carpeta es de precipitación pluvial muy alta, se recomienda colocar sobre de esta una mezcla de textura abierta la cual se conoce como "open grade", este tratamiento ayudará a que no

se formen charcos en la superficie los cuales pueden provocar accidentes por el fenómeno conocido como acuaplaneo.

IV.2.1.2 Pavimentos Rígidos

Los pavimentos rígidos se componen de losas de concreto hidráulico que en algunas ocasiones presenta un armado de acero, tiene un costo inicial más elevado que el flexible, su periodo de vida varía entre 20 y 40 años, el mantenimiento que requiere es mínimo y sólo se efectúa (comúnmente) en las juntas de las losas.

Estos pavimentos se conforman por una subbase y por una losa de concreto hidráulico, la cual le va a dar una alta resistencia a la flexión, Además de los esfuerzos a flexión y compresión, este tipo de pavimentos se ve afectado en gran parte por los esfuerzos que tenga que resistir al expandirse o contraerse por cambios de temperatura por las condiciones climáticas. Es por esto que su diseño toma como parámetro los siguientes conceptos:

- Volumen tipo y peso de los vehículos que transitarán por la vialidad
- Módulo de reacción subrasante
- Resistencia del concreto que se va a emplear
- Condiciones climáticas

Todos los conceptos anteriores pueden ser calculados a través de aforos, pruebas en el laboratorio, cartas con información climática, ec. Sin embargo el valor relativo de soporte k esta en función de una prueba de placa, la cual es una prueba de penetración que consta en colocar una defensa de un camión sobre un gato montado en una placa circular de distintos diámetros.

La estructura típica de un pavimento rígido o de concreto se muestra a continuación:

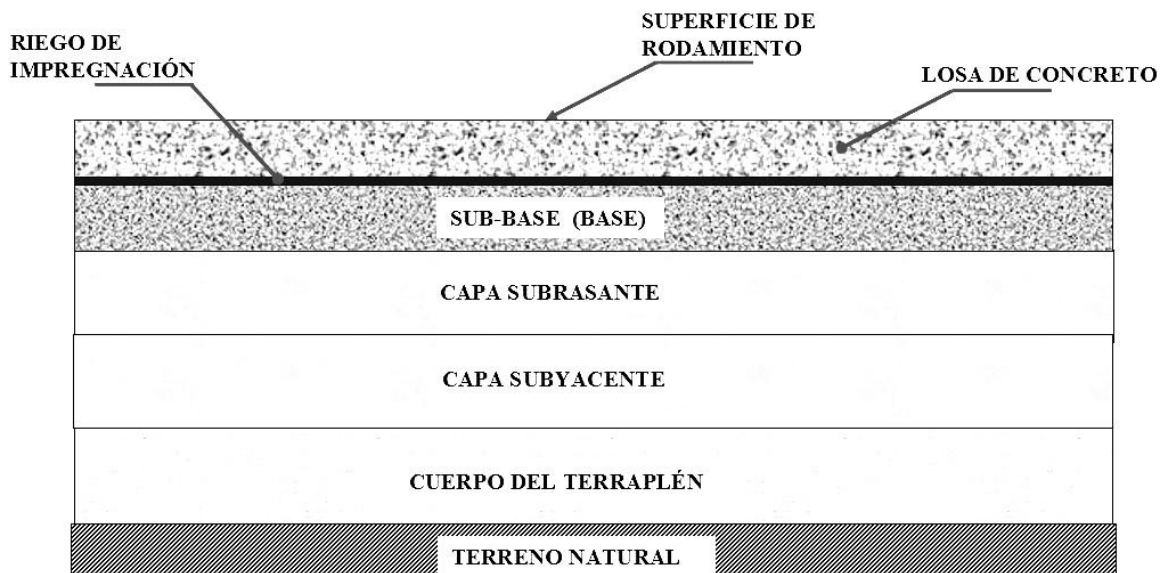


Figura 4.33 Sección estructural típica de un pavimento rígido.

IV.2.1.3 Pavimentos Mixtos o Combinados

Esta clase de pavimentos se presenta de manera más común en los países europeos ya que comparados con los otros tipos de pavimentos vistos resultan más costosos pues así como contienen una capa de asfalto, también tienen una capa de concreto, obteniendo los beneficios característicos de los dos materiales.

Estos pueden presentarse de dos maneras, la primera consiste que en las dos capas superficiales se presenta una losa de concreto y una carpeta asfáltica teniendo como capa de rodamiento un estrato de concreto (losa de concreto) y la segunda teniendo como capa de rodamiento un estrato de asfalto (carpeta asfáltica). Las dos representan para el conductor una vía más cómoda, pues el asfalto proporciona estabilidad y se adiere mejor a las llantas, como también representa una película anti reflejante, mientras que el concreto representa la parte más importante estructuralmente, pues su resistencia representa una menor carga para las capas inferiores.

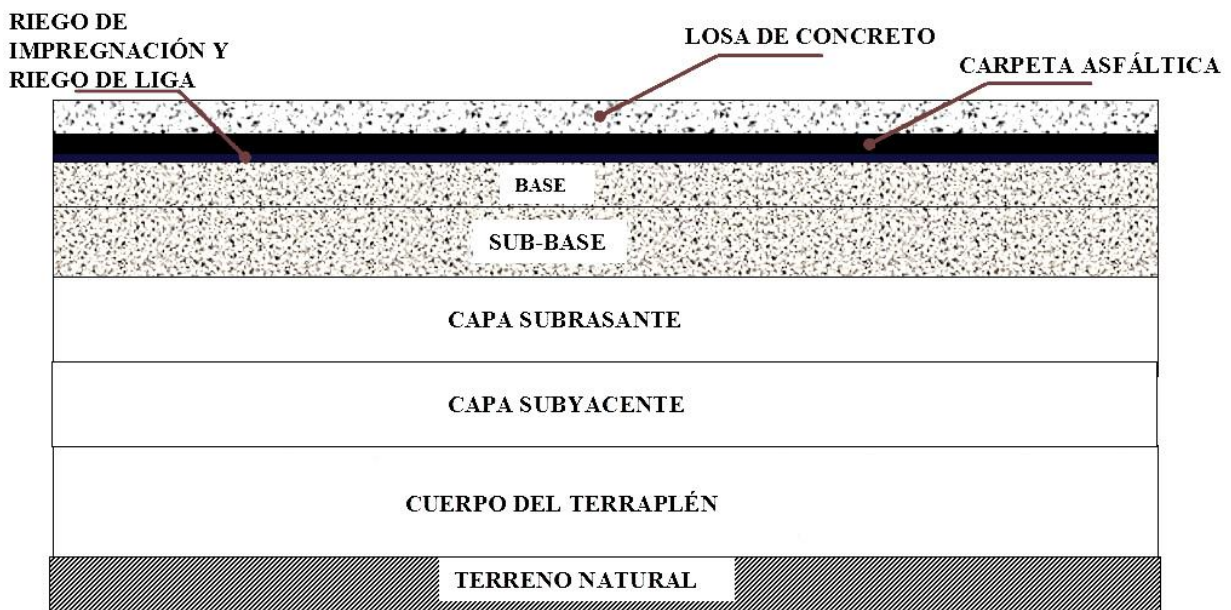


Figura 4.34a Sección estructural típica de un pavimento mixto.



Figura 4.34b Sección estructural típica de un pavimento mixto.

IV.2.2 Funciones de las capas que conforman los pavimentos

Se presentan a continuación las funciones que juegan dentro de la estructura de un pavimento tanto flexible como rígido de manera que al cumplir su función este se comporte de manera adecuada.

IV.2.2.1 Función de las capas para los pavimentos flexibles

Cuerpo del Terraplén

- Su función principal es la de alcanzar los niveles necesarios para satisfacer especificaciones geométricas (principalmente pendiente longitudinal), resistir las cargas del tránsito transmitidas por las capas superiores y distribuir esfuerzos para transmitir esfuerzos adecuados a las características de las capas inferiores.
- Es de espesor variable y en muchos casos se construye con material del terreno natural.

Capa Subrasante

- Evitar que los materiales finos plásticos del terraplén contaminen capas superiores del pavimento.
- Evitar que material de capas superiores se introduzca en las oquedades que deja un terraplén formado por fragmentos de roca.

- Distribuir esfuerzos para transmitir esfuerzos adecuados a las características del terraplén.
- Uniformar espesores del pavimento. Sobre todo cuando existe variación importante de los materiales de terracería a lo largo del camino.
- Evitar que las imperfecciones de la cama de los cortes se reflejen en la superficie de rodamiento.
- Absorber cambios volumétricos de las capas inferiores.

Subbase

- Recibir y resistir las cargas del tránsito a través de la capa que constituye la superficie de rodamiento (carpeta asfáltica o losa)
- Transmitir estas cargas, adecuadamente distribuidas a las capas inferiores.
- 2. Abaratar los costos de la base.
- Impedir que la humedad de las terracerías ascienda por capilaridad.

Base

- En caso de que se introduzca agua por la parte superior, permitir que descienda y se desaloje por efecto de bombeo o sobreelevación de capas inferiores.
- Soportar los esfuerzos impuestos por las cargas aplicadas en la superficie del pavimento y distribuirlos adecuadamente, de manera que las capas inferiores los puedan resistir.

Carpeta asfáltica

- Proporcionar la superficie de rodamiento de forma segura y confortable.
- Soportar las cargas y transmitir las adecuadamente a la base.
- Servir como capa impermeable, constituyendo una protección para la base.

Riego de sello

- Proporcionar una superficie de rodamiento antiderrapante.
- Aumentar la impermeabilidad
- Evitar reflejos.
- Soportar los efectos abrasivos del intemperismo.
- Resistir los efectos abrasivos del tránsito.

IV.2.2.2 Función de las capas para los pavimentos rígidos

Cuerpo del Terraplén

- Su función principal es la de alcanzar los niveles necesarios para satisfacer especificaciones geométricas (principalmente pendiente longitudinal), resistir las cargas del tránsito transmitidas por las capas superiores y distribuir esfuerzos para transmitir esfuerzos adecuados a las características de las capas inferiores.
- Es de espesor variable y en muchos casos se construye con material del terreno natural.

Capa Subrasante

- Evitar que los materiales finos plásticos del terraplén contaminen capas superiores del pavimento.
- Evitar que material de capas superiores se introduzca en las oquedades que deja un terraplén formado por fragmentos de roca.
- Distribuir esfuerzos para transmitir esfuerzos adecuados a las características del terraplén.
- Uniformar espesores del pavimento. Sobre todo cuando existe variación importante de los materiales de terracería a lo largo del camino.
- Evitar que las imperfecciones de la cama de los cortes se reflejen en la superficie de rodamiento.
- Absorber cambios volumétricos de las capas inferiores.

Base (subbase)

- Proporcionar a la losa una superficie de apoyo continua y resistente.
- Proporcionar subdrenaje al pavimento.
- Prevenir el fenómeno de bombeo.
- Facilitar la construcción de la losa.

Losa (para pavimentos rígidos o mixtos)

- Proporcionar una superficie de rodamiento adecuada.
- Soportar las cargas aplicadas por el tránsito y transmitir a la capa de apoyo esfuerzos cuya magnitud no exceda su capacidad de soporte.
- Resistir los efectos abrasivos del tránsito.
- Impedir la penetración del agua superficial a las capas de apoyo.

IV.2.3 Análisis de esfuerzos en los pavimentos

Para el caso de los pavimentos flexibles, que es la parte que nos interesa podemos decir que antes de que fueran difundidas las teorías de distribución de esfuerzos en los pavimentos, éstos ya se construían con carpeta asfáltica y base granular.

El diseño estuvo basado fundamentalmente en suposiciones o experiencias donde la teoría jugaba un papel secundario en el procedimiento.

La aparición de cargas de rueda mayores, altos niveles de tránsito y la identificación de varios factores independientes que contribuyen a la falla de los pavimentos, tales como deslizamientos y agrietamientos, condujo al uso de capas estabilizadas con asfalto, cal o cemento, inclusión de la subbase, para aumentar la rigidez. Esto originó una concentración de esfuerzos con miras a desarrollar un procedimiento de análisis y diseño bien fundamentado para pavimentos asfálticos.

La teoría más aceptada fue la denominada:

“multicapa lineal elástica”

IV.2.3.1 Multicapa Lineal Elástica

Hipótesis:

1. Las propiedades del material de cada una de las capas son homogéneas, esto es que, las propiedades en el punto A_i son las mismas que en el punto B_i .
2. Cada una de las capas tiene espesor finito, excepto la capa más baja, y todas son infinitas en las direcciones laterales.
3. Cada capa es isotrópica.
4. Se desarrolla fricción total en cada interfase.
5. Se considera nulo es esfuerzo cortante en la capa superficial.
6. Las características de los materiales se expresan en términos del Módulo de Elasticidad (E) y de la Relación de Poisson (μ).

En un punto dado en el interior de cualquier capa existen 9 esfuerzos

Esfuerzos normales:

σ_z , σ_r y σ_t actúan perpendicularmente a las caras del elemento.

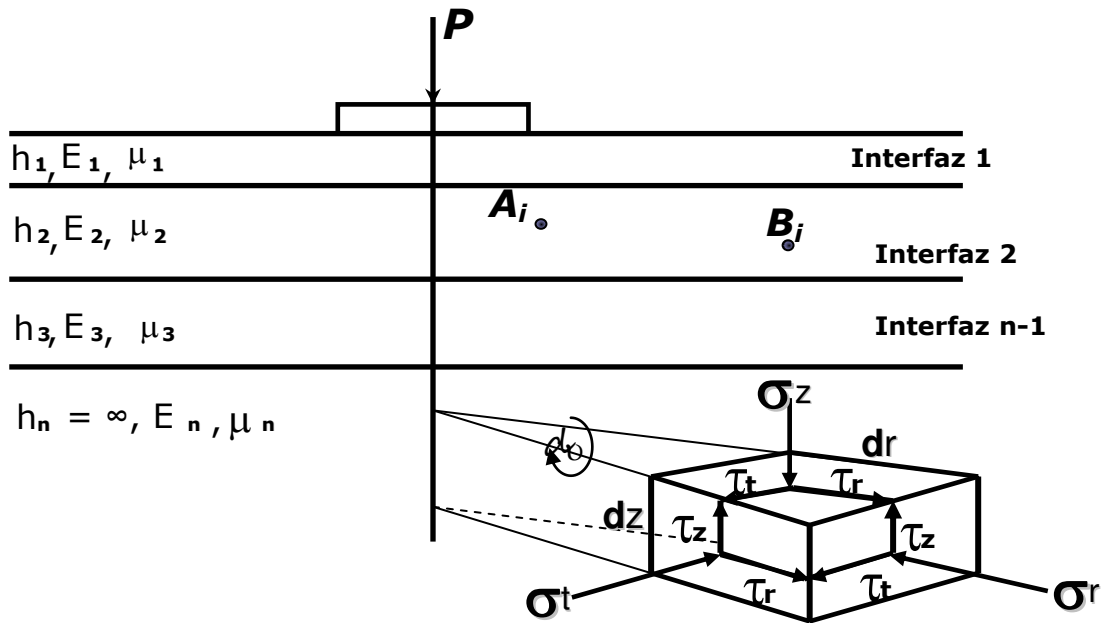
Esfuerzos cortantes:

**τ_{rt} , τ_{tr} , τ_{rz}
 τ_{zr} , τ_{tz} , τ_{zt} actúan paralelamente a las caras del elemento.**

Debido a las condiciones de equilibrio estático en el elemento, las fuerzas cortantes que actúan en caras perpendiculares son iguales.

$$\begin{aligned}\tau_{rt} &= \tau_{tr} \\ \tau_{rz} &= \tau_{zr} \\ \tau_{tz} &= \tau_{zt}\end{aligned}$$

Imagen # Sistema multicapas Lineal Elástica



IV.2.3.1.1 Solución para un sistema unicapa

Boussinesq estudió la distribución de esfuerzos en un medio homogéneo, isotrópico y elástico, para una carga puntual o concentrada, aplicada en la superficie.

$$\sigma = k \frac{P}{z^2} \quad k = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{[1 + (r/z)^2]^{5/2}}$$

Donde:

r = Distancia radial del punto de aplicación de la carga.
 Z = profundidad

Parameter	General Case	Special Case ($\mu = 0.5$)
Vertical stress	$\sigma_z = p[A + B]$	(same)
Radial horizontal stress	$\sigma_r = p[2\mu A + C + (1 - 2\mu)F]$	$\sigma_r = p[A + C]$
Tangential horizontal stress	$\sigma_t = p[2\mu A - D + (1 - 2\mu)E]$	$\sigma_t = p[A - D]$
Vertical radial shear stress	$\tau_{rz} = \tau_{zr} = pG$	(same)
Vertical strain	$\epsilon_z = \frac{p(1 + \mu)}{E_1} [(1 - 2\mu)A + B]$	$\epsilon_z = \frac{1.5p}{E_1} B$
Radial horizontal strain	$\epsilon_r = \frac{p(1 + \mu)}{E_1} [(1 - 2\mu)F + C]$	$\epsilon_r = \frac{1.5p}{E_1} C$
Tangential horizontal strain	$\epsilon_t = \frac{p(1 + \mu)}{E_1} [(1 - 2\mu)E - D]$	$\epsilon_t = -\frac{1.5p}{E_1} D$
Vertical deflection	$\Delta_z = \frac{p(1 + \mu)a}{E_1} \left[\frac{z}{a} A + (1 - \mu)H \right]$	$\Delta_z = \frac{1.5pa}{E_1} \left(\frac{z}{a} A + \frac{H}{2} \right)$
Bulk stress	$\theta = \sigma_z + \sigma_r + \sigma_t$	
Bulk strain	$\epsilon_\theta = \epsilon_z + \epsilon_r + \epsilon_t$	
Vertical tangential shear stress	$\tau_{zt} = \tau_{tz} = 0 \therefore [\sigma_t(\epsilon_t) \text{ is principal stress (strain)}]$	
Principal stresses	$\sigma_{1,2,3} = \frac{(\sigma_z + \sigma_r) \pm \sqrt{(\sigma_z - \sigma_r)^2 + (2\tau_{rz})^2}}{2}$	
Maximum shear stress	$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$	

Tabla 4.35 Ecuaciones de Ahlvin y Ulery

En relación a las tablas de funciones de Ahlvin y Ulery podemos encontrar los calores de r o z dependiendo de los datos que tengamos.

Depth (z) in Radii	Function H																
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.5	2	3	4	5	6	8	10	12	14
0	2.0	1.97987	1.91751	1.80575	1.62553	1.27319	.93676	.71185	.51671	.33815	.25200	.20045	.16626	.12576	.09918	.08346	.07023
0.1	1.80998	1.79018	1.72886	1.61961	1.44711	1.18107	.92670	.70888	.51627	.33794	.25184	.20081					
0.2	1.63961	1.62068	1.56242	1.46001	1.30614	1.09996	.90098	.70074	.51382	.33726	.25162	.20072	.16688	.12512			
0.3	1.48806	1.47044	1.40979	1.32442	1.19210	1.02740	.86726	.68823	.50966	.33638	.25124						
0.4	1.35407	1.33802	1.28963	1.20822	1.09555	.96202	.83042	.67238	.50412								
0.5	1.23607	1.22176	1.17894	1.10830	1.01312	.90298	.79308	.65429	.49728	.33293	.24996	.19982	.16668	.12493	.09996	.08295	.07123
0.6	1.13238	1.11998	1.08350	1.02154	.94120	.84917	.75653	.63469									
0.7	1.04131	1.03037	.99794	.91049	.87742	.80030	.72143	.61442	.48061								
0.8	.96125	.95175	.92386	.87928	.82136	.75571	.68809	.59398									
0.9	.89072	.88251	.85856	.82616	.77950	.71495	.65677	.57361									
1	.82843	.85005	.80465	.76809	.72587	.67769	.62701	.55364	.45122	.31877	.24386	.19673	.16516	.12394	.09952	.08292	.07104
1.2	.72410	.71882	.70370	.67937	.64814	.61187	.57329	.51552	.43013	.31162	.24070	.19520	.16369	.12350			
1.5	.60555	.60233	.57246	.57633	.55559	.53138	.50496	.46379	.39872	.29945	.23495	.19053	.16199	.12281	.09876	.08270	.07064
2	.47214	.47022	.44512	.45656	.44502	.43202	.41702	.39242	.35054	.27740	.22418	.18618	.15846	.12124	.09792	.08196	.07026
2.5	.38518	.38403	.38098	.37608	.36940	.36155	.35243	.33698	.30913	.25550	.21208	.17898	.15395	.11928	.09700	.08115	.06980
3	.32457	.32403	.32184	.31887	.31464	.30969	.30381	.29364	.27453	.23487	.19977	.17154	.14919	.11694	.09558	.08061	.06897
4	.24620	.24588	.24820	.25128	.24168	.23932	.23668	.23164	.22188	.19908	.17640	.15596	.13864	.11172	.09300	.07864	.06848
5	.19805	.19785				.19455		.18450	.17080	.15575	.14130	.12785	.10585	.08915	.07675	.06695	
6	.16554					.16326		.15750	.14868	.13842	.12792	.11778	.09990	.08562	.07452	.06522	
7	.14217					.14077		.13699	.13097	.12404	.11620	.10843	.09387	.08197	.07210	.06377	
8	.12448					.12352		.12112	.11680	.11176	.10600	.09976	.08848	.07800	.06928	.06200	
9	.11079					.10989		.10854	.10548	.10161	.09702	.09234	.08298	.07407	.06678	.05976	
10								.09900	.09820	.09510	.09290	.08980	.08300	.07710			

Ejemplo de las tablas de reaccion (Z) y (r) de Ahlvin y Ulery.

IV.2.3.1.2 Solución para un sistema de dos capas

Los pavimentos flexibles típicos están compuestos por capas cuyo módulo de elasticidad decrece con la profundidad. La finalidad es reducir esfuerzos y deflexiones en la subrasante, respecto a los obtenidos para el caso de una capa de material homogéneo.

La solución al problema de un sistema de dos capas fue propuesta por Burmister.

Los valores de esfuerzo y deflexión obtenidos por Burmister dependen de la relación de resistencias de las capas, E_1/E_2 , donde E_1 y E_2 son los módulos de las capas reforzada y subrasante, respectivamente.

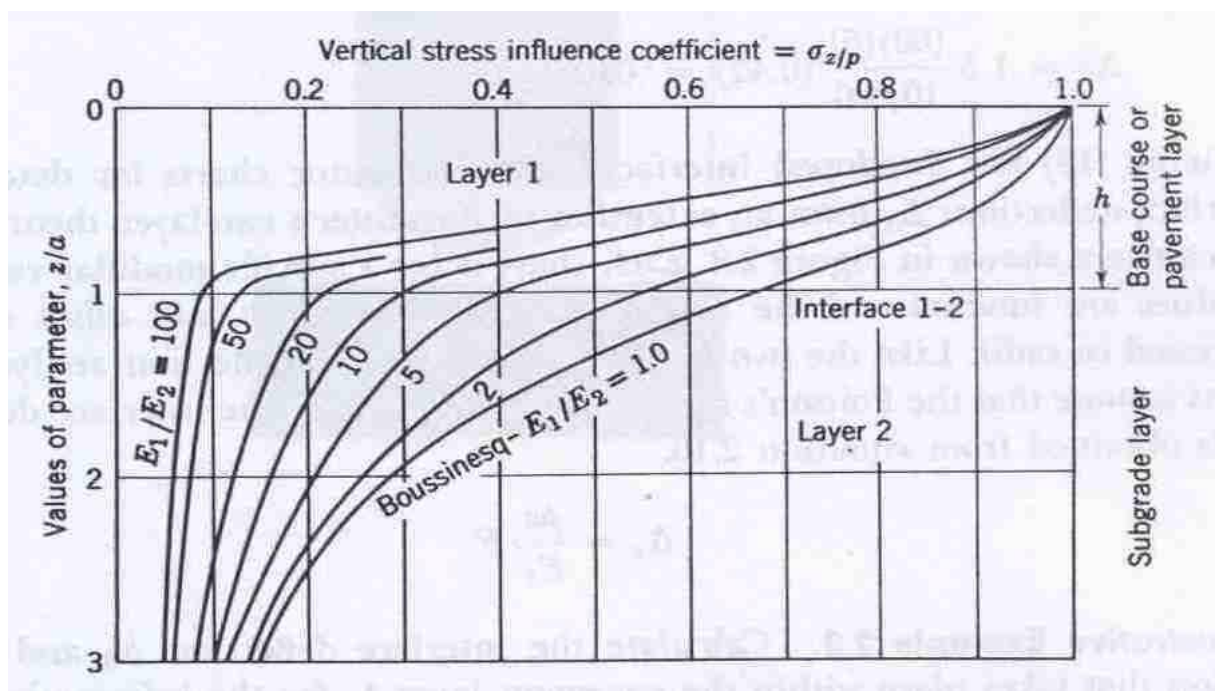


Figura 4.36 Curvas de influencia de esfuerzo, para un sistema bicapa (Burmister).

Ecuaciones para el cálculo de la deflexión superficial en un sistema bicapa.

Placa flexible
$$\Delta = 1.5 \frac{pa}{E_2} F_2$$

Placa rígida
$$\Delta = 1.18 \frac{pa}{E_2} F_2$$

Donde:

p = Carga unitaria sobre la placa circular

a = Radio de la placa

E_2 = Módulo de elasticidad de la capa inferior

F_2 = Factor adimensional que depende de la relación de módulos de elasticidad de la subrasante y del pavimento, así como de la relación entre el espesor del pavimento y el radio de la placa de carga.

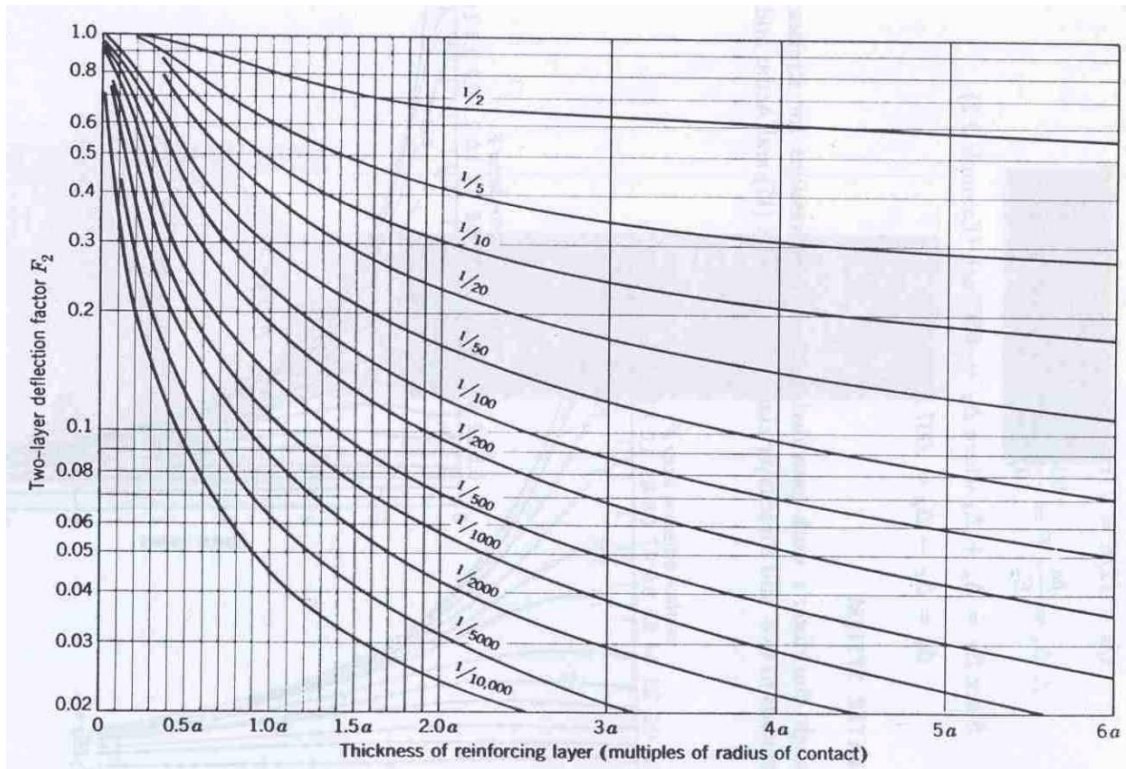


Figura # Curvas de influencia (factor F_2 de Burmister).

Huang determinó factores de deflexión en la interfase Pavimento-Subrasante y propuso la siguiente ecuación para determinarla.

$$\Delta s = 1.5 \frac{pa}{E_2} F$$

Como $\Delta t = \Delta p + \Delta s$

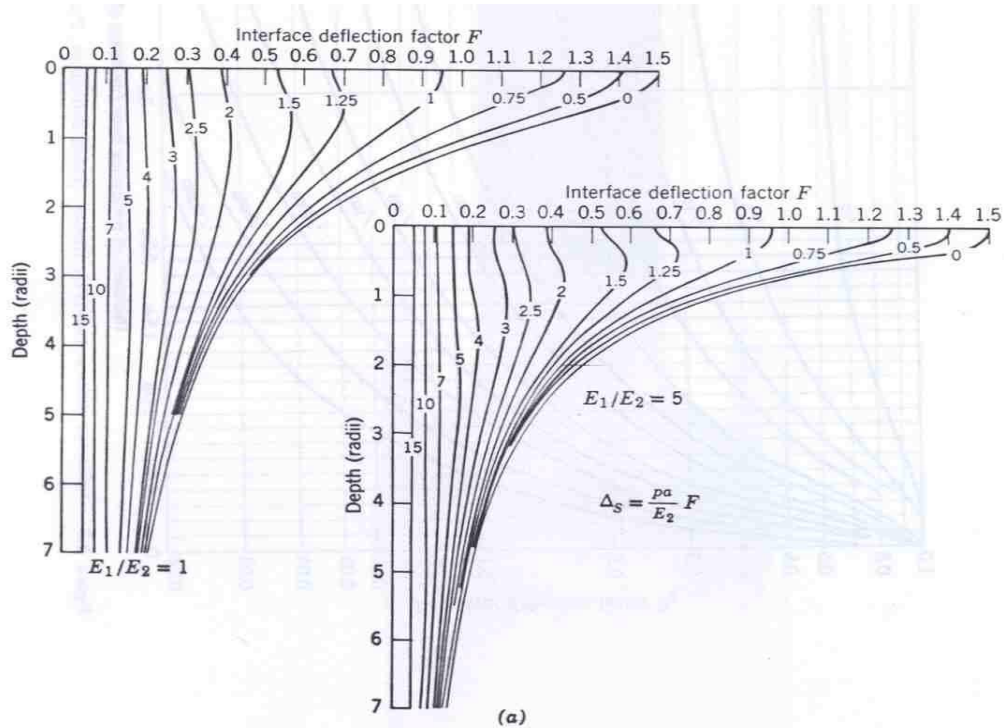
Entonces $\Delta p = \Delta t - \Delta s$

Donde:

Δt = Deflexión total en la superficie.

Δp = Deflexión en el pavimento.

Δs = Deflexión en la capa subrasante.



Factor de deflexión en la interfase pavimento-Subrasante.

IV.2.3.1.3 Solución para un sistema de tres capas

A continuación se muestra un esquema de una estructura de pavimento de tres capas y los esfuerzos que se pueden calcular mediante la teoría propuesta por Jones y Peattie.

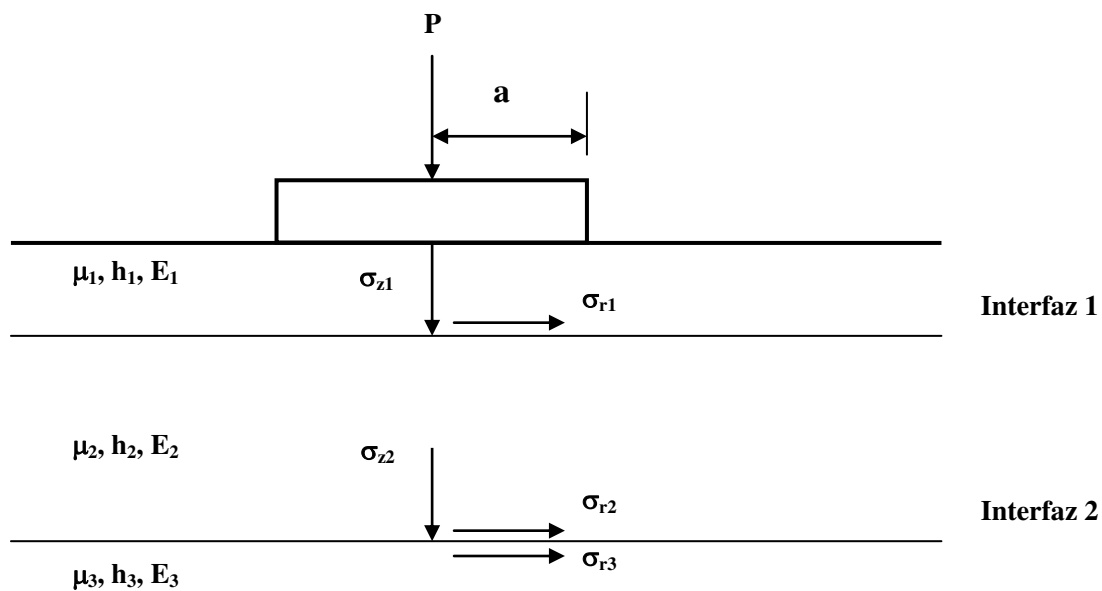


Figura # Sistema de triple capa, analizado por Jones y Peattie (Yoder, 1975)
Ecuaciones para determinar los esfuerzos en un sistema tricapa.

Esfuerzos verticales

$$\sigma_{z1} = p(ZZ1) \quad \sigma_{z2} = p(ZZ2)$$

Donde:

σ_{z1} = Esfuerzo vertical en la interfase 1.

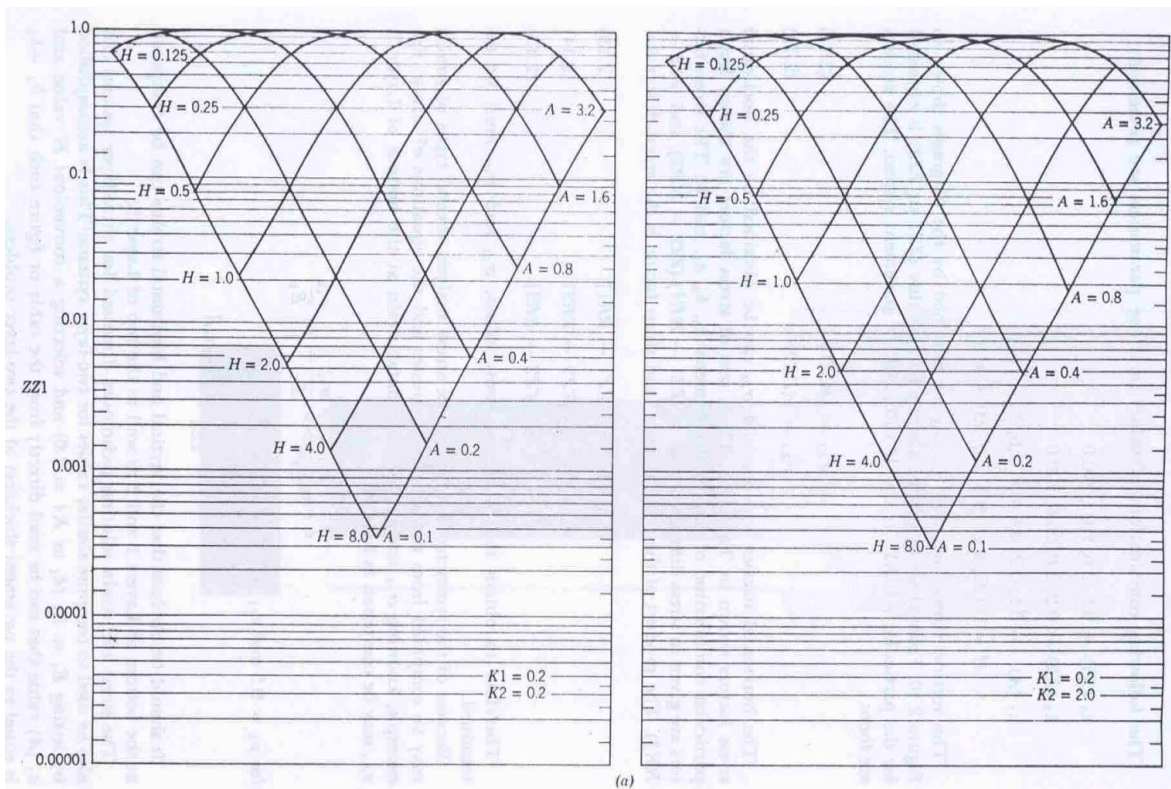
σ_{z2} = Esfuerzo vertical en la interfase 2.

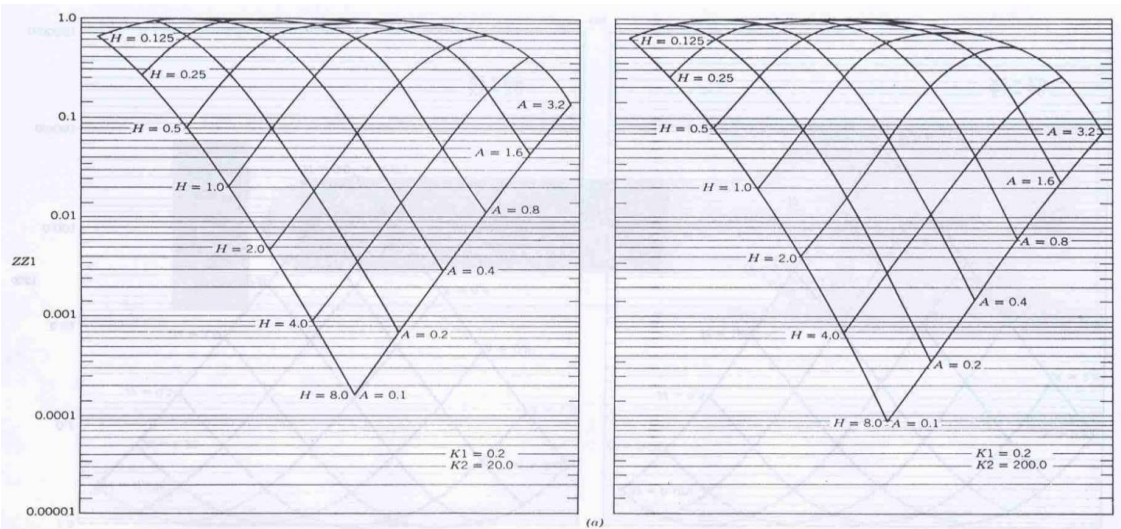
P = presión aplicada en la superficie.

ZZ1 = Factor de esfuerzo vertical en la interfase 1.

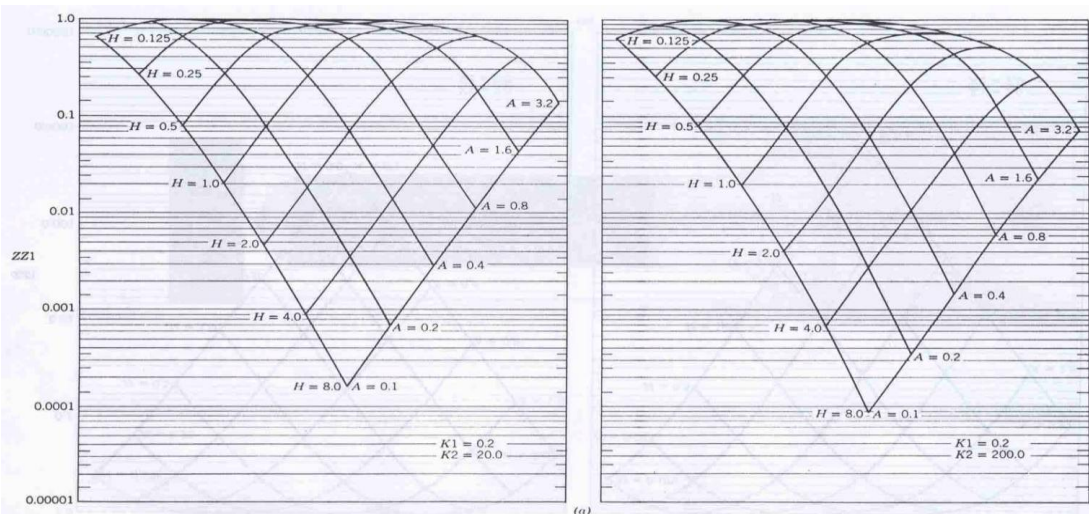
ZZ2 = Factor de esfuerzo vertical en la interfase 2.

Los factores de esfuerzo vertical (ZZ1 y ZZ2) están presentados en forma gráfica en las figuras siguientes:

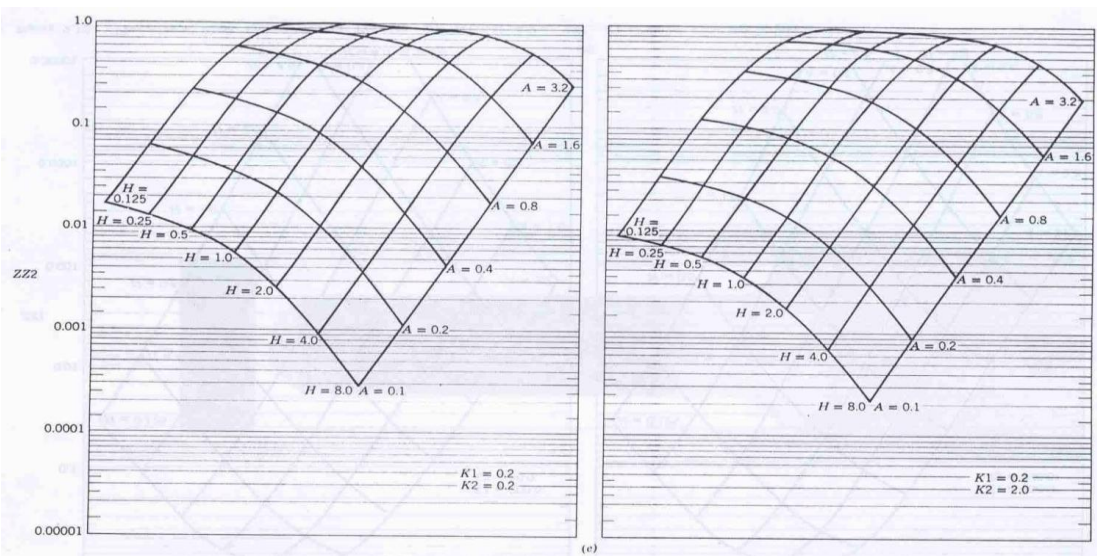




(a)



(a)



(c)

Esfuerzos horizontales

Los esfuerzos horizontales se calculan a partir de las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_{z1} - \sigma_{r1} = p[ZZ1 - RR1] \quad \sigma_{z2} - \sigma_{r2} = p[ZZ2 - RR2] \quad \sigma_{z2} - \sigma_{r3} = p[ZZ2 - RR3]$$

Donde:

σ_{z1} = Esfuerzo vertical en la interfase 1.

σ_{r1} = Esfuerzo horizontal en el lecho inferior de la capa 1

p = Presión aplicada en la superficie.

[ZZ1-RR1] = Factor de esfuerzo horizontal en el lecho inferior de la capa 1.

σ_{z2} = Esfuerzo vertical en la interfase 2.

σ_{r2} = Esfuerzo horizontal en el lecho inferior de la capa 2.

σ_{r3} = Esfuerzo horizontal en el lecho superior de la capa 3.

[ZZ2-RR2] = Factor de esfuerzo horizontal en el lecho inferior de la capa 2.

[ZZ2-RR3] = Factor de esfuerzo horizontal en el lecho superior de la capa 3.

Los factores de esfuerzo horizontal (ZZ1-RR1), (ZZ2-RR2) y (ZZ2-RR3), se presentan en las tablas siguientes:

TABLE 2.3. (continued)

a_1	$H = 0.25$ $k_1 = 0.2$			$H = 0.25$ $k_1 = 2.0$			$H = 0.25$ $k_1 = 20.0$			$H = 0.25$ $k_1 = 200.0$		
	(ZZ1-RR1)	(ZZ2-RR2)	(ZZ2-RR3)	(ZZ1-RR1)	(ZZ2-RR2)	(ZZ2-RR3)	(ZZ1-RR1)	(ZZ2-RR2)	(ZZ2-RR3)	(ZZ1-RR1)	(ZZ2-RR2)	(ZZ2-RR3)
	$k_2 = 0.2$			$k_2 = 0.2$			$k_2 = 0.2$			$k_2 = 0.2$		
0.1	0.05598	0.00274	0.01370	0.28658	0.00277	0.01384	0.61450	0.00202	0.01011	0.80644	0.00090	0.0451
0.2	0.12628	0.01060	0.05302	0.72176	0.01075	0.05377	1.70675	0.00793	0.03964	2.71354	0.00357	0.01784
0.4	0.14219	0.03744	0.18722	1.03476	0.03842	0.19211	3.59650	0.02931	0.14653	6.83021	0.01365	0.06824
0.8	0.12300	0.09839	0.49196	0.88833	0.10337	0.51687	4.58845	0.08771	0.43854	13.19664	0.04624	0.23118
1.6	0.10534	0.13917	0.69586	0.66438	0.14102	0.70510	2.31165	0.14039	0.70194	13.79134	0.10591	0.52955
3.2	0.05063	0.11114	0.55569	0.41539	0.09804	0.49020	1.24415	0.07587	0.37934	2.72901	0.08608	0.43037
	$k_2 = 2.0$			$k_2 = 2.0$			$k_2 = 2.0$			$k_2 = 2.0$		
0.1	0.05477	0.01409	0.00704	0.28362	0.01353	0.00677	0.63215	0.00962	0.00481	0.96553	0.00407	0.00203
0.2	0.12136	0.05484	0.02742	0.70225	0.05278	0.02639	1.83766	0.03781	0.01891	3.10763	0.01611	0.00806
0.4	0.12390	0.19780	0.09800	0.96634	0.19178	0.09589	3.86779	0.14159	0.07079	8.37852	0.06221	0.03110
0.8	0.06482	0.56039	0.28019	0.60885	0.55211	0.27005	5.50796	0.44710	0.22355	18.95534	0.21860	0.10930
1.6	-0.00519	0.96216	0.48108	0.17331	0.95080	0.47540	4.24281	0.90115	0.45058	31.18909	0.58553	0.29277
3.2	-0.02216	0.87221	0.43610	-0.05691	0.89390	0.44695	1.97494	0.93254	0.46627	28.98500	0.89191	0.44595
	$k_2 = 20.0$			$k_2 = 20.0$			$k_2 = 20.0$			$k_2 = 20.0$		
0.1	0.05192	0.03116	0.00156	0.27580	0.02728	0.00136	0.65003	0.01930	0.00096	1.08738	0.00861	0.00043
0.2	0.11209	0.12227	0.00611	0.67115	0.10710	0.00536	1.90693	0.07623	0.00381	3.59448	0.03421	0.00171
0.4	0.08622	0.45504	0.02275	0.84402	0.39919	0.01996	4.13976	0.20072	0.01454	10.30923	0.13365	0.00668
0.8	-0.07351	1.44285	0.07214	0.21951	1.26565	0.06328	6.48048	0.98565	0.04928	26.41442	0.49135	0.02457
1.6	-0.40234	3.37001	0.16850	-1.22411	2.94860	0.14743	6.95639	2.55231	0.12762	57.46409	1.53833	0.07692
3.2	-1.00743	5.10060	0.25503	-3.04320	4.80878	0.24194	6.05854	4.76234	0.23812	99.29034	3.60964	0.18048
	$k_2 = 200.0$			$k_2 = 200.0$			$k_2 = 200.0$			$k_2 = 200.0$		
0.1	0.04956	0.04704	0.00024	0.26776	0.03814	0.00019	0.65732	0.02711	0.00014	1.19069	0.01311	0.00007
0.2	0.10066	0.18557	0.00093	0.63873	0.15040	0.00075	1.93764	0.10741	0.00054	4.00968	0.05223	0.00026
0.4	0.04248	0.70524	0.00353	0.71620	0.57046	0.00285	4.26004	0.41459	0.00207	11.96405	0.20551	0.00103
0.8	-0.24071	2.40585	0.01203	-0.28250	1.92636	0.00963	6.94871	1.46947	0.00735	32.97364	0.77584	0.00388
1.6	-1.00743	6.82481	0.03412	-3.09856	5.35936	0.02680	8.55770	4.36521	0.02183	82.77997	2.63962	0.01320
3.2	-2.54264	15.45931	0.07730	-9.18214	12.64318	0.06322	10.63614	10.93570	0.05468	189.37439	7.60287	0.03801

Los factores de esfuerzo horizontal y vertical se obtienen utilizando los parámetros K_1 , k_1 , K_2 , k_2 , A , a_1 y H , los cuales son función de los módulos de elasticidad y de los espesores de las capas que conforman la estructura, así como del radio de la superficie de contacto de la llanta con el pavimento.

$$K_1 = k_1 = \frac{E_1}{E_2} \quad K_2 = k_2 = \frac{E_2}{E_3} \quad H = \frac{h_1}{h_2}$$

Donde:

K_1 o k_1 = Parámetro para la obtención del factor de esfuerzo vertical en la interfase 1.

E_1 = Módulo de elasticidad de la capa 1.

E_2 = Módulo de elasticidad de la capa 2.

$K_2 = k_2$ = Parámetro para la obtención del factor de esfuerzo vertical en la interfase 2.

E_3 = Módulo de elasticidad de la capa 3.

H = Parámetro para la obtención de los factores de esfuerzo vertical y horizontal.

h_1 = Espesor de la capa 1.

h_2 = Espesor de la capa 2.

$$A = a_1 = \frac{a}{h_2}$$

Donde:

$A = a_1$ = Parámetro para la obtención de los factores de esfuerzo vertical y horizontal.

a = Radio de la superficie de contacto de la llanta con el pavimento.

IV.3 DISEÑO DE PAVIMENTOS

Para diseñar se requieren de dos cosas principalmente, conocer perfectamente lo que se va a realizar, así como un médico conoce el historial médico de sus pacientes y el abogado sabe muy bien el caso que le cae, nosotros también debemos conocer muy bien nuestro proyecto y sentido común, desde luego que el conocimiento general de las normas de diseño y los conceptos básicos de ingeniería de pavimentos son de gran importancia, no debemos dejar a un lado que los conocimientos que nosotros adquirimos en los cursos son basados en la naturaleza y por lo tanto no podemos hablar de cosas exactas si no constantes.

El diseño de pavimentos es consecuencia de un método o proceso analítico que depende sobre todo de los materiales y sus características mecánicas, físicas y químicas, esto con la finalidad de que las capas que lo estructuran puedan soportar y transmitir los esfuerzos generados por el tránsito vehicular y que a su vez no sufran cambios volumétricos importantes.

IV.3.1 Factores que afectan el diseño de las vías terrestres

Como ya se mencionó con anterioridad, los bancos de materiales para la construcción de una obra se buscan que sean lo más cercanas posible, esto para reducir el impacto en el presupuesto del proyecto, muchas veces hay que acoplarse a lo que esta cerca pues resulta muy costoso traer el material apropiado desde distancias más lejanas, por eso dependiendo de las propiedades de los materiales que se encuentran en las cercanías es las medidas que se tomarán para su tratamiento y repercutirá en cierta medida para elección de los grosores de las capas.

Por otra parte el factor climático también representa un factor de importancia pues este afectará en el comportamiento de los materiales usados en la estructura de nuestro pavimento, así como de a importancia de desalojar el agua de nuestra obra, de manera que no se inunde en la presencia de precipitaciones importantes. Otro de los factores y no menos importante es el tránsito que albergará la obra, ya que dependiendo directamente de este será el esfuerzo que recibirán las capas superiores principalmente de nuestro pavimento, por lo tanto el espesor de las mismas.

- Características de los materiales disponibles.
- Factores climáticos.
- El tránsito.

IV.3.2 Parámetros para el diseño de pavimentos

En Pavimentos Flexibles, el espesor del pavimento es función de la resistencia de la capa subrasante y el espesor de la capa subrasante es función de la resistencia del cuerpo del terraplén.

La resistencia de los materiales para pavimentación (base y subbase) también influye en la determinación de los espesores necesarios.

La resistencia de los materiales se expresa en términos del Valor Relativo de Soporte (VRS) en el caso de los pavimentos flexibles, con excepción de las mezclas asfálticas, o en términos del Módulo de Rigidez.

En los pavimentos rígidos, El espesor de la losa es función de la capa de apoyo: subrasante o sub-base.

La resistencia de la capa de apoyo se expresa en términos de su módulo de reacción “ K “.

IV.3.2.1 Valor Relativo de Soporte

Los materiales de estos pavimentos necesitan tener una gran resistencia al corte para evitar las posibles fallas. De esta forma el diseño de este pavimento se basa en ensayos de penetración, es decir mediante la determinación del Valor de soporte de California o C.B.R.

El Valor Relativo de Soporte (VRS o también conocido como CBR) es la relación expresada en porcentaje, entre la presión necesaria para penetrar los primeros 0.25 cm (0.1 plg.) en una muestra de material cualquiera y la presión requerida para tener la misma penetración en un material adoptado como patrón, consistente en una piedra caliza triturada.

Expresado en términos matemáticos queda:

$$\text{Relación de Resistencias de California (CBR o VRS)} = \frac{\text{Carga soportada por la muestra de prueba, para una penetración de 0.25 cm.}}{\text{Carga soportada por una muestra de roca triturada, para una penetración normal de 0.25 cm del pistón. (1360kg = Constante de Porter)}} \times 100$$

Existen diferentes procedimientos de ensaye para determinar el Valor Relativo de Soporte, las cuales se mencionan a continuación.

- VRS Estándar
- VRS Modificado
- VRS por el método del cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos de Norteamérica.
- VRS en el lugar


En los pavimentos rígidos, El espesor de la losa es función de la capa de apoyo: sub-rasante o sub-base.

La resistencia de la capa de apoyo se expresa en términos de su módulo de reacción “ K “.

IV.3.2.2 Tránsito

Este es otro de los parámetros necesarios para el diseño de un pavimento, ya que se tiene que prever el crecimiento futuro. La falta de conservación sistemática hace que la vida de un pavimento se acorte.

Coeficientes de daño




A2

Automóvil

Camino A, B, C	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
					1*	2*	0,002	0,000	0,000	0,000	0,002	0,000
	Σ	2,0	1,6		0,004	0,000	0,000	0,000	0,004	0,000	0,000	0,000

+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- * EJE SENCILLO
- ** EJE TANDEM
- *** EJE TRIPLE



A'2

Camión ligero, con capacidad de carga hasta de 3 ton

Camino A, B, C	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
					1*	2*	0,268	0,003	0,000	0,000	0,268	0,001
	Σ	5,5	2,5		0,536	0,064	0,023	0,015	0,536	0,002	0,000	0,000

+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- * EJE SENCILLO
- ** EJE TANDEM
- *** EJE TRIPLE

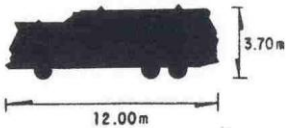


B2 Autobús de dos ejes

Camino	Conjunto	Peso, en ton			$+d_m =$ Coeficiente daño bajo carga máxima				$d_v =$ Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío	$p, \text{kg/cm}^2$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$
					$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$
Camino A	1*	5.5	3.5	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.079	0.001	0.010
	2*	10.0	7.0	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.679	0.501	0.433
	Σ	15.5	10.5		2.000	1.890	2.457	2.939	2.000	0.757	0.502	0.443
Camino B	1*	5.0	3.5	5.8	1.000	0.261	0.106	0.071	1.000	0.079	0.001	0.010
	2*	9.0	6.5	5.8	1.000	1.234	1.483	1.630	1.000	0.558	0.359	0.292
	Σ	14.0	10.0		2.000	1.495	1.589	1.701	2.000	0.637	0.360	0.302
Camino C	1*	4.0	3.0	5.8	1.000	0.126	0.002	0.021	1.000	0.044	0.009	0.004
	2*	8.0	6.0	5.8	1.000	0.944	0.900	0.878	1.000	0.448	0.249	0.190
	Σ	12.0	9.0		2.000	1.070	0.902	0.899	2.000	0.492	0.258	0.194

+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- * EJE SENCILLO
- ** EJE TANDEM
- *** EJE TRIPLE

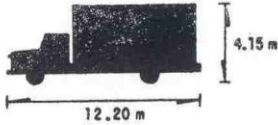


B3 Autobús de tres ejes

Camino	Conjunto	Peso, en ton			$+d_m =$ Coeficiente daño bajo carga máxima				$d_v =$ Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío	$p, \text{kg/cm}^2$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$
					$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$
Camino A	1*	5.5	4.0	5.4	0.666	0.286	0.155	0.116	0.666	0.107	0.034	0.021
	2**	14.0	8.0	5.4	1.333	1.083	0.722	0.735	1.333	0.214	0.057	0.037
	Σ	19.5	12.0		1.999	1.369	0.877	0.852	1.999	0.321	0.091	0.058
Camino B	1*	5.0	4.0	5.4	0.666	0.216	0.099	0.070	0.666	0.107	0.034	0.021
	2**	14.0	7.5	5.4	1.333	1.083	0.722	0.735	1.333	0.172	0.042	0.026
	Σ	19.0	11.5		1.999	1.299	0.821	0.805	1.999	0.279	0.076	0.047
Camino C	1*	4.0	3.5	5.4	0.666	0.107	0.034	0.021	0.666	0.068	0.018	0.010
	2**	14.0	7.5	5.4	1.333	1.083	0.722	0.735	1.333	0.172	0.042	0.026
	Σ	18.0	11.0		1.999	1.190	0.756	0.756	1.999	0.240	0.060	0.036

+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- * EJE SENCILLO
- ** EJE TANDEM
- *** EJE TRIPLE

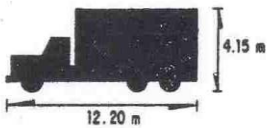


C2 Camión de dos ejes

	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
Camino A	1*	5,5	3,5	5,8	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,079	0,019	0,010
	2*	10,0	3,0	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,044	0,009	0,004
	Σ	15,5	6,5		2,000	1,890	2,457	2,939	2,000	0,123	0,028	0,014
Camino B	1*	5,0	3,0	5,8	1,000	0,261	0,106	0,071	1,000	0,044	0,009	0,004
	2*	9,0	3,0	5,8	1,000	1,234	1,483	1,630	1,000	0,044	0,009	0,004
	Σ	14,0	6,0		2,000	1,495	1,589	1,701	2,000	0,088	0,018	0,008
Camino C	1*	4,0	2,5	5,8	1,000	0,126	0,036	0,021	1,000	0,022	0,003	0,002
	2*	8,0	2,5	5,8	1,000	0,944	0,900	0,878	1,000	0,022	0,003	0,002
	Σ	12,0	5,0		2,000	1,070	0,936	0,899	2,000	0,044	0,006	0,004

+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- * EJE SENCILLO
- ** EJE TANDEM
- *** EJE TRIPLE

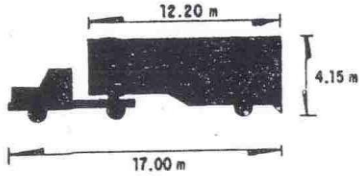


C3 Camión de tres ejes

	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
Camino A	1*	5,5	4,0	5,8	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,126	0,036	0,021
	2**	18,0	4,5	5,8	2,000	2,468	2,290	2,821	2,000	0,028	0,003	0,002
	Σ	23,5	8,5		3,000	2,817	2,457	2,940	3,000	0,154	0,039	0,023
Camino B	1*	5,0	3,8	5,8	1,000	0,261	0,106	0,071	1,000	0,106	0,028	0,016
	2**	15,0	4,2	5,8	2,000	1,615	1,072	1,089	2,000	0,021	0,002	0,001
	Σ	20,0	8,0		3,000	1,876	1,178	1,160	3,000	0,127	0,030	0,017
Camino C	1*	4,0	3,5	5,4	0,666	0,107	0,034	0,021	0,666	0,088	0,018	0,010
	2**	14,0	4,0	5,4	1,333	1,083	0,722	0,735	1,333	0,015	0,002	0,001
	Σ	18,0	7,5		1,999	1,190	0,756	0,756	1,999	0,083	0,020	0,011

+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- * EJE SENCILLO
- ** EJE TANDEM
- *** EJE TRIPLE



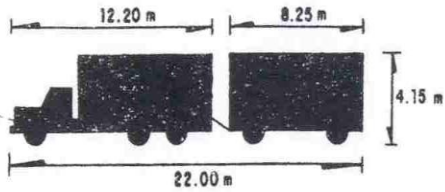
T2-S1

Tractor de dos ejes con
semirremolque de un eje

Camino	Conjunto	Peso, en ton		P, kg/cm ²	+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
Camino A	1*	5,5	3,2	5,8	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,057	0,012	0,006
	2*	10,0	3,4	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,071	0,016	0,009
	3*	10,0	3,4	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,071	0,016	0,009
	Σ	25,5	10,0		3,000	3,431	4,747	5,759	3,000	0,199	0,044	0,024
Camino B	1*	5,0	3,0	5,8	1,000	0,261	0,106	0,071	1,000	0,044	0,009	0,004
	2*	9,0	3,0	5,8	1,000	1,234	1,483	1,630	1,000	0,044	0,009	0,004
	3*	9,0	3,0	5,8	1,000	1,234	1,483	1,630	1,000	0,044	0,009	0,004
	Σ	23,0	9,0		3,000	2,729	3,072	3,331	3,000	0,132	0,027	0,012

+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- * EJE SENCILLO
- ** EJE TANDEM
- *** EJE TRIPLE



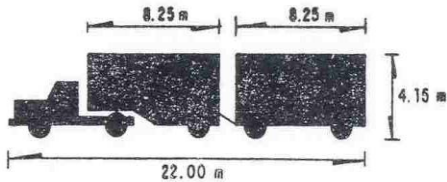
C3-R2

Camión de tres ejes con
remolque de dos ejes

Camino	Conjunto	Peso, en ton		P, kg/cm ²	+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
Camino A	1*	5,5	4,0	5,8	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,126	0,036	0,021
	2**	18,0	4,5	5,8	2,000	2,468	2,290	2,821	2,000	0,028	0,003	0,002
	3*	10,0	2,0	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,009	0,001	0,000
	4*	10,0	2,0	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,009	0,001	0,000
	Σ	43,5	12,5		5,000	5,899	7,037	8,580	5,000	0,172	0,041	0,023

+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- * EJE SENCILLO
- ** EJE TANDEM
- *** EJE TRIPLE



T2-S1-R2

Tractor de dos ejes con semirremolque de un eje y remolque de dos ejes

Camino	Conjunto	Peso, en ton			d_m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d_v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío	$p, \text{kg/cm}^2$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$
A	1*	5.5	3.2	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.057	0.012	0.006
	2**	10.0	3.4	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.071	0.016	0.009
	3**	10.0	2.4	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.018	0.003	0.001
	4**	10.0	2.3	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.015	0.002	0.001
	5**	10.0	2.2	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.013	0.002	0.001
	Σ	45.5	13.5		5.000	6.513	9.327	11.399	5.000	0.174	0.035	0.018

+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- * EJE SENCILLO
- ** EJE TANDEM
- *** EJE TRIPLE

IV.3.2.3 Clima y condiciones hidrológicas

Sin duda alguna el clima y las condiciones hidrológicas son un factor importante dentro del diseño de pavimentos ya que el agua es el enemigo número uno de las obras y no solo de vías terrestres si no de cualquier obra civil, así como también es importante la temperatura en el comportamiento de los materiales usados en las capas estructurales del pavimento, tanto en su colocación como en un futuro cuando están sometidas las capas a esfuerzos producidos por el tránsito vehicular.

Las temperaturas bajas afectan las propiedades reológicas del asfalto y en consecuencia las propiedades físicas de las mezclas, originando el fisuramiento de las capas asfálticas, por contracción térmica y/o el incremento de la rigidez con la acción combinada del tráfico pesado.

La radiación solar severa que se produce en algunas zonas de altura, promueve la evaporación de las fracciones blandas del asfalto y crea un ambiente propicio para la oxidación y envejecimiento de las estructuras asfálticas, la pérdida del material fino de la mezcla (peladuras) y de la impermeabilidad de la capa.

IV.3.2.4 Nivel de confianza

Para elegir el Nivel de Confianza, el analista debe tomar en cuenta el tipo e importancia de la carretera, procedimientos y control de construcción, tipo de conservación previsto y riesgo que se quiera aceptar.

IV.3.3 Diseño de pavimentos flexibles

IV.3.3.1 Método del Instituto de Ingeniería de La UNAM (Documento No. 44)

V.3.3.1.1 Antecedentes

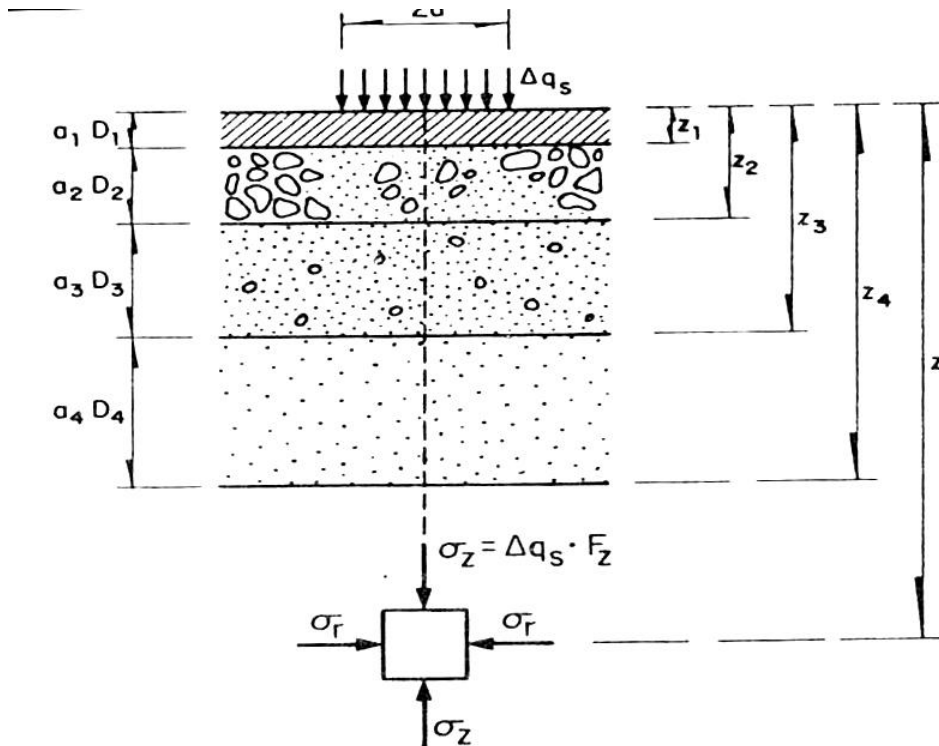
El Instituto de Ingeniería de la UNAM realiza investigaciones sobre pavimentos flexibles con el fin de obtener criterios adecuados a las condiciones del país en aspectos relacionados con diseño, construcción, reconstrucción y modernización de carreteras.

Los estudios desde 1962 son patrocinados por la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (SAHOP).

IV.3.3.1.2 Criterios de diseño

El criterio de diseño está limitado al caso típico en el que los espesores de las carreteras rara vez excede de 7.5 cm y las demás capas de la carretera generalmente están constituidas por materiales granulares y por suelos finos estabilizados mecánicamente por compactación.

Para el modelo de comportamiento a fatiga, considerada como deformación permanente acumulada, se supone una resistencia uniforme en las capas de su estructura y llega a la falla funcional cuando ha soportado el número de cargas estándar especificado para la vida de proyecto. Si la resistencia no es uniforme, la capa con resistencia relativa mínima determina la vida de servicio de la carretera.



Cada capa i tiene un espesor equivalente $a_i D_i$, donde D_i es el espesor real y a_i es un coeficiente de equivalencia estructural que toma en cuenta la capacidad de repartición de carga.

IV.3.3.1.3 Calibración del modelo

Se hace en términos de un indicador de resistencia, que por razones de aplicación práctica (empíricos) el modelo se calibró en términos del Valor Relativo de Soporte Crítico esperado en el lugar durante la vida de servicio de la carretera VRScrít.

$$\text{VRScrít.} = \text{VRSm}(1 - 0.84 V)$$

Donde:

VRSm = Valor Relativo Soporte medio

V = Coeficiente de variación

IV.3.3.1.4 Variables de diseño

Estructurales:

Incluye características relativas a cada una de las capas, espesores, resistencia y deformabilidad en condiciones esperadas de servicio.

Carga:

Son los efectos producidos por el tránsito mezclado. TDPA, cargas por eje sencillo o múltiple, presión de contacto, distancia entre ejes y configuración.

El tránsito mezclado se transforma en tránsito equivalente en ejes sencillos. Un eje equivalente se define como la sollicitación de un eje sencillo de 8.2 toneladas y llantas con presión de contacto de 5.8 kg/cm².

De conservación: Un buen mantenimiento garantiza que las variaciones en las características constructivas de los materiales sean mínimas, el costo puede ser excesivo. La ausencia de conservación, implica cambios fuertes y deterioro acelerado del camino.

Comportamiento: Un pavimento adecuado es el que llega a la falla funcional después de haber resistido el tránsito de proyecto con la calificación más alta. El comportamiento del pavimento depende de la interacción entre las capas estructurales, sollicitaciones de tránsito, clima, condiciones regionales y tipo de conservación.

La falla funcional ocurre con ISA menor a 2.5.

Criterios de decisión: Disponibilidad de fondos, costos, confiabilidad y economía de la obra, seguridad y calidad de operación.

Tránsito:

Está caracterizado por la variable ΣL o número de aplicaciones de carga estándar previsto al término del plazo de análisis, para su cálculo se emplea la tabla siguiente:

OBRA:

TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION DEL TRANSITO	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DE VEHICULOS		COMPOSICION DEL TRANSITO	COEFICIENTES DE DAÑO		NUMERO DE EJES SENCILLOS EQUIVALENTES DE 82 Tm.		
		CARGADOS O VACIOS	CARGADOS O VACIOS		CARRETA Y BASE Z=0	SUB-BASE Y TERRACERIAS	CARRETA Y BASE	SUB-BASE Y TERRACERIAS	
	[1]	[2]	[3=1*2]		[4]	[5]	[6=3*4]	[7=3*5]	
A2	0.600	CARGADOS 1.0 VACIOS 0	0.60		0.004	0.000	0.00240	0.0000	
B2	0.050	CARGADOS 1.0 VACIOS 0	0.05		2.000	2.457	0.10000	0.1229	
C3	0.250	CARGADOS 0.8 VACIOS 0.2	0.20		3.000	2.457	0.60000	0.4914	
T3 - S3	0.060	CARGADOS 0.7 VACIOS 0.3	0.04		6.000	4.746	0.24000	0.1888	
T3 - S2 - R4	0.040	CARGADOS 0.7 VACIOS 0.3	0.03		9.000	9.327	0.27000	0.2798	
SUMAS	1.000	5.0	1.0000				1.5724	1.087060	
COEFICIENTE DE ACUMULACION DEL TRANSITO, $C_T = \left[\frac{1+r^n-1}{r} \right]^{365}$ n = AÑOS DE SERVICIO = 10 T = TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL 6% TDPA = TRANSITO DIARIO PROMEDIO ANUAL = 500									
					EJES EQUIVALENTES PARA TRANSITO UNITARIO		[8]	1.087060	
					TDPA INICIAL EN EL CARRIL DE PROYECTO		[9]	500	
					C_T		[10]	4800	
					[11 = 8*9*10]	3773760		2608944	

CAPITULO V

DESARROLLO DEL PROYECTO

V. 1 ANTECEDENTES

La finalidad del estudio es obtener las características y propiedades mecánicas del subsuelo en el área de construcción, para conocer la capacidad de carga del suelo y proponer la estructura de pavimento adecuada para esta vialidad.

Es importante mencionar que parte de la información técnica que se muestra es proporcionada por autoridades municipales, que a su vez fueron contratos por empresas especialistas en la materia, y que sólo fueron ocupadas para el análisis y propuesta del trabajo presentado.

Las coordenadas geográficas aproximadas del predio son:

Latitud: 20° 35' 59" N
Longitud: 100° 26' 29" O
Altura sobre n.m.m. 1,803 m

V. 2 FISIOGRAFÍA Y GEOMORFOLOGÍA

La zona de estudio se encuentra dentro de la Provincia Fisiográfica “Franja Volcánica Transmexicana”, caracterizada por predominar en ella una cadena montañosa compuesta totalmente por derrames lávicos, que varían desde el Terciario hasta el Cuaternario.

Las rocas más antiguas son de composición andesítica e ignimbritas riolíticas, las cuales constituyen las montañas escarpadas y mesetas que se levantan de 2000 a 3000 m.s.n.m., las más recientes son de composición basáltica que forman pequeños conos cinéuticos y mesetas de menor elevación.

El relieve es bruscamente cortado por fallas normales, que dieron lugar a la formación de pilares (Horts) y profundas fosas tectónicas (Grabens). Las fosas han sido rellenadas con material volcanoclásticos lacustres y sedimentos aluviales, producto de la erosión de las montañas y gran parte por cenizas de los volcanes más recientes. La Geomorfología del área estudiada presenta estructuras volcánicas y planicies que abarcan la mayor parte de la zona. Los principales agentes de intemperismo son el mecánico y en menor proporción el químico. Dentro del ciclo geomorfológico el área se encuentra en una etapa de “Madurez Avanzada” en la zona del valle con líneas de drenaje espaciadas de baja pendiente, en las partes altas presenta una etapa de “Juventud Tardía” porque las pendientes topográficas son todavía fuertes.

La actividad volcánica del Terciario y Cuaternario se encuentran íntimamente relacionadas, porque han originado áreas montañosas, constituidas principalmente por

rocas andesíticas y basálticas con un patrón estructural de fracturas que originan un drenaje dendrítico y subparalelo.

Mesas y Mesetas, cuyo relieve es característicamente plano, cortadas abruptamente por fallas normales se encuentran constituidas por rocas de composición andesítica y basáltica cuya red de drenaje sigue el patrón de fracturas perpendiculares entre si formando un drenaje de tipo rectangular.

Por último los extensos valles originados por el depósito de sedimentos aluviales y materiales volcanoclásticos lacustres, alterno con coladas volcánicas que rellenan las profundas fosas tectónicas.

Regionalización sísmica

En la figura siguiente se muestran las regiones sísmicas, de acuerdo con el documento mencionado en el párrafo anterior, en el cual puede observarse que el predio en estudio corresponde a la Zona Sísmica B (media).



Figura 2.1 Regionalización sísmica de la República Mexicana

V. 3 EXPLORACIÓN

Se realizó la perforación de catorce pozos a cielo abierto, con máquina retroexcavadora, hasta 3.20 m de profundidad máxima, que fue el nivel al que se encontró la capa dura de suelo.

De los sondeos se tomaron muestras alteradas, para realizar los ensayos de propiedades índice y el perfil estratigráfico.

También se tomaron pequeñas muestras inalteradas y terrones de suelo, para la realización de ensayos que permitan obtener las propiedades mecánicas del suelo.

Adicionalmente se tomaron muestras inalteradas en moldes Pórtier, con la finalidad de usarlas para obtener el valor relativo de soporte del suelo en estado natural.

V. 4 ENSAYES DE LABORATORIO

A todas las muestras alteradas recuperadas del sondeo, se procedió a obtener los contenidos de agua w (%).

Algunas de ellas se seleccionaron para su clasificación, determinándose los porcentajes de grava, arena y finos, además de los límites de consistencia (límite líquido LL, límite plástico LP y contracción lineal CL).

Se hicieron dos ensayos triaxiales rápidos (no consolidados – no drenados) y tres ensayos de expansión libre en consolidómetro.

Las muestras de los moldes Pórtier fueron usadas para obtener el valor relativo de soporte.

V. 5 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO

De acuerdo con la exploración, se observó que la estratigrafía está conformada de la siguiente manera:

Existe en la superficie una capa de arcilla de alta compresibilidad (CH) o arena limosa (SM) con materia vegetal y desechos, de 0.70 m de profundidad máxima. Sigue un estrato de arcilla inorgánica de alta compresibilidad (CH), color negro, hasta profundidades entre 1.20 y 3.20 m. Sigue, en algunos sondeos, un estrato de limo inorgánico de alta compresibilidad (MH), color café claro.

No se encontró el nivel de aguas freáticas en ninguno de los sondeos durante los trabajos de muestreo.

V. 6 ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA

Con base en los resultados de los ensayos triaxiales realizados a las muestras tomadas en campo, se usó la teoría de Terzaghi para el cálculo de la presión admisible del suelo.

$$q_{ult} = 1.3 c N_c + \gamma d_f N_q$$

Donde:

c = cohesión, ton/m²

γ = peso volumétrico, ton/m³

d_f = profundidad de desplante, m

N_c, N_q = Parámetros de Terzaghi, dependientes del ángulo de fricción del suelo

q_{ult} = Capacidad de carga, ton/m²

La presión admisible obtenida en la capa de arcilla a 1.5 m de profundidad es 14.0 t/m², y cumple con las especificaciones de carga y de servicio.

V. 7 DISEÑO DEL PAVIMENTO

Las estructuras de pavimento se diseñan para resistir los esfuerzos de un número determinado de pasadas de un eje de 8.2 t. Se intenta calcular el número de ejes durante el período de diseño de acuerdo con la composición del tránsito esperado.

En los pavimentos flexibles la superficie de rodamiento es una carpeta asfáltica y la capa resistente es la base.

Cuando es necesario, bajo ésta se coloca la capa subbase, que tiene menor o igual calidad que la base; también forma parte de la estructura la capa subrasante así como el terraplén.

El método escogido para este diseño estructural de las capas es el método del Instituto de Ingeniería de la UNAM del Ing. Santiago Corro C.

Los parámetros para el diseño considerados son:

- El tiempo propuesto para que la estructura de pavimento funcione con la conservación normal, pero sin reconstrucción es **15 años**.
- La tasa de crecimiento. Considera que el tránsito inducido y el tránsito pesado serán importantes durante la etapa de servicio, **4.0 % G**.
- El nivel de confianza. Las variables de calidad y disponibilidad de materiales, compactación y equipo de construcción, obligan a proponer **0.90**.
- Las variables clima y drenaje aunque tienen pequeño rango de variación, tiene mucho efecto en el desarrollo durante el periodo de diseño del pavimento.

$$VRS_z = VRS_p (1 - 0.84 V)$$

VRSz = Valor relativo soporte crítico, en %
 VRSp = Valor relativo soporte estándar promedio, en %
 V = Coeficiente de variación (0.20 para base, subrasante y terreno natural)

Se propone el VRS crítico para cada capa

Base 100 %
 Subbase 60 %
 Subrasante 20 %
 Terreno natural 5 %.

El VRS del terreno natural se propone mínimo, ya que en muchas partes el material es fino y poco compacto, y al saturarse las propiedades mecánicas son seriamente afectadas.

El tránsito promedio diario anual (TDPA) es una variable difícil de predecir; para este estudio se usan valores proporcionados por la Dirección de tránsito municipal, con base en estudios previos de esta vialidad.

El cálculo de tránsito acumulado, ΣL , en ejes equivalentes a 8.2 t (18,000lb), está en la tabla siguiente; sólo se consideran los vehículos cargados y en un carril:

Tipo de Vehículo	Tránsito	Coeficiente de daño			Número de ejes		
		Z=0.00	Z=0.15	Z=0.60	Z=0.00	Z=0.15	Z=0.60
A	0.830	0.004	0.000	0.000	0.003	0.000	0.000
B	0.090	2.000	1.890	2.939	0.180	0.170	0.265
C	0.020	3.000	2.817	2.940	0.060	0.056	0.059
T2-S2	0.060	4.000	4.358	5.760	0.240	0.261	0.346
SUMAS	1.000	Ejes equiv. para tránsito unitario			0.483	0.488	0.669
TDPA inicial en el carril de proyecto					3750	3750	3750
Coef. acum. de tránsito					7308.6	7308.6	7308.6
Tránsito acum. Ejes equivalentes					13,246,472	13,372,545	18,332,984

Con los coeficientes de distribución estructural de los materiales y para la superficie de rodamiento especificada, previendo deformaciones por fatiga de la carpeta, se proponen estos espesores reales, con base en el criterio de los espesores equivalentes:

Capa	Espesor	Material	Tratamiento
Carpeta	0.08 m	Concreto asfáltico	Compacto al 98% Marshall
Base	0.20 m	Grava triturada	Compacta 100% ASTM-D-1557
Subbase	0.20 m	Grava – tepetate	Compacta 95% ASTM-D-1557
Subrasante	0.30 m	Arena limosa	Compacta 95% ASTM-D- 698

V.8 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Si se necesita que la estructura de pavimento sea mayor que **78.0 cm**, se rellenará la excavación existente con material de calidad de terraplén, esto con el fin de llegar al nivel de desplante de la subrasante de acuerdo con el nivel de proyecto.

Dicho material deberá ser compactado al 90% del peso específico seco máximo obtenido con el ensaye Próctor estándar ASTM D-698, en capas no mayores de 0.20 m de espesor y deberá cumplir con los siguientes requisitos de calidad:

Características	Valor
Limite líquido, % máximo	50
Valor Relativo de Soporte, % mínimo	5
Expansión Máxima, % máximo	5

Tabla basada en la Norma N-CMT-1-01/02 de la SCT

Capa subrasante:

Se propone material de banco. Si se tiene el equipo adecuado, la subrasante se puede compactar en una sola capa, pero se logra mejor calidad si se compacta en dos capas.

Cuando el material tenga la humedad óptima debe ser compactado al 90 % del peso específico seco máximo obtenido en la prueba ASTM D-698.

Las características mínimas de calidad de material son:

Características	Valor
Tamaño máximo, mm	76
Limite líquido % max	40
Índice plástico % max	12
Valor Relativo de Soporte % min	20
Expansión Máxima % max	2

Tabla basada en la Norma N-CMT-1-03/02 de la SCT

De acuerdo con las especificaciones que requiere este camino, es necesario usar la capa de subbase. El material deberá cumplir con las siguientes características:

Características	Valor
Limite liquido % máximo	30
Índice plástico % máximo	6
Equivalente de Arena, mínimo	40
Valor Relativo de Soporte, mínimo	60

Tabla basada en la Norma N-CMT-4-02-002/04 de la SCT

El material se lleva a la obra en camiones, se acamellona en seco, se toma la muestra y se efectúa el ensaye de calidad; si ésta es aceptable sigue el proceso, si no se deben hacer correcciones o la sustitución del material de baja calidad.

El proceso de construcción consiste en incrementar la humedad del material hasta alcanzar el contenido de agua de compactación, no necesariamente la humedad óptima del ensaye de laboratorio.

Se tiende la capa con espesor abundado de tal manera que al ser compactada tenga un espesor máximo de 0.20 m.

La compactación se hará hasta que la capa alcance el 95 % del peso específico seco máximo obtenido con el método de prueba ASTM-D-1557.

Es tolerable que 1 de 10 muestreos consecutivos tenga valor menor que 100 %; todos los valores serán mayores que 98 %. Se verificará también el espesor de la capa con tolerancia de 1 cm.

Estructuralmente la capa de base de un pavimento flexible es muy importante porque es el elemento que transmite los esfuerzos generados por el tránsito a las terracerías.

El material que servirá para construir la capa de base, será grava triturada con las siguientes características:

Características	Valor
Limite liquido % máximo	25
Índice plástico % máximo	6
Equivalente de Arena, mínimo	40
Valor Relativo de Soporte, mínimo	100
Desgaste de los Ángeles, máximo	30
Partículas alargadas y lajeadas, máximo	40

Tabla basada en la Norma N-CMT-4-02-002/04 de la SCT

Además deberá cumplir con la granulometría especificada en la norma correspondiente.

El objetivo de esta especificación es que la textura esté suficientemente abierta y la granulometría densa, que se pueda impregnar y que trabaje a la fricción.

El material se lleva a la obra en camiones, se acamellona en seco, se toma la muestra y se efectúa el ensaye de calidad; si ésta es aceptable sigue el proceso, si no se deben hacer correcciones o la sustitución del material de baja calidad.

El proceso de construcción consiste en incrementar la humedad del material hasta alcanzar el contenido de agua de compactación, no necesariamente la humedad óptima del ensaye de laboratorio.

Se tiende la capa con espesor abundado de tal manera que al ser compactada tenga un espesor máximo de 0.20 m.

La compactación se hará hasta que la capa alcance el 100 % del peso específico seco máximo obtenido con el método de prueba ASTM-D-1557.

Es tolerable que 1 de 10 muestreos consecutivos tenga valor menor que 100 %; todos los valores serán mayores que 98 %. Se verificará también el espesor de la capa con tolerancia de 1 cm.

Si todo está bien después de la verificación, entonces se procede al riego de impregnación, que consiste en la aplicación de cemento asfáltico emulsificado, con objeto de impermeabilizar la superficie y ligar con la capa superior.

Antes de ser aplicada la emulsión debe ser muestreada y ensayada para identificar sus características de calidad: ECI - 50 (Emulsión catiónica modificada para impregnación).

Si corresponde a lo especificado se hará el riego, si no se rechazará el lote de emulsión completo para otra aplicación dentro o fuera de la obra.

La aplicación variará de 1.6 a 1.9 lt / m² de acuerdo a la textura de la base. La superficie se cierra al tránsito hasta que fragüe el cemento asfáltico 72 hrs.

Si se transita sobre la base impregnada se levantará el riego pues la fase acuosa humedece la superficie. De ser posible, se recomienda hacer la impregnación con cemento asfáltico AC-20.

Se debe hacer el riego de liga sobre la base. Este es un riego ligero de emulsión catiónica de rompimiento rápido en proporción cercana 0.7 lt / m², esto depende del contenido de cemento asfáltico de la emulsión.

Desde el punto de vista funcional el elemento más importante es la carpeta asfáltica, hecha con mezcla de agregado pétreo y cemento asfáltico en caliente, y colocada en obra con un espesor homogéneo. Sirve como superficie de rodamiento adecuada y resistente a los efectos abrasivos del tránsito.

Para la construcción de la carpeta, la base impregnada debe estar exenta de basura, tierra, piedras; si no está limpia, es necesario hacer el barrido.

Se debe tener en obra y verificado el equipo de tendido, el de compactación y que el riego de sello sea de la calidad especificada.

A continuación se tiende la capa abundada de concreto asfáltico para tener espesor de capa compacta 0.08 m; la compactación se hace tan cerca como pueda ir el equipo de la máquina extendidora.

A esta temperatura es fácil alcanzar 98 % de peso específico obtenido con la metodología Marshall en campo.

Cuando haya terminado la compactación se extraerán núcleos de carpeta, cada 50 m lineales, para obtener la compactación, el espesor, estabilidad y flujo; de acuerdo con la metodología del ensaye Marshall. Adjunta se hará la prueba de permeabilidad para verificar esta característica, que debe ser menor que 10%.

V. 9 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES DE PROYECTO

- De acuerdo con la exploración realizada, la estratigrafía del predio puede describirse de la siguiente manera:

Existe en la superficie una capa de arcilla de alta compresibilidad (CH) o arena limosa (SM) con materia vegetal y desechos, de 0.70 m de profundidad máxima. Sigue un estrato de arcilla inorgánica de alta compresibilidad (CH), color negro, hasta profundidades entre 1.20 y 3.20 m. Sigue, en algunos sondeos, un estrato de limo inorgánico de alta compresibilidad (MH), color café claro. No se encontró el nivel de aguas freáticas en ninguno de los sondeos durante los trabajos de muestreo.

- La presión admisible obtenida en la arcilla a 1.50 m de profundidad es 14.0 t/m².
- El suelo de las capas superiores es muy compresible y susceptible de variaciones volumétricas por cambios de humedad, suelos expansivos. Por lo que no se recomienda desplantarse en este estrato, y el material deberá ser retirado de la obra.
- El suelo muestreado presenta altos niveles de expansión, como se aprecia en el reporte del ensaye, por lo que este material deberá ser retirado de la obra.
- La estructura de pavimento propuesta es:

Capa	Espesor	Material	Tratamiento
Carpeta	0.08 m	Concreto asfáltico	Compacto al 98% Marshall
Base	0.20 m	Grava triturada	Compacta 100% ASTMD-1557
Subbase	0.20 m	Grava – tepetate	Compacta 95% ASTMD-1557
Subrasante	0.30 m	Arena limosa	Compacta 95% ASTMD- 698

- La estructura de pavimento existente deberá demolerse completamente, para colocar la nueva, propuesta en este documento.

- El material producto de estas demoliciones podrá usarse en las capas del nuevo pavimento, hasta la capa de subrasante, y deberá verificarse la calidad para determinar si se recomienda usarla en la capa de subbase.
- El procedimiento constructivo del pavimento está descrito en el capítulo correspondiente.
- Todos los materiales usados en esta obra deberán cumplir con las especificaciones indicadas o, si no se encuentran en este documento, deberán cumplir con las normas de referencia citadas, correspondientes a la normativa vigente de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

CONCLUSIÓN

En nuestro país, muchas de las vías terrestres en particular las carreteras, necesitan ser rediseñadas pues sus características actuales no cumplen con las funciones para las que fueron diseñadas en un principio, esto con la finalidad de que desempeñen conveniente mente su trabajo, dando un mejor nivel de servicio.

Lo que nos queda a nosotros como ingenieros es diseñar los pavimentos eficientes de manera que se comporten como los hemos pensado y proyectado, supervisando de manera sumamente rigurosa todo el proceso constructivo, eligiendo los materiales apropiados para las capas y manteniendo las características físicas y químicas apropiadas de las mismas, así como la correcta utilización de herramientas, maquinaria, software, equipos y tecnologías con las que se cuenta, con la finalidad de beneficiar a la población de la zona y no solo a las personas si no a la economía de nuestro estado.

Al concluir el trabajo nos dimos cuenta de la gran importancia de los ingenieros que tienen en impacto social y económico de un lugar, además de la gran la responsabilidad que tenemos para dar seguridad a los usuarios y peatones para desarrollarse de una manera mas adecuada, para esto pusieron en práctica parte de los conocimientos adquiridos durante el curso de actualización impartido por la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Querétaro, “ Diplomado en Vías Terrestres” , esto con el objeto de seguir con el proceso necesario para adquirir el título de Ingeniero Civil.

ANEXOS



PERFIL ESTRATIGRAFICO PCA-1

Prof. m	Descripción	Simbol.	SUCS	Ss ---	G %	A %	F %	ym t/m³	No. de golpes						Humedades %								
									10	20	30	40	50	N	w	LL	LP	IP	CL				
0.00	Arena limosa, con grava.		SM		15	63	22										26.8	45	29	16	6.0		
0.17																							
0.27																							
0.33																							
0.40																							
0.50	SM																						
0.60	Arcilla inorgánica de alta compresibilidad, color negro.		CH		0	2	98										41.1	64	31	33	12.9		
0.65																							
0.75																							
0.80																							
0.90																							
1.00																							
1.10																							
1.20	CH																						
1.30	Limo inorgánica de alta compresibilidad, color café claro.		MH		1	8	91										34.0						
1.40																							
1.50																							
1.60																							
1.70																							
1.80																							
1.90																							
2.00																							
2.10	MH																						
2.20	Limo inorgánica de alta compresibilidad, color café claro.		MH		1	6	93										29.2	53	31	22	8.2		
2.30																							
2.40																							
2.45																							
2.55																							
2.65																							
2.75																							
2.85	MH																						
2.95																							
3.10																							
3.30	P.M.E.																						

SIMBOLOGIA

N.A.F. Nivel de Aguas freáticas. G: Grava. w: Humedad natural del suelo.
Ss: Densidad de sólidos. A: Arena. LL: Límite Líquido.
SUCS Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. F: Finos. LP: Límite Plástico.
P.M.E. Profundidad máxima de exploración. CL: Contracción lineal IP: Índice Plástico.

PERFIL ESTRATIGRAFICO PCA-2

Prof. m	Descripción	Simbol.	SUCS	Ss ---	G %	A %	F %	ym t/m³	No. de golpes						Humedades %																											
									10	20	30	40	50	N	w	LL	LP	IP	CL																							
0.00	Grava arcillosa, relleno.		GC		45	23	32										8.3	61	42	31	12.1																					
0.17																																										
0.27																																										
0.33	Roca volcánica, toba, color rosa.																																									
0.40																																										
0.50	Arcilla inorgánica de alta compresibilidad, color negro.		CH		0	8	92										34.1																									
0.60																																										
0.70																																										
0.80																																										
0.90																																										
1.00																																										
1.10																																										
1.20																																										
1.30																																										
1.40																						CH																				
1.50																						Arcilla inorgánica de alta compresibilidad, color negro.		CH		0	6	94										35.8	56	29	27	10.7
1.60																																										
1.70																																										
1.80																																										
1.90																																										
2.00																																										
2.10	CH																																									
2.20	Arcilla inorgánica de alta compresibilidad, color negro.		CH		0	4	96										37.9																									
2.30																																										
2.40																																										
2.45																																										
2.55																						CH																				
2.65	Arcilla inorgánica de alta compresibilidad, color negro.		CH		1	6	93										36.9																									
2.75																																										
2.85																																										
2.95																																										
3.00																						CH																				
3.20	P.M.E.																																									

SIMBOLOGIA

N.A.F. Nivel de Aguas freáticas. G: Grava. w: Humedad natural del suelo.
Ss: Densidad de sólidos. A: Arena. LL: Límite Líquido.
SUCS Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. F: Finos. LP: Límite Plástico.
P.M.E. Profundidad máxima de exploración. CL: Contracción lineal IP: Índice Plástico.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- CHAMORRO PÉREZ, Miguel Ángel.
La Topografía en las Vías Terrestres, apuntes. (2008)
- KRAMER, Carlos; PARDILLO, José María; ROCCI, Sandro; G. ROMANA, Manuel;
SÁNCHEZ BLANCO, Víctor; DEL VAL, Miguel Ángel.
Ingeniería de Carreteras volumen I, Madrid Editorial Mc Graw Hill. (2003)
- Topografía
Cuarta edición revisada
Por: Montes de Oca Miguel México D. F.
Editorial: Alfaomega, S.A.de C.V., 1989.
- Anteproyecto de normas SCT de proyecto, construcción y conservación de la infraestructura del transporte. Parte 2.01 Proyecto Geométrico. Tomo I. Instituto Mexicano del Transporte, Sanfandila, Qro; 1992.
- www.inegi.gob.mx/
- CRESPO CARLOS,
Vías de comunicación; caminos, ferrocarriles, aeropuertos, puentes y puertos,
Editorial Limusa, 3ra Edición. (2004)
- JUARES BADILLO, Eulalio; RICO RODRÍGUEZ, Alfonso.
Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Tomo I, Limusa, (2001).
- Manual de proyectos geométricos de carreteras, Secretaría de Obras Públicas,
México 1974
- RODRÍGUEZ, Alfonso; DEL CASTILLO, Hermilio.
La ingeniería de los suelos en las vías terrestres; carreteras, ferrocarriles y aeropistas, Volúmen I y II , Limusa (1974 y 1984).