

CARRETERAS

estudio y proyecto

JACOB CARCIENTE

PROFESOR TITULAR DE LA
UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA



Ediciones Vega s.r.l.

Indice

PRIMERA PARTE

Capítulo 1. ESTUDIO DE RUTAS PARA EL TRAZADO DE CARRETERAS

- 1.1. Introducción 3
- 1.2. Planificación y transporte 3
- 1.3. Alcance del proyecto de carreteras y de la función del ingeniero 15
- 1.4. Estudios de rutas para el trazado de carreteras 15
 - 1.4.1. Factores de localización de una carretera 15
 - 1.4.2. Obtención de la información 16
 - 1.4.3. Elaboración de los croquis 17
 - 1.4.4. Reconocimientos preliminares 18
 - 1.4.5. Recomendaciones sobre los reconocimientos preliminares 21
 - 1.4.6. Evaluación de las rutas 24

Bibliografía 26

Apéndice: Normas para el estudio geotécnico de carreteras. Estudio geotécnico preliminar 27

Capítulo 2. ESTUDIO DEL TRAZADO DE CARRETERAS

- 2.1. Introducción 29
- 2.2. Reconocimientos topográficos terrestres 29
 - 2.2.1. Poligonales de estudio 29
 - 2.2.2. Criterios para el desarrollo de los trazados 30
- 2.3. Estudio del trazado 31
 - 2.3.1. Trazado por terreno plano 31
 - 2.3.2. Trazado por terreno montañoso 34
 - 2.3.2.1. Estudio de las líneas de pendiente uniforme 34
 - 2.3.2.1.1. Manera general de llevar una línea de pendiente en los planos 34
 - 2.3.2.1.2. Distintos casos que se pueden presentar al llevar una línea de pendiente en los planos 36
 - 2.3.2.1.3. Manera general de llevar una línea de pendiente en el campo 36
 - 2.3.2.1.4. Distintos casos que se pueden presentar al llevar una línea de pendiente en el campo 37
 - 2.3.2.2. Consideraciones sobre los trazados 39
 - 2.3.2.3. Ejemplos sobre la forma de llevar un trazado 42

2.4. Levantamientos aéreos 47

- 2.4.1. Obtención y examen de las fotografías aéreas 47
 - 2.4.2. Interpretación de las fotografías aéreas 58
 - 2.4.3. Reconocimientos preliminares y localización de carreteras utilizando fotografías aéreas 63
 - 2.4.4. Elaboración de los mapas aerofotogramétricos para la elaboración del proyecto 69
- 2.5. Evaluación de los trazados 74
- Bibliografía 76

Capítulo 3. ANTEPROYECTO DE CARRETERAS

- 3.1. Introducción 77
- 3.2. Información topográfica para anteproyectar 77
 - 3.2.1. Levantamientos topográficos terrestres para anteproyectar 77
 - 3.2.1.1. Levantamiento de la línea de estadia 78
 - 3.2.1.1.1. Levantamiento del eje 78
 - 3.2.1.1.2. Levantamiento de las secciones transversales 82
 - 3.2.1.2. Levantamiento de la poligonal de precisión 87
 - 3.2.2. Cálculo de las coordenadas de la poligonal de estudio 87
 - 3.2.3. Precisión de los levantamientos topográficos 89
 - 3.2.4. Dibujo de los planos de la faja de estudio 90
- 3.3. Criterios y normas para establecer los alineamientos y pendientes en un anteproyecto 94
- 3.4. Método general para anteproyectar 99
 - 3.4.1. Manera general para anteproyectar la línea L cuando la pendiente es el control 99
 - 3.4.2. Manera general para anteproyectar la línea L cuando la pendiente no es control 104
- 3.5. Variantes en la manera general de anteproyectar 105
 - 3.5.1. Anteproyecto de tramos montañosos 106
 - 3.5.1.1. Manera de anteproyectar en tramos montañosos 108
 - 3.5.1.2. Diferencias entre la línea L y la de estadia durante el anteproyecto 108
 - 3.5.2. Anteproyecto de tramos a media ladera 114
- 3.6. Curvas de enlace. Líneas de C y T. Puntos de paso 117

- 3.7. Normas del Ministerio de Obras Públicas para la presentación del proyecto preliminar o anteproyecto **123**
- 3.8. Estudio económico de los anteproyectos **124**
- 3.9. Utilización de los computadores electrónicos en el estudio y proyecto de carreteras **126**
 - 3.9.1. El modelo digital del terreno (DTM) **127**
 - 3.9.1.1. Sistema DTM del Massachusetts Institute of Technology (M. I. T.) **130**
 - 3.9.1.2. Sistema DTM de la Universidad Central de Venezuela **132**
 - 3.9.1.3. Observaciones sobre el DTM y recomendaciones para su uso **133**
 - 3.9.2. El sistema simulador de la operación de vehículos **134**
 - 3.9.2.1. Observaciones al sistema simulador de la operación de vehículos **134**
 - 3.9.3. El sistema ROADS del Massachusetts Institute of Technology **135**
 - 3.9.3.1. Observaciones al sistema ROADS **135**
 - 3.9.4. Generación automática de la rasante. El sistema SARA **135**
 - 3.9.4.1. Técnica utilizada en la generación automática de rasantes **136**
 - 3.9.4.2. Criterios de diseño **137**
 - 3.9.4.3. Criterios de optimización **137**
 - 3.9.4.4. Observaciones sobre el programa SARA **138**
 - 3.9.5. El sistema de programas HOPS **138**
 - 3.9.5.1. El programa PRELUDE **138**
 - 3.9.5.2. El programa VENUS **139**
 - 3.9.5.3. El programa MINERVA **140**
 - 3.9.5.4. Observaciones sobre el sistema HOPS **140**
 - 3.9.6. Optimización del trazado horizontal y vertical de la vía **141**

Bibliografía **141**

Capítulo 4. MOVIMIENTO DE TIERRAS

- 4.1. Introducción **143**
- 4.2. Cálculo métrico de los volúmenes de tierra **143**
 - 4.2.1. Formación de los prismoides **143**
 - 4.2.2. Formación de las secciones transversales **144**
 - 4.2.3. Colocación de las estacas de talud **145**
 - 4.2.3.1. Método analítico **145**

- 4.2.3.2. Método de tanteos en el terreno **147**
- 4.2.4. Cálculo de las áreas de las secciones transversales **148**
- 4.2.5. Cálculo del volumen de los prismoides **151**
 - 4.2.5.1. Fórmula prismoidal y de las áreas medias **151**
 - 4.2.5.2. Corrección prismoidal **151**
 - 4.2.5.2.1. Corrección prismoidal para secciones de distinto tipo **153**
 - 4.2.5.3. Corrección por curvatura **154**
 - 4.2.5.3.1. Determinación de la posición del centro de gravedad **155**
- 4.3. Volúmenes de tierra obtenidos de préstamo **157**
- 4.4. Compensación de volúmenes y cálculo de transportes **159**
 - 4.4.1. Compensación y transporte. Conceptos **160**
 - 4.4.2. Diagrama de masas **162**
 - 4.4.2.1. Propiedades del diagrama de masas **165**
 - 4.4.2.2. Compensación de volúmenes y sentido y largo de los acarrees **167**
 - 4.4.2.3. Distinto casos que pueden presentarse en la compensación de los volúmenes del movimiento de tierras **168**
- 4.5. Utilización de los computadores electrónicos en el cálculo del movimiento de tierras **170**
- 4.6. Estudios geotécnicos para el estudio y construcción de carreteras **170**
- 4.7. Características del subsuelo y trazado de carreteras **178**
 - 4.7.1. Terraplenes **183**
 - 4.7.1.1. Terraplenes sobre laderas inclinadas **183**
 - 4.7.2. Taludes de banqueo **184**

Bibliografía **187**

Apéndice: Normas para el estudio de carreteras, MOP. Estudio geotécnico para el proyecto **189**

SEGUNDA PARTE

Capítulo 5. CONTROLES DE DISEÑO GEOMÉTRICO EN EL PROYECTO DE UNA CARRETERA

- 5.1. Introducción **205**
- 5.2. Características de las corrientes de tráfico **205**
 - 5.2.1. Generalidades **205**
 - 5.2.2. Elementos que definen las corrientes de tráfico **207**

- 5.2.2.1. Volumen de tráfico **207**
- 5.2.2.1.1. Características de los volúmenes de tráfico **207**
- 5.2.2.2. Densidad **210**
- 5.2.2.3. Velocidad **212**
- 5.2.2.3.1. Velocidad y consumo de carburante **216**
- 5.3. Proyección del tráfico **219**
- 5.4. Capacidad y niveles de servicio **220**
- 5.4.1. Conceptos generales **220**
- 5.4.2. Capacidad para condiciones de circulación continua **221**
- 5.4.3. Niveles de servicio. Concepto ampliado y definiciones **221**
- 5.4.4. Niveles y volúmenes de servicio para condiciones de circulación continua **222**
- 5.5. Factores que reducen los volúmenes de servicio y la capacidad de una vía **226**
- 5.5.1. Factores relativos a la vía **227**
- 5.5.2. Factores relativos al tráfico **227**
- 5.6. Análisis de la capacidad y niveles de servicio en carreteras de dos carriles y de múltiples carriles **236**
- 5.6.1. Generalidades **236**
- 5.6.2. Cálculo de la capacidad de las vías rurales bajo condiciones prevalecientes **236**
- 5.6.3. Cálculo de los volúmenes de servicio de las vías rurales bajo condiciones prevalecientes **236**
- 5.6.4. Determinación de los niveles de servicio de las vías bajo condiciones prevalecientes **236**
- 5.6.5. Análisis combinado de subtramos de carretera **240**
- 5.6.6. Ejemplos de aplicación **240**
- 5.7. Método de la AASHO para el cálculo de la capacidad de diseño **242**
- Bibliografía **245**

Capítulo 6. DISEÑO GEOMETRICO DE CARRETERAS

- 6.1. Introducción **247**
- 6.2. Curvatura y peralte **248**
- 6.2.1. Movimiento de los vehículos en las curvas circulares **248**
- 6.2.2. Peralte **250**
- 6.2.3. Coeficiente de rozamiento lateral **251**
- 6.2.4. Valores máximos del peralte **253**

- 6.2.5. Radios mínimos de curvatura **254**
- 6.2.5.1. Radios mínimos para curvas con peralte máximo **254**
- 6.2.5.2. Radios mínimos para curvas con peralte negativo **254**
- 6.2.6. Correlación entre la velocidad, los radios y el peralte en un trazado de carretera **255**
- 6.2.7. Volcamiento de los vehículos en las curvas **256**
- 6.3. Geometría de las curvas circulares **259**
- 6.3.1. Clasificación y elementos de las curvas circulares **259**
- 6.3.2. Cálculo de los elementos de las curvas circulares **261**
- 6.3.2.1. Curvas circulares simples **261**
- 6.3.2.2. Curvas compuestas **261**
- 6.3.2.3. Curvas revertidas **263**
- 6.3.3. Expresión de la curvatura de las curvas circulares **264**
- 6.4. Geometría de las curvas de transición **265**
- 6.4.1. La clotoide como curva de transición **266**
- 6.4.2. Ecuaciones de la clotoide **268**
- 6.4.3. Clasificación y elementos de la clotoide **269**
- 6.4.4. Cálculo de los elementos de la clotoide **272**
- 6.4.5. Longitud mínima de la clotoide **273**
- 6.5. Geometría de las curvas verticales **274**
- 6.5.1. Movimiento de los vehículos en las curvas verticales **274**
- 6.5.2. Clasificación y elementos de las curvas verticales **277**
- 6.5.3. Propiedades geométricas y cálculo de los elementos de la parábola **277**
- 6.5.3.1. Curvas verticales simétricas **277**
- 6.5.3.2. Curvas verticales asimétricas **280**
- 6.5.4. Longitud mínima de las curvas verticales **281**
- 6.6. Visibilidad en carreteras **281**
- 6.6.1. Visibilidad de frenado **281**
- 6.6.1.1. Criterios para medir la visibilidad de frenado **284**
- 6.6.1.2. Longitud mínima de las curvas verticales con visibilidad de frenado **285**
- 6.6.1.2.1. Longitud mínima de curvas verticales convexas con visibilidad de frenado **285**
- 6.6.1.2.2. Longitud mínima de curvas verticales cóncavas con visibilidad de frenado **288**

6.6.1.2.3.	Visibilidad de frenado en las curvas horizontales	290
6.6.2.	Visibilidad de paso	292
6.6.2.1.	Criterio para medir la visibilidad de paso	294
6.6.2.2.	Longitud mínima de curvas verticales con visibilidad de paso	294
6.6.2.2.1.	Longitud mínima de curvas verticales convexas con visibilidad de paso	294
6.6.2.2.2.	Longitud mínima de curvas verticales cóncavas con visibilidad de paso	294
6.6.2.2.3.	Visibilidad de paso en las curvas horizontales	295
6.7.	Diseño de la sección transversal de la carretera	297
6.7.1.	Elementos de la sección transversal	297
6.7.1.1.	Características de la calzada. Diseño	297
6.7.1.2.	Características de los hombrillos	298
6.7.1.3.	Características de los taludes. Diseño	298
6.7.1.4.	Elementos misceláneos de la sección transversal	304
6.8.	Diseño geométrico y accidentes de tránsito	313
6.8.1.	Causas generales de los accidentes de tránsito	313
6.8.2.	Elementos geométricos de la carretera y ocurrencia de accidentes	313
Bibliografía		319
Capítulo 7. DRENAJE SUPERFICIAL DE CARRETERAS		
7.1.	Introducción	321
7.2.	Principios de hidrología aplicados al estudio del drenaje de carreteras	321
7.2.1.	Ciclo hidrológico	322
7.2.2.	Precipitación pluvial	323
7.2.2.1.	Duración e intensidad de las lluvias	324
7.2.2.2.	Ajuste de los registros de las lluvias	326
7.2.2.3.	Análisis de los registros pluviográficos	326
7.2.2.4.	Extensión de las lluvias puntuales a áreas	328
7.2.2.5.	Análisis de frecuencia	333
7.2.2.6.	Probabilidad de ocurrencia de una lluvia de frecuencia dada	337
7.2.2.7.	Generalización de los datos de frecuencia	337
7.2.3.	Escurrimiento superficial	346
7.2.3.1.	Descarga de diseño	347
7.2.3.2.	Fórmula racional	347
7.2.3.3.	Método del hidrograma	350
7.2.3.3.1.	Propiedades del hidrograma	351
7.2.3.3.2.	Hidrogramas de escorrentía	353
7.2.3.3.3.	Método de Clark para la obtención de hidrogramas unitarios sintéticos	356
7.2.3.3.4.	Estimación del gasto pico mediante el método de Clark	361
7.3.	Drenaje de la calzada y de los laterales de la vía	363
7.3.1.	Hidráulica de los canales abiertos	363
7.3.1.1.	Definiciones	363
7.3.1.2.	Características de la corriente en los canales abiertos	363
7.3.1.3.	Energía y flujo	365
7.3.1.4.	Flujo crítico en canales abiertos	366
7.3.1.5.	Flujo uniforme en canales abiertos	371
7.3.1.6.	Flujo gradualmente variado en canales abiertos	375
7.3.2.	Diseño de canales para el drenaje de carreteras	379
7.3.2.1.	Diseño de canales para flujo uniforme	380
7.3.2.1.1.	Diseño de canales no revestidos	380
7.3.2.1.2.	Diseño de canales revestidos	383
7.3.2.2.	Diseño de canales para flujo no uniforme	386
7.3.2.3.	Diseño de transiciones	388
7.4.	Drenaje transversal de carreteras	389
7.4.1.	Estudios previos al diseño de las alcantarillas	389
7.4.2.	Características del flujo en las alcantarillas	391
7.4.3.	Hidráulica de las alcantarillas	394
7.4.4.	Diseño de las alcantarillas	402
7.4.4.1.	Emplazamiento de las alcantarillas	402
7.4.4.2.	Uso de los distintos tipos y formas de alcantarillas	404
7.4.4.3.	Diseño hidráulico de las alcantarillas	408
7.4.4.3.1.	Ejemplos de diseño	439
7.4.4.3.2.	Programas de computación para el cálculo de alcantarillas	440
7.4.4.3.3.	Procedimiento alternativo de diseño de alcantarillas	440
7.4.4.4.	Control de la velocidad a la salida	449
7.4.4.4.1.	Revestimiento de los canales	449
7.4.4.4.2.	Disipadores de energía	449

- 7.4.4.4.3. Alcantarillas de fondo de pendiente discontinua **453**
- 7.4.4.5. Diseño estructural de las alcantarillas **458**
- 7.4.4.5.1. Comportamiento estructural de los conductos **458**
- 7.4.4.5.2. Cálculo de las cargas que actúan sobre los conductos **461**
- 7.4.4.5.3. Capacidad de carga de los conductos rígidos **465**
- 7.4.4.5.4. Capacidad de carga de los conductos flexibles **467**
- 7.4.4.6. Diseño económico de las alcantarillas **470**
- 7.4.5. Cálculo hidráulico de puentes **471**
- Bibliografía **472**

Capítulo 8. PROYECTO DE CARRETERAS

- 8.1. Introducción **475**
- 8.2. Localización del eje definitivo de la carretera **475**
 - 8.2.1. Replanteo de la línea *L* **475**
 - 8.2.1.1. Técnicas de replanteo **476**
 - 8.2.1.1.1. Replanteo directo **476**
 - 8.2.1.1.2. Replanteo de la línea *L* **476**
 - 8.2.1.1.3. Obstáculos en el replanteo **477**
 - 8.2.1.1.4. Adaptación de un trazado con curvas circulares a otro con transiciones **478**
 - 8.2.2. Cálculo de las coordenadas de la línea *L* **480**
 - 8.2.2.1. Ecuación de los alineamientos rectos **481**
 - 8.2.2.2. Cálculo de las coordenadas de los puntos notables de una curva circular **482**
 - 8.2.2.3. Cálculo de las coordenadas de un punto cualquiera de la curva circular a la distancia *L* del TE **482**
 - 8.2.2.4. Cálculo de las coordenadas de los puntos notables de una curva espiral **483**
 - 8.2.2.5. Ecuación de alineamientos paralelos **485**
 - 8.2.2.6. Cálculo de las coordenadas de los puntos de intersección entre una curva y una recta **486**
- 8.3. Geometrización del proyecto **486**
 - 8.3.1. Transición del peraltado **486**
 - 8.3.2. Sobreancho de las curvas. Valores de diseño. Transición del sobreancho **496**
 - 8.3.3. Carriles auxiliares de subida **500**
 - 8.3.4. Estudio de la visibilidad en los planos del perfil longitudinal y de la planta **506**
- 8.4. Intersecciones **506**
 - 8.4.1. Clasificación y elementos de las intersecciones **506**
 - 8.4.2. Movimiento de los vehículos en las intersecciones **510**
 - 8.4.3. Características geométricas de las intersecciones **511**
 - 8.4.3.1. Alineamientos y perfiles **511**
 - 8.4.3.2. Radios mínimos del borde de la calzada **514**
 - 8.4.3.3. Brazos de giro canalizados **521**
 - 8.4.4. Bifurcaciones **522**
 - 8.4.4.1. Relaciones entre velocidad y curvatura **522**
 - 8.4.4.2. Ancho de la calzada **525**
 - 8.4.4.3. Transición de la curvatura **527**
 - 8.4.4.4. Transición del peraltado **531**
 - 8.4.4.5. Visibilidad **533**
 - 8.4.4.6. Carriles para cambio de velocidad **533**
 - 8.4.5. Cálculo de coordenadas en las curvas de las intersecciones **539**
- 8.5. Estética vial **545**
 - 8.5.1. Armonía de los alineamientos **545**
 - 8.5.2. Tratamiento de los laterales de la vía **557**
 - 8.5.2.1. Diseño paisajista **558**
 - 8.5.3. Producción, predicción y prevención del ruido en las carreteras **574**
 - 8.5.3.1. Producción de los ruidos en las carreteras **575**
 - 8.5.3.2. Predicción del ruido en las carreteras **577**
 - 8.5.3.3. Prevención del ruido en las carreteras **577**
- 8.6. Planos y documentos que constituyen el proyecto definitivo **585**
- Bibliografía **588**

Estudio de rutas para el trazado de carreteras

1

1.1. INTRODUCCION

El estudio de una vía de comunicación, cualquiera que sea su naturaleza —terrestre, aérea o acuática—, es un proceso complejo que sólo se debe emprender tras una planificación del transporte a nivel regional, nacional o local, según el rango de la vía.

En efecto, la decisión de construir una vía no es, generalmente, consecuencia de un deseo personal ni satisfacción de una necesidad aislada. Tal decisión ha de surgir como corolario de los propósitos de desarrollo del país, y debe quedar plasmada en un *plan nacional de transporte*, al cual sólo se llega mediante un proceso minucioso de *planificación*.

Es solamente después de definida la necesidad de construir una carretera para enlazar diversos puntos terrestres y fijadas sus características, cuando le corresponde intervenir al Ingeniero Vial para realizar el estudio detallado y elaborar el *proyecto*. Su labor conlleva las siguientes fases:

1. Selección y evaluación de las rutas.
2. Estudio de los trazados alternos.
3. Evaluación de los trazados.
4. Elaboración del proyecto de la vía.

Es precisamente a estas etapas de estudio y proyecto de carreteras a lo que se refiere el contenido de este texto.

1.2. PLANIFICACION Y TRANSPORTE

Hoy en día, la planificación de la actividad económica, y en especial del sector transporte, es indispensable en todo país por su impacto en la vida y desarrollo de los pueblos.

La planificación permite cuantificar la demanda de transporte y analizar las alternativas para satisfacerla. Es un proceso que generalmente culmina con el establecimiento de un conjunto de opciones o cursos de acción y una estimación de sus consecuencias ^{1 *}.

Las razones que pueden aducirse en favor de la planificación de los transportes pueden agruparse en tres renglones ².

- La importancia que tiene el transporte en el desarrollo general de los países.
- La magnitud de las inversiones que conllevan las obras de vialidad.
- La extremada complejidad de este sector dentro del área económica.

La afirmación según la cual el transporte es fundamental para el desarrollo económico y social de un país, resulta todo un lugar común. El transporte desempeña un papel esencial en lo que se refiere a la producción de la tierra, comercialización de productos agrícolas y posibilidades de

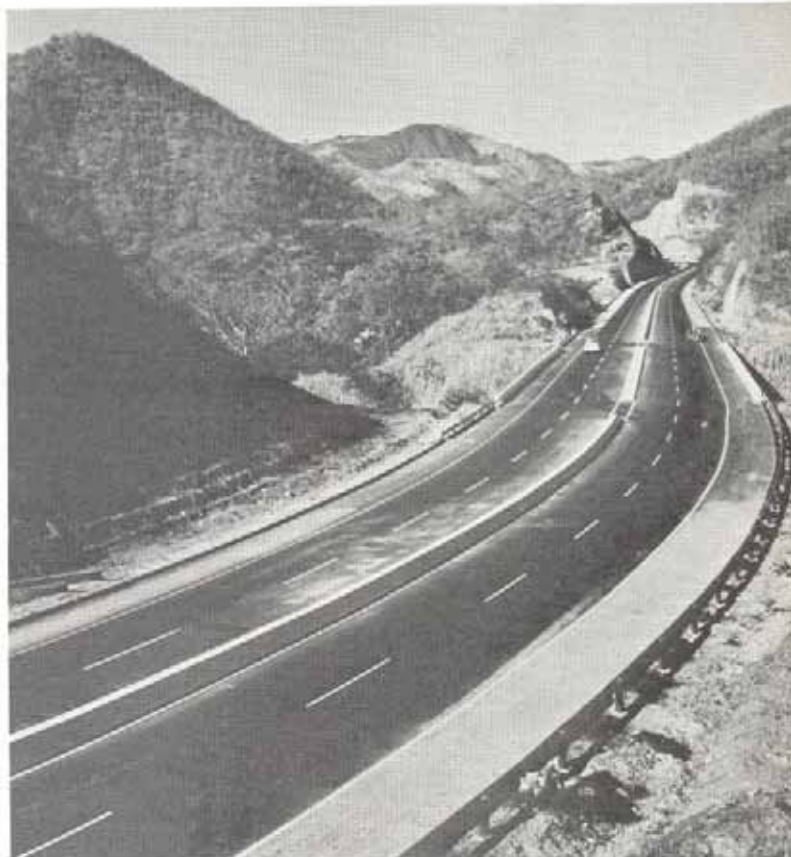


Fig. 1-1. Autopista Regional Central de Venezuela.

* Los números superiores corresponden a las Referencias citadas al final de cada Capítulo.

acceso a las riquezas forestales y mineras. Es un factor significativo en el desarrollo de la industria, expansión del comercio, conducción de programas sanitarios, educativos, etcétera ^{3-4, 5}.

En cuanto a la magnitud de las inversiones, éstas son significativamente altas, representando actualmente, en

numerosos países, más de un 20 por ciento de la inversión bruta total que en ellos se lleva a efecto.

En la figura que sigue se muestra el monto de las inversiones, en vialidad únicamente, realizadas en diversos países, y en la tabla I-1 se presentan las cifras del parque automotor y del kilometraje de carreteras existentes para el año 1975.

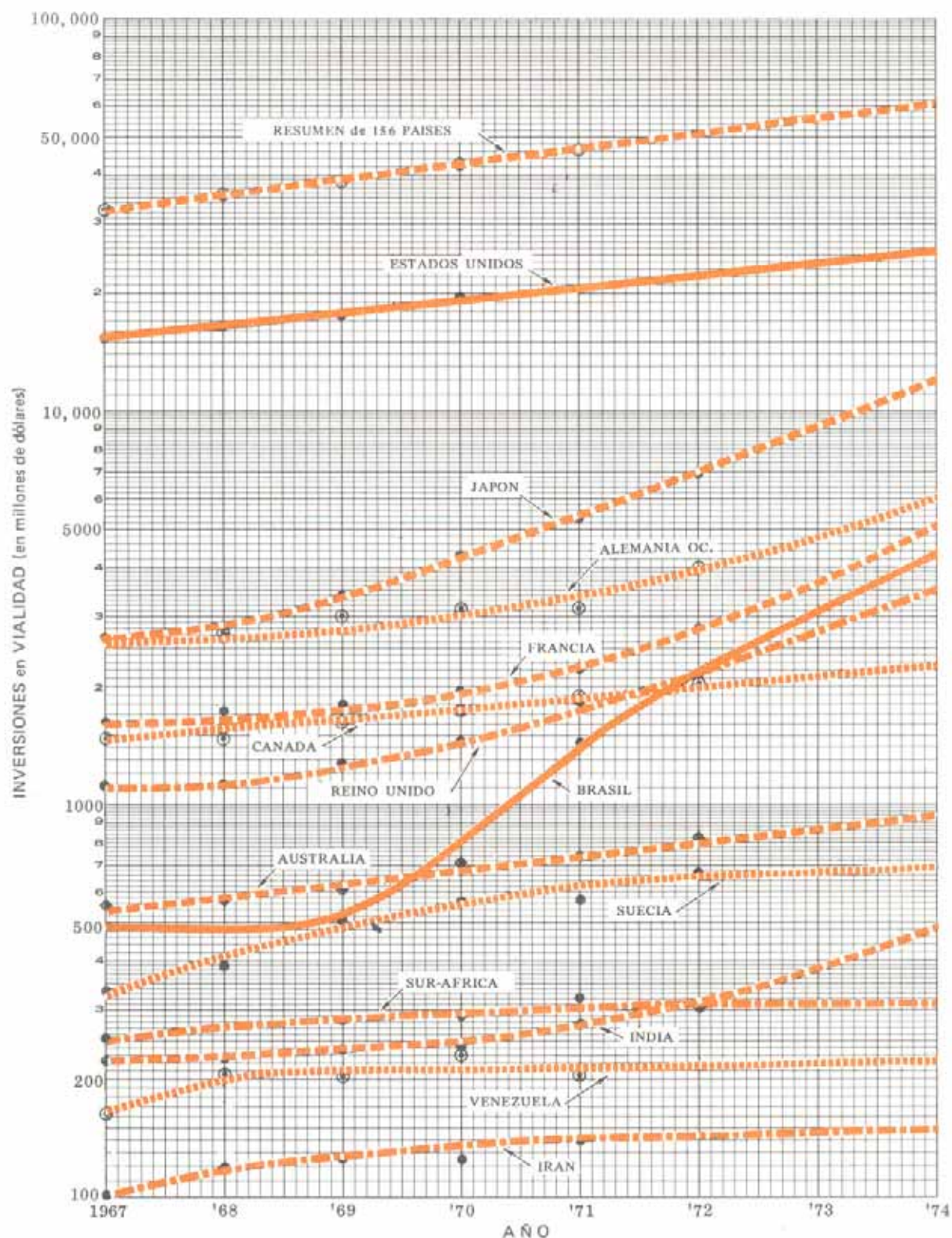


Fig. I-2. Inversiones en obras de vialidad —en millones de dólares—, realizadas en diversos países entre los años 1967 y 1974.

TABLA I-1. ESTADÍSTICAS MUNDIALES DE VEHÍCULOS Y CARRETERAS, 1975 ⁷

Preparada por la Federación Internacional de Carreteras (I.R.F.) de información obtenida hasta el 30 de junio de 1976.

	Automóviles	Camiones y autobuses	Total de automóviles, camiones y autobuses	Moto-cicletas y motobici-cletas	Carreteras pavimen-tadas (km)	Caminos con superficie de grava, piedra picada o estabilizados (km)	Caminos de tierra (km)	Caminos no mejorados (km)	Total (km)
EUROPA									
Austria	1.699.318	475.951	2.175.269	559.413	60.000	40.000	40.000	—	140.000
Bélgica	2.502.158	286.920	2.789.078	—	93.130	—	—	—	93.130
Bulgaria	—	—	—	—	22.988	8.342	4.626	—	35.956
Chipre	65.887	16.172	82.059	10.987	4.203*	5.155	—	—	9.358*
Dinamarca	1.243.000	212.500	1.455.500	35.500	65.660	—	—	—	65.660
Finlandia	936.681	128.489	1.065.170	49.536	30.131	43.209	—	—	73.340
Francia	15.180.000	2.210.000	17.390.000	6.360.000	707.000	87.000	—	—	794.000
Alemania Occidental	18.100.000	1.500.000	19.600.000	260.000	390.000	28.000	45.000	—	463.000
Gibraltar	5.535	594	6.129	491	56	—	—	—	56
Gran Bretaña	13.941.000	1.839.000	15.780.000	1.202.000	331.615	—	—	11.906	343.521
Grecia	412.191	198.628	610.819	86.248	20.052	11.735	4.299	—	36.086
Hungría	579.876	262.655	842.531	721.625	26.106	15.996	—	57.662	99.766
Islandia	63.830	7.534	71.364	420	165	8.114	2.827	900	12.106
Irlanda	491.710	58.201	549.911	38.326	78.616	9.686	—	—	88.302
Italia	13.600.000	1.080.000	14.680.000	3.965.000	273.000	10.000	3.500	—	286.500
Luxemburgo	150.000	11.800	161.800	8.600	4.975	—	—	—	4.975
Malta*	—	—	68.380	—	1.128	79	32	—	1.239
Mónaco	11.143	2.146	13.289	1.243	46	—	—	—	104.123
Holanda	3.800.000	329.000	4.129.000	64.000	86.052	18.071	—	—	104.123
Irlanda del Norte	321.152	42.479	363.631	12.590	22.249	930	—	—	23.179
Noruega	890.361	153.338	1.043.697	135.660	15.775	60.310	—	—	76.065
Polonia	1.040.000	485.000	1.525.000	1.990.000	118.974	51.344	36.700	93.013	300.031
Portugal	995.200	51.300	1.046.500	82.650	17.707	303	245	—	18.255
España	4.807.000	1.139.000	5.946.000	1.159.000	130.000	50.000	25.000	110.000	315.000
Suecia	2.748.000	174.500	2.922.500	70.000	29.876	67.487	—	—	97.363
Suiza	1.723.024	176.487	1.899.511	769.661	61.600	—	—	—	61.600
Turquía	396.000	214.000	610.000	90.000	23.916	27.260	4.042	2.225	57.443
Yugoslavia*	462.000	148.567	610.567	220.589	17.958	41.515	—	19.272	78.745
AMERICA DEL NORTE Y CENTRAL									
Bahamas	34.513	5.332	39.845	2.699	850	1.250	—	—	2.100
Barbados	23.395	3.277	26.672	2.149	1.352	—	64	32	1.448
Belize	5.553	3.353	8.906	359	592	883	114	668	2.257
Bermudas	12.388	2.696	15.084	19.463	193	—	—	—	183
Canadá	7.866.084	2.004.536	9.870.620	287.820	154.507	196.909	54.146	—	405.562
Costa Rica	60.000	41.000	101.000	16.000	2.857	8.101	—	16.412	27.370
Dominica	2.800	371	3.171	500	483	80	94	80	737
República Dominicana	77.588	34.529	112.117	34.731	5.693	1.657	4.947	—	12.297
Grenada*	4.555	945	5.500	832	605	177	129	72	983
Guadalupe	—	—	—	—	1.460	383	307	184	2.334
Guatemala	105.300	30.000	135.300	37.500	2.698	6.385	1.580	1.847	12.510
Jamaica	103.220	34.900	138.120	24.401	5.059	5.147	1.472	1.691	13.369
Martinica	39.200	2.200	41.400	2.600	981	378	—	98	1.457
México	2.300.000	862.420	3.162.420	242.808	79.739	84.649	20.612	241.100	426.100
Montserrat	1.549	109	1.658	8	183	2	27	34	246
Antillas Holandesas**	35.418	4.999	40.417	444	481	29	172	—	682
Nicaragua	19.703	31.697	51.400	11.237	1.597	1.208	5.511	9.210	17.526
Panamá	80.853	24.175	105.028	3.520	2.314	2.086	894	2.026	7.320
Zona del Canal	17.662	1.237	18.899	1.488	229	10	—	—	239
Puerto Rico	638.879	128.441	767.320	6.422	7.400	360	96	855	8.711
St. Christopher-Nevis-Kitts	2.135	258	2.393	38	108	97	35	48	288
St. Lucia	4.908	1.845	6.753	98	410	314	—	—	724
St. Pierre, Miquelon	1.096	337	1.433	174	30	49	—	—	79
St. Vincent	3.379	865	4.244	741	198	32	146	161	537
El Salvador	86.900	9.400	96.300	11.100	1.373	1.296	744	2.938	6.351
Trinidad, Tobago	109.300	20.410	129.710	3.875	2.822	175	101	—	3.098
Estados Unidos	107.371.000	356.000	133.727.000	5.494.000*	2.925.000*	2.011.000*	631.000*	573.000*	6.140.000*

TABLA I-1. (CONTINUACION)

	Automóviles	Camiones y autobuses	Total de automóviles, camiones y autobuses	Moto- cicletas y motobi- cicletas	Carreteras pavimen- tadas (km)	Caminos con superficie de grava, piedra picada o estabi- lizados (km)	Caminos de tierra (km)	Caminos no mejorados (km)	Total (km)
SUD AMERICA									
Argentina	2.320.000	1.115.000	3.435.000	515.000	40.818	78.541	189.727	—	309.086
Bolivia*	26.000	32.700	58.700	12.400	1.163	6.560	5.935	23.660	27.318
Brasil*	3.679.298	1.001.936	4.681.234	101.745	77.665	226.900	1.008.110	—	1.312.675
Chile	238.000	166.500	404.500	29.600	8.880	31.950	9.400	19.995	70.225
Colombia	411.000	84.800	495.800	—	7.374	40.908	715	1.861	50.858
Ecuador	99.894	19.444	119.338	—	3.304	5.656	5.636	7.647	22.243
Islas Falkland	691	69	760	327	16	19	—	—	35
Guayana Francesa	977	161	1.138	—	415	120	—	—	535
Guyana	27.962	9.854	37.816	17.714	882	859	755	1.123	3.819
Paraguay	24.642	10.676	35.318	12.769	901	685	5.953	—	7.539
Perú	195.170	114.260	209.430	79.570	5.385	9.936	14.368	22.759	52.448
Surinam*	23.227	7.267	30.494	39.193	—	—	—	—	—
Uruguay	400.000	100.000	500.000	105.000	9.945	2.700	3.000	—	15.645
Venezuela	955.151	369.364	1.324.515	93.402	19.599	17.482	10.216	—	47.297
AFRICA									
Argelia	204.137*	103.147*	307.284*	3.819*	45.070	—	14.840	18.500	78.410
República de Benin	20.000	5.000	25.000	5.000	705	—	2.598	—	3.303
Botswana	3.645	9.158	12.803	597	220	1.117	5.159	3.037	9.533
Burundi	4.300	2.338	6.638	1.200	300	2.500	3.000	2.000	7.800
República de África Central	11.700	2.949	14.649	26.170	290	—	7.800	14.160	22.250
Chad	9.593	3.892	13.485	174	242	—	4.385	22.878	27.505
Congo*	4.100	1.400	5.500	5.000	540	365	—	7.397	8.302
Egipto	178.502	38.000	216.502	40.921	12.653	2.500	14.105	6.500	35.758
Etiopía	40.831	10.755	51.586	971	3.004	6.064	—	NA	9.068
Territorio francés de Afars & Issas*	7.000	850	7.850	1.150	100	—	250	400	750
Gabón	—	—	—	—	308	—	5.589	900	6.797
Ghana*	43.000	26.500	69.500	4.800	4.020	12.870	8.850	6.440	32.180
Costa de Marfil	93.838	30.672	124.510	90.195	2.050	—	42.200	—	44.250
Kenya	139.499	24.582	164.081	11.076	4.047	12.043	2.241	34.000	52.331
Lesotho	2.300	2.000	4.300	4.500	219	914	145	1.128	2.404
Liberia	14.554	12.885	27.419	620	603	2.055	4.731	563	7.952
Madagascar	65.000	47.000	112.000	5.000	4.214	381	5.230	26.000	35.825
Malawi	10.500	9.500	20.000	3.700	1.271	774	8.685	—	10.730
Mali	11.870	3.274	15.144	893	1.669	—	2.932	8.599	13.200
Mauritania	17.916	8.460	26.376	13.201	1.636	—	150	—	1.786
Marruecos	238.555	91.243	329.798	14.854	22.863	—	29.345	—	52.208
Mozambique	—	—	—	—	4.140	400	4.121	17.796	26.457
Nigeria	9.082	10.103	19.185	927	1.529	2.525	—	2.897	6.951
Isla de Reunión*	66.314	7.553	73.867	6.595	1.940	—	380	—	2.320
Ruanda*	5.715	4.005	9.720	—	120	—	3.000	6.000	9.120
Senegal	49.950	27.473	77.423	2.977	2.744	—	7.087	—	9.831
Islas Seychelles	3.692	1.024	4.716	1.146	146	—	53	16	215
Sierra Leona	9.635	4.530	14.165	2.011	1.148	2.096	3.832	—	7.076
Sud Africa	2.226.000	885.600	3.111.600	149.000	53.100	76.300	78.000	125.500	332.900
Swazilandia	10.873	6.922	17.795	642	425	2.408	1.568	—	4.401
Togo*	13.000	7.000	20.000	3.000	1.049	—	1.123	5.000	7.172
Túnez*	115.100	76.200	191.300	12.400	7.772	779	1.734	6.566	16.851
Uganda	27.584	15.401	42.985	7.419	1.934	4.829	—	—	6.763
Zambia	134.000	17.000	151.000	9.500	4.456	2.853	4.660	22.900	34.869
OCEANIA									
Australia	5.101.100	1.211.500	6.312.600	316.000	209.170	209.975	444.888	—	864.033
Islas Cook	591	899	1.290	1.704	40	105	40	—	185
Islas Fiji	21.453	9.686	31.139	1.702	307	2.612	—	—	2.919
Nueva Caledonia*	31.515	14.538	46.053	5.089	367	1.301	796	2.695	5.159
Papua Nueva Guinea	27.374	6.334	33.708	3.393	525	17.405	171	—	18.101
Nueva Zelanda	1.160.144	207.750	1.367.894	95.730	45.600	46.908	—	—	92.508
Samoa	2.930	235	3.165	98	77	5	30	20	132
Territorios americanos	7.729	355	8.084	365	199	304	82	795	1.380

TABLA I-1. (FINAL)

	Automóviles	Camiones y autobuses	Total de automóviles, camiones y autobuses	Motocicletas y motocicletas	Carreteras pavimentadas (km)	Caminos con superficie de grava, piedra picada o estabilizados (km)	Caminos de tierra (km)	Caminos no mejorados (km)	Total (km)
ASIA Y ORIENTE MEDIO									
Afghanistan	35.500	42.400	59.700	3.350	2.637	3.514	6.270	5.552	17.973
Burma*	31.675	34.347	66.022	6.182	7.720	7.657	4.833	1.418	21.628
China (Taiwan)*	95.113	78.518	173.631	1.173.015	9.443	5.240	2.663	—	17.346
Hong Kong	121.534	43.649	165.183	23.361	1.074	—	—	—	1.074
India	1.928.000	412.000	2.340.000	—	—	409.000	—	486.000	895.000
Indonesia	345.346	202.267	547.613	972.319	17.494	9.841	8.255	—	35.590
Israel	285.000	103.000	388.000	33.500	11.250	—	—	—	11.250
Japón	16.643.000	11.232.000	27.875.000	9.512.000	303.784	—	755.318	—	1.059.102
Jordania	32.000	9.000	41.000	2.500	6.252	—	294	1.400	7.946
Corea*	76.462	107.802	183.544	6.039	8.640	32.131	3.406	—	44.177
Laos*	14.137	2.521	16.658	14.190	614	2.998	—	3.783	7.395
Líbano	210.400	24.100	234.500	13.500	6.270	450	650	—	7.370
Malasia	387.204	95.038	482.242	666.765	16.728	1.700	—	963	19.391
Pakistán	195.540	89.472	285.012	168.533	19.414	11.859	1.842	57	33.172
Filipinas	408.867	300.181	709.048	200.126	21.060	49.030	34.105	—	104.195
Arabia Saudí	177.412	158.448	335.860	NA	12.300	—	8.000	—	20.300
Singapur	148.400	47.831	196.231	83.266	1.716	—	451	—	2.167
Sri Lanka	91.728	47.469	139.197	22.723	30.983	28.279	15.370	—	74.632
Siria	52.376	33.806	86.182	12.357	11.210	1.573	2.340	—	15.123
Thailandia	303.500	240.100	543.600	467.800	15.993	4.938	—	9.400	30.331

Notas: *Datos para 1974. **Sólo Curazao. -Sólo motocicletas

Por lo que se refiere a Venezuela, según Informe Económico del Banco Central⁸, las inversiones en transporte, durante el período 1964-71, representaron un 21,3 por ciento de la inversión bruta total realizada en el país, tal como se puede apreciar en la siguiente tabla:

TABLA I-2. RELACION ENTRE LA INVERSION BRUTA FIJA TOTAL (I.B.F.T.) Y LA INVERSION EN TRANSPORTE (I.T.) EN VENEZUELA.

Año	I.B.F.T. Millones de Bs.	I.T. Millones de Bs.	%
1964	6.731	1.742	25,9
1965	7.225	1.499	20,7
1966	7.380	1.609	21,8
1967	7.627	1.852	24,3
1968	10.140	2.373	23,4
1969	10.400	2.197	21,1
1970	10.000	1.075	17,1
1971	11.245	2.108	18,7
TOTAL ..	70.748	15.085	21,3

Asimismo, la magnitud de la participación relativa del sector transporte, en relación a otras actividades fundamentales en Venezuela, puede apreciarse en las siguientes cifras.

TABLA I-3. PROPORCION RELATIVA DE LAS ACTIVIDADES FUNDAMENTALES EN VENEZUELA

Variación de la Participación Relativa de cada Actividad

Tipo de Actividad	1963	1964	1965	1966	1967	1968
Industria Petrolera ..	25,22	21,41	21,15	21,57	19,54	18,57
Industria	16,77	18,60	19,39	16,84	17,38	18,38
Agricultura	0,16	0,65	0,14	0,10	0,12	0,10
Comercio	3,87	2,67	2,09	0,94	0,48	0,42
Electricidad	2,90	2,84	2,86	3,20	2,53	3,48
Transporte	44,15	45,60	46,22	49,07	51,60	51,79
Otros	8,93	8,73	8,12	6,28	8,35	7,28

En cuanto a la complejidad del sector transporte, ésta no tiene paralelo con otras actividades. Por una parte, existen diferentes tipos de facilidades: carreteras rurales, carreteras interurbanas, vías urbanas, vías ferroviarias, aeropuertos, puertos marítimos y fluviales, ductos, etc., cada una con características y problemas específicos, las cuales, a su vez, son utilizadas por los más diferentes vehículos: automóviles, autobuses, camiones, barcos, aviones, trenes, etc.

En la tabla que sigue puede observarse el notable incremento en el uso de los distintos medios de transporte entre los años 1940 y 1960.

TABLA I-4. DISTRIBUCION DE LA CARGA ENTRE LOS DISTINTOS MEDIOS DE TRANSPORTE EN SEIS PAISES

PAIS	Tipo de transporte	Cantidad del transporte (en miles de millones de toneladas/km)		Distribución porcentual según los tipos	
		1940	1960	1940	1960
ESTADOS UNIDOS					
	Ferrocarriles	606,7	926,6	61	44
	Carreteras	99,2	479,0	10	23
	Vías fluviales	189,0	356,8	19	16
	Tuberías	94,9	365,8	10	17
	TOTAL	989,8	2.128,2	100	100
U.R.S.S.					
		1940	1960	1940	1960
	Ferrocarriles	415,0	1.504,4	89	86
	Carreteras	8,9	98,5	2	6
	Vías fluviales	36,1	99,6	8	6
	Tuberías	3,8	51,2	1	2
	TOTAL	463,8	1.753,7	100	100
FRANCIA					
		1955	1963	1955	1963
	Ferrocarriles	46,8	63,0	61	51
	Carreteras	20,4	37,1	27	30
	Vías fluviales	8,9	11,4	12	10
	Tuberías	—	11,0	—	9
	TOTAL	76,1	122,5	100	100
HOLANDA					
		1955	1963	1955	1963
	Ferrocarriles	3,6	4,2	17	14
	Carreteras	2,1	4,9	10	16
	Vías fluviales	15,2	20,2	73	66
	Tuberías	—	1,2	—	4
	TOTAL	20,9	30,5	100	100
POLONIA					
		1955	1963	1955	1963
	Ferrocarriles	52,0	74,4	96	95
	Carreteras	1,5	3,0	3	4
	Vías fluviales	0,8	0,9	1	1
	Tuberías	—	—	—	—
	TOTAL	54,3	78,3	100	100
REINO UNIDO					
		1955	1963	1955	1963
	Ferrocarriles	34,9	27,0	48	32
	Carreteras	37,6	57,0	52	67
	Vías fluviales	0,3	0,2	—	—
	Tuberías	—	0,9	—	—
	TOTAL	72,8	85,1	100	100

(De «Transportation Engineering» (1972), de Paquette-Ashford-Wright).

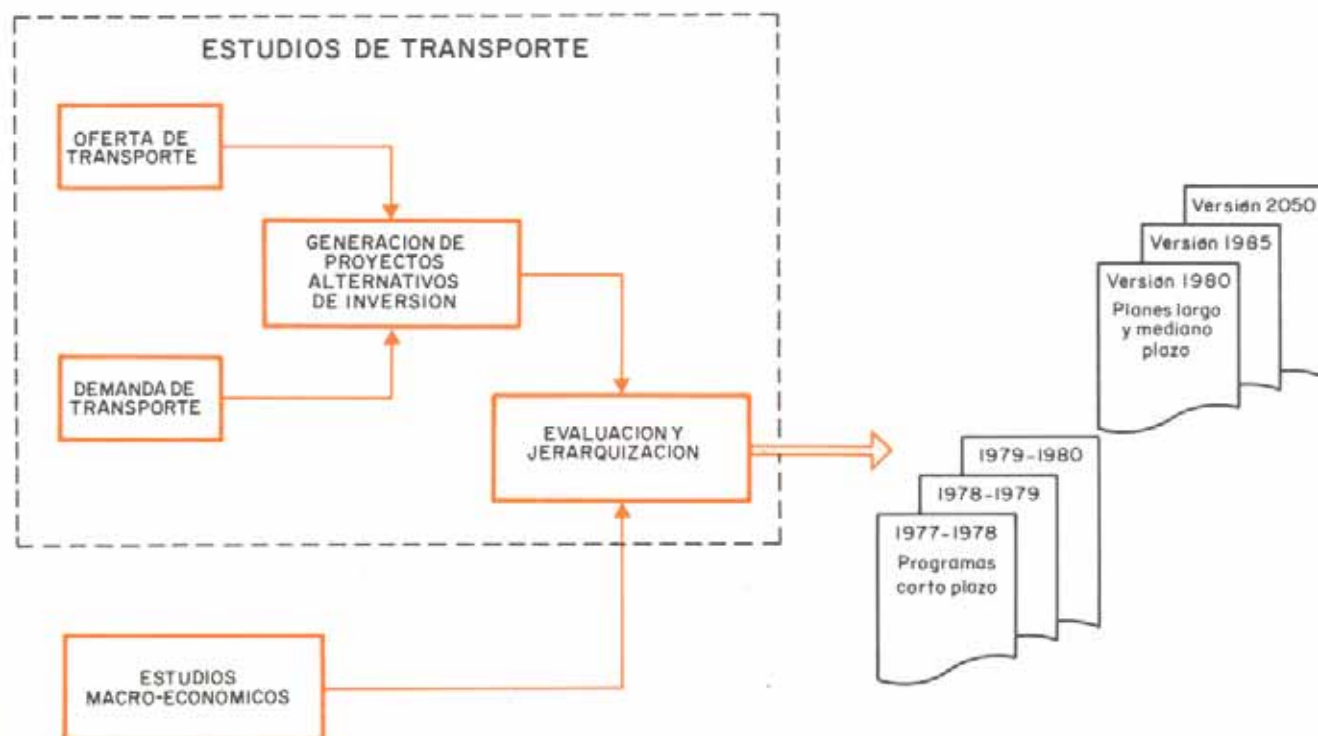


Fig. 1-3. Marco conceptual de planificación del transporte.

El proceso de la planificación de los transportes se desarrolla a través de un gran número de actividades, en las que se utilizan técnicas y procedimientos muy variados ^{9 al 12}.

Si se quisieran resumir estas actividades, podrían enumerarse de la siguiente manera:

1. Confrontación entre la oferta y la demanda del transporte.
2. Generación de macro-proyectos alternativos.
3. Justificación económica de los proyectos y ubicación de los mismos dentro de los planes nacionales de prioridad.
4. Clasificación de la vía y asignación de las características de diseño.

En un proceso de planificación, los proyectos alternativos de inversión se generan a partir de la *confrontación entre la oferta y la demanda*, que, en el caso de los transportes, se expresan, la primera de ellas en términos de la capacidad de las vías y la segunda en términos de la población, la producción o el número de viajes entre cada dos puntos del país.

Un esquema de las directrices de planificación del transporte seguidas en Venezuela ¹³ es el dado en la Fig. 1-3.

En el proceso descrito en este esquema, cuando se aplica a carreteras, la *evaluación* de los proyectos asume, para cada tramo carretero, la proyección del tráfico actual al año de diseño, la capacidad de la vía, la composición direccional del tráfico, el tiempo de recorrido (estos términos serán definidos en el Cap. 5), el tipo de terreno que se atraviesa, el costo de construcción, el costo anual de mantenimiento de la vía, etc.

Por su parte, los beneficios se cuantifican por la diferencia de tiempo de recorrido en las distintas alternativas, multiplicada por el valor del tiempo de los usuarios ^{14- 15- 16}.

Otro esquema de planificación, aplicado en Venezuela para el análisis y selección de proyectos para caminos vecinales, es el que sigue el Ministerio de Obras Públicas * en su programa integral de desarrollo agrícola (Fig. 1-4). En éste, los criterios de evaluación se basan en pautas de rentabilidad, productividad y función social ^{17- 18}.

Pero no sólo estos criterios pueden ser usados en la evaluación de proyectos viales. Las Referencias 19, 20, 21, 22, 23 abundan en la descripción de otras estrategias interesantes.

Como consecuencia de la evaluación, los proyectos pueden ser *justificados económicamente, jerarquizados y ubicados dentro de un plan nacional de prioridades*. En Venezuela corresponde al *Consejo Nacional de Vialidad*, ente público colegiado, creado el 13 de julio de 1948 por Resolución del Ministerio de Obras Públicas y reorganizado según Decreto núm. 189 del 22 de julio de 1949, situar los programas de vialidad dentro de la escala de prioridades de inversión nacional (planes a corto, mediano y largo plazo), ya que la construcción de nuevas carreteras o la mejora de las existentes compite con otros proyectos de interés nacional para obtener fondos para su realización.

* A partir del año 1977, el Ministerio de Obras Públicas (M. O. P.) traspasó sus funciones a dos nuevos Despachos: el Ministerio de Desarrollo Urbano (Mindur) y el Ministerio de Transporte y Comunicaciones.

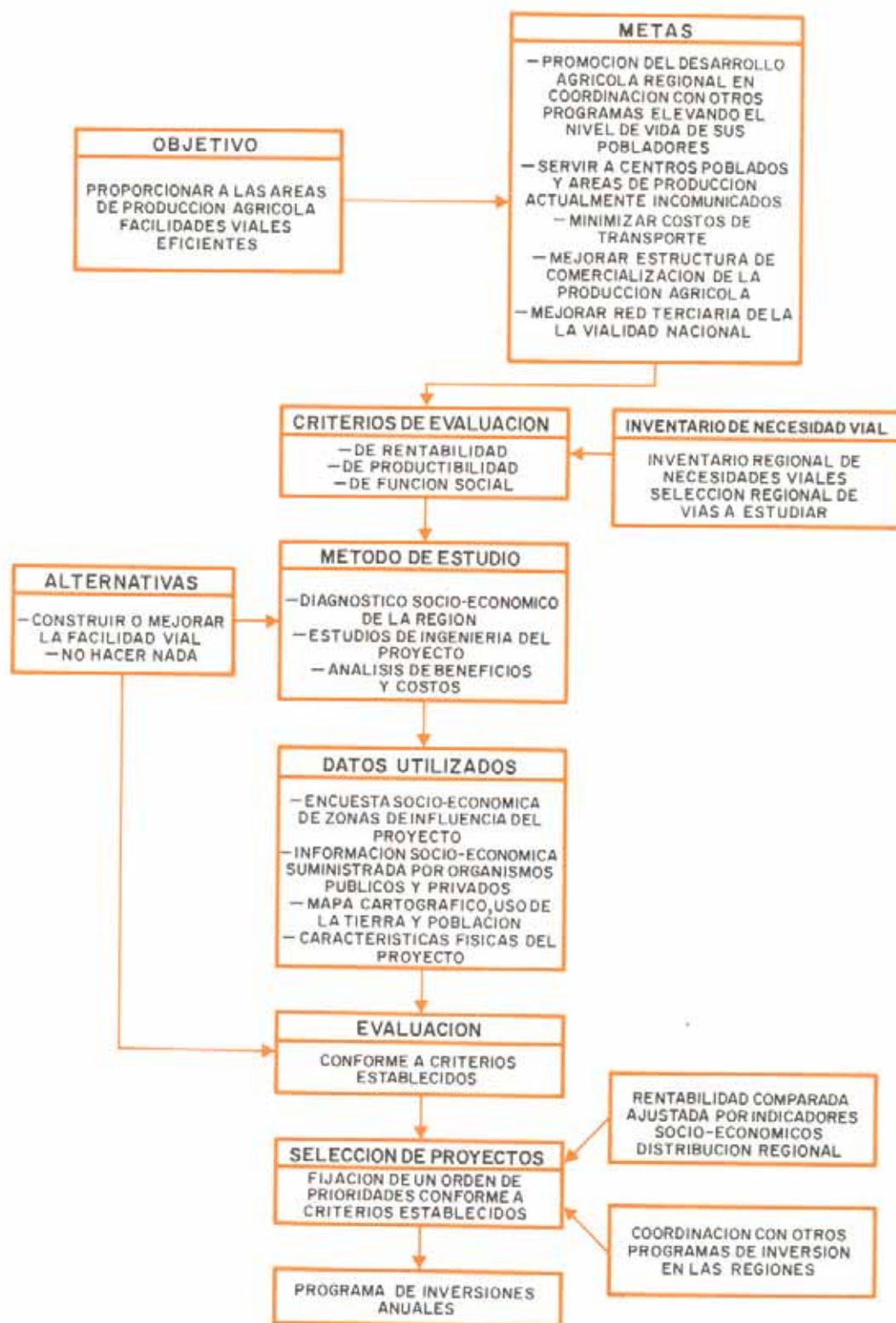


Fig. I-4. Procedimiento para el análisis de factibilidad y selección de proyectos de caminos vecinales, seguido por el MOP en su Programa PRIDA (Programa Integral de Desarrollo Agrícola).

Al homologar una carretera dentro de los planes nacionales de transporte, es necesario clasificarla y asignarle características de diseño. Para ello conviene tener presente que una carretera es una inversión a muy largo plazo. En consecuencia, debe proyectarse pensando más en las necesidades futuras que en las presentes. Hoy en día, una carretera no se limita a enlazar dos puntos geográficos. Una carretera viene a satisfacer una necesidad económica de una región, a servir de enlace a toda una zona, a llevar los productos y materias primas que se necesitan, a dar salida a todos los frutos y artículos que se produzcan. Una carretera tiene una importancia clave en el crecimiento de una zona. Una carretera origina siempre una zona de influencia, condicionada por la topografía de la región que atraviesa y por sus características.

Del estudio económico de la zona de influencia, surge el tipo de vehículo que predominará en la vía. Del estudio del tráfico de la región, se podrá prever la proporción idónea entre el volumen del tráfico actual y el futuro. De las caracte-

terísticas de los vehículos predominantes y de los datos de tráfico, se deducirá el tipo de vía requerido y las especificaciones para su diseño geométrico ²⁴.

En Venezuela las carreteras se clasifican oficialmente según la designación de Troncal, Local, Ramal y Subramal ²⁵.

Las carreteras *troncales* son carreteras interestatales entre los centros poblados de mayor importancia del país. Contribuyen a la integración nacional, al desarrollo económico del país, y proveen interconexión regional y comunicación internacional.

Las carreteras *locales* son de interés regional. Permiten la comunicación entre centros poblados y vías de mayor importancia, y reúnen el tránsito proveniente de ramales y subramales.

Los *ramales* o *caminos secundarios* intercomunican centros poblados de menor importancia y proveen el acceso de éstos a las carreteras principales. Son de interés local y cumplen una función de gran importancia en el sistema vial del país: la de alimentar y distribuir el tráfico que circula por

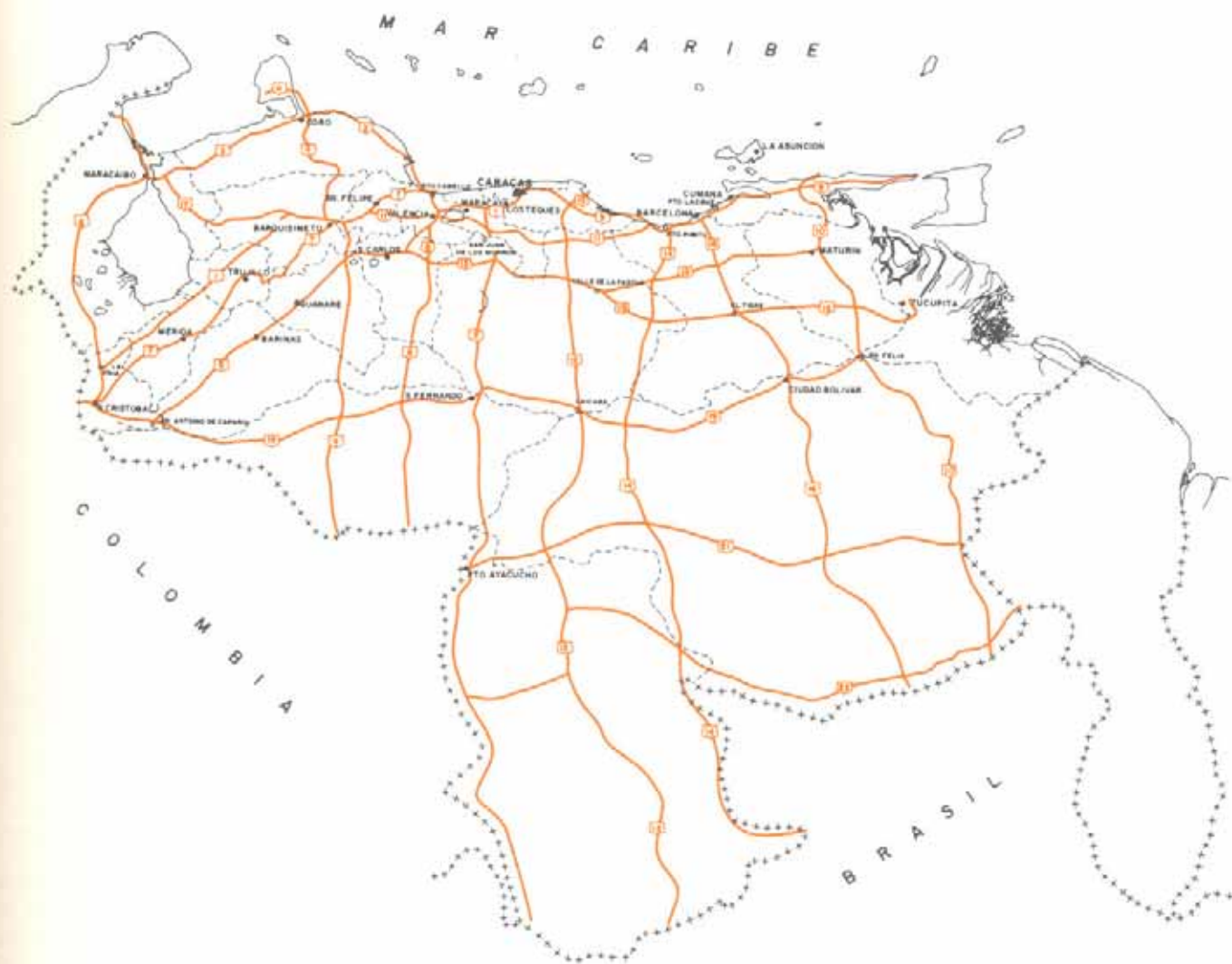


Fig. 1-5. Red de carreteras troncales en Venezuela.



Fig. I-6 a). Carretera con superficie pavimentada (Carretera Santa Fe - Onoto, Venezuela).



Fig. I-6 b). Carretera con superficie engrazonada (Carretera Troncal 9, Venezuela).

las carreteras troncales; sin ellos, éstas no tendrían zona de influencia, excepto en sus puntos terminales.

Los *subramales* proveen acceso a fundos y otras explotaciones.

Aparte de estas denominaciones, se han establecido otras clasificaciones; de acuerdo al sistema administrativo del cual depende la carretera para su ejecución o mantenimiento, o conforme a las características de su carpeta de rodamiento. Así se tienen: carreteras nacionales, estatales, de entidades oficiales, particulares y de sistemas cooperati-

vos; y carreteras de concreto, asfalto, granzón, tierra tratada y simplemente de tierra.

El conjunto de todas las carreteras existentes en el país constituye la *red o sistema vial de la nación*. Unas y otras se complementan y ninguna de ellas es de menor importancia, pues si el camino secundario es esencialmente una vía de comunicación para el transporte de productos agrícolas hacia los mercados de consumo, junto con las carreteras locales contribuye a distribuir el tráfico que circula por las carreteras troncales.



Fig. I-8. La nueva Autopista viene a sustituir a la carretera vencida en su trazado y capacidad.

1.3. ALCANCE DEL PROYECTO DE CARRETERAS Y DE LA FUNCION DEL INGENIERO

Definida la necesidad de construir una carretera y fijadas sus características, la elaboración del proyecto es la etapa intermedia entre la planificación y la construcción.

Como se indicó en el Parágrafo 1.1, la elaboración del proyecto es privativa del ingeniero y abarca las etapas de selección y evaluación de las rutas, el estudio de trazados alternos y la preparación del proyecto propiamente dicho.

La *selección de la ruta* engloba todo el proceso preliminar de acopio de datos, estudio de planos, reconocimientos y localización de las poligonales de estudio. Del análisis y evaluación de las diferentes rutas posibles para un trazado surgirá una que reunirá las mejores cualidades y sobre la cual se realizarán los estudios detallados que conducen al proyecto.

El *proyecto* de la vía corresponde a la localización del eje definitivo, a la selección de las curvas de enlace, a la determinación de los volúmenes de tierra a mover, al establecimiento de los sistemas de drenaje, a la estimación de las cantidades de obra a ejecutar, al replanteo del trazado en el terreno, etc. Se realiza en dos etapas de alcances diferentes: la de anteproyecto y la de proyecto. Con ellas, el ingeniero ha concluido, aparentemente, su intervención en el proceso de crear una carretera.

Sin embargo, finalizada la elaboración de un proyecto, la función del ingeniero no ha terminado. Será la construcción de la obra lo que materializará la idea original y lo que vendrá a poner a prueba, en definitiva, el ingenio y la técnica que se hayan empleado durante el estudio y proyecto. Es por ello que la participación del ingeniero proyectista durante la construcción, como inspector o como consultor de la obra, es vital. Pero, aun con la obra terminada, ésta no puede ser abandonada por el ingeniero. Para que preste a los usuarios el servicio previsto, será indispensable que los distintos elementos de la vía sean mantenidos y conservados. Más aún, con el tiempo, no obstante los programas de mantenimiento que en forma regular se apliquen, la superficie y otros elementos estructurales de la vía podrán requerir intensos trabajos de reparación o rehabilitación total que requieran la atención del ingeniero. A ello seguirá, en años posteriores, la necesidad de rectificar el trazado y de mejorar las características de la sección transversal, a fin de que la carretera pueda seguir prestando servicio al mayor número de vehículos que, con los años, estará haciendo uso de ella. Finalmente, llegará el momento en que la vía habrá de abandonarse para dar paso a una nueva carretera o autopista, para así atender a la creciente demanda de servicio. Nuevamente el ingeniero deberá intervenir para concebir y proyectar otro ciclo de vida de la carretera.

1.4. ESTUDIOS DE RUTA PARA EL TRAZADO DE CARRETERAS

La primera etapa en la elaboración de un proyecto vial consiste en el estudio de las rutas.

Por *ruta* se entiende la faja de terreno, de ancho variable, que se extiende entre los puntos terminales e intermedios por donde la carretera debe obligatoriamente pasar, y dentro de la cual podrá localizarse el trazado de la vía.

Como quiera que las rutas pueden ser numerosas, el estudio de las mismas tiene por finalidad seleccionar aquella que reúna las condiciones óptimas para el desenvolvimiento del trazado. El estudio es, por consiguiente, un proceso altamente influenciado por los mismos factores que afectan al trazado, y abarca actividades que van desde la obtención de la información relativa a dichos factores hasta la evaluación de la ruta, pasando por los reconocimientos preliminares.

1.4.1. FACTORES DE LOCALIZACION DE UNA CARRETERA

Muchas veces, un buen número de las variables que determinan la dirección general de una ruta no caen en manos del ingeniero o de la comisión encargada del estudio y proyecto de esa vía. Así, por ejemplo, consideraciones de orden político, entre otras, pueden imponer el paso de las carreteras por localidades que constituyen grandes controles de paso o *controles primarios*.

Sólo después que estos controles quedan establecidos es cuando interviene el redactor del proyecto, es decir, el ingeniero, acompañado de distintos especialistas, quienes, entonces, no son dueños de apartarse de esos grandes controles, sino que deben respetarlos escrupulosamente.

Es a partir de este momento, y entre esos controles primarios, que la guía de localización se hace técnica y de presupuesto, y el responsable es el ingeniero.

Para el ingeniero, la localización de una carretera, y por ende su diseño, está altamente influenciada por la topografía, las características geológicas y de los suelos, el drenaje, la necesidad de preservar la integridad física, social y ambiental de la zona perturbada por el paso de la vía, y el uso de las tierras atravesadas. Es por ello que todos estos aspectos de localización y diseño han de intervenir, a su vez, de una manera determinante, en la selección de la ruta, constituyendo los *controles secundarios* para el trazado de la vía.

La *topografía* es uno de los factores principales en la localización de una carretera. Generalmente afecta a los alineamientos, pendientes, visibilidad y sección transversal de la vía.

Montañas, valles, colinas, pendientes escarpadas, ríos y lagos imponen limitación en la localización y son, por consiguiente, determinantes durante el estudio de las rutas.

A menudo, las cumbres de los cerros son buenas rutas. Los valles son también rutas excelentes, si siguen la dirección conveniente.

Si la carretera cruza una montaña, el paso entre ellas o abra constituye un control. Cuando el problema a resolver consiste en obtener mayores desarrollos del trazado para vencer desniveles pronunciados, la pendiente máxima admisible es, de por sí, un control.

Algunas veces los obstáculos topográficos pueden ser iguales, en cuyo caso la orientación geográfica constituye un control para la ruta. Esta orientación significa muy poco en los trópicos, pero en los climas fríos, donde los taludes que reciben directamente los rayos del sol están generalmente más libres de hielo y de nieve durante el invierno, debe tenerse muy en cuenta.

Las *características físicas y condiciones geológicas* son también factores importantes en el criterio a adoptarse en la localización de las vías.

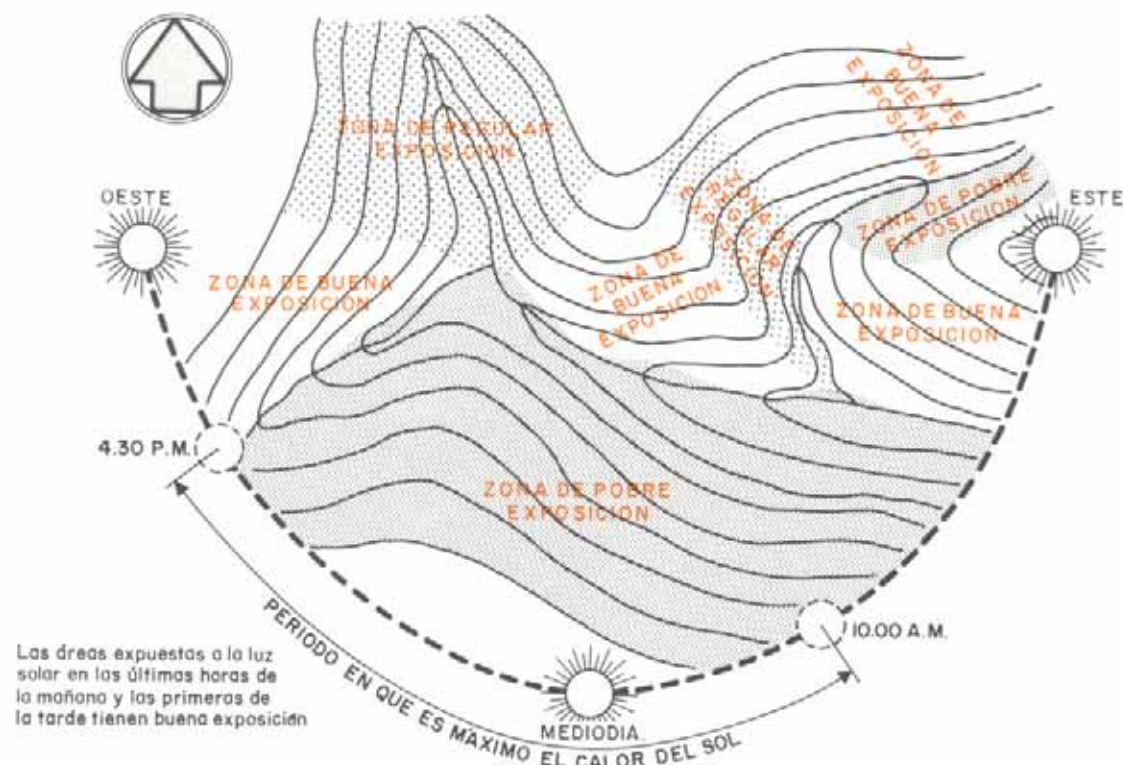


Fig. 1-9. Relación de topografía a exposición solar en las latitudes septentrionales.

La presencia de zonas inestables, proclives a deslizamientos y derrumbes, las áreas pantanosas, la secuencia estratigráfica de las unidades geológicas, incluyendo tipo de rocas, relaciones entre sí y tipo de estratos, las características litológicas, tales como la cementación, porosidad, permeabilidad, etc., de cada uno de los tipos de rocas de las distintas unidades encontradas (ígneas, sedimentarias o metamórficas), son factores de gran peso en la selección de una ruta.

Las normas para el estudio geotécnico de carreteras dictadas por el Ministerio de Obras Públicas²⁶, cuyo capítulo referente al estudio geotécnico preliminar se reproduce en forma de Apéndice al final de este capítulo, contemplan, en forma amplia, la naturaleza de los estudios geotécnicos a realizar antes de fijar el trazado de una vía.

Además de la influencia de los factores topográficos y geotécnicos citados, en un estudio de trazado es esencial subordinar el estudio puramente topográfico a un amplio reconocimiento de los suelos y de los yacimientos de materiales de toda la zona interesada por el proyecto, ya que cada vez que el estudio topográfico precede al reconocimiento pedológico, las condiciones puramente geométricas prevalecen sobre las demás y el trazado propuesto adquiere rápidamente el valor de un dato básico que no se puede descartar, quedando la búsqueda de suelos y yacimientos limitada a los alrededores inmediatos. Esto significa privarse deliberadamente de fuentes de materiales cuya utilización racional puede mejorar enormemente la economía del proyecto.

Otros factores determinantes que debe tener en cuenta el ingeniero para la ubicación de una ruta son los constituidos por los *desarrollos físicos*, tales como las ciudades, pueblos y caseríos, la vialidad existente, el cruce de ríos y la distribución de la red hidrográfica, la presencia de bosques y zonas cultivadas, las divisorias político-administrativas, los asentamientos étnicos y las áreas históricas. Asimismo, debe tener presente las *restricciones ambientales* que hoy se imponen a todo desarrollo, tales como el control de la contaminación atmosférica y acuática, la limitación de los ruidos, etcétera, y el *uso de la tierra*, pues si bien una carretera no puede crear tierra, puede, en cambio, modificar el carácter y uso de la misma y poner en uso la tierra que anteriormente tenía poco valor, la cual comienza entonces a rentar o proporcionar una mayor renta, pues las buenas carreteras actúan como catalizadoras del progreso económico.

1.4.2. OBTENCION DE LA INFORMACION

Dado que la topografía, la geología, los drenajes y el uso de la tierra tienen un efecto pronunciado en la localización y en la determinación del tipo de carretera a proyectar, desde un principio del estudio debe obtenerse información relativa a ello. Esta información, junto con los datos de tráfico y vehículos, constituyen los mayores controles para la localización y diseño de las carreteras.

La información requerida en la etapa de localización puede provenir de distintas fuentes, principalmente de los

Cuando el estrato de roca cae en esta posición, este lado del valle es generalmente más empinado que el lado opuesto. Sin embargo, un trazo en el lado escarpado puede costar realmente menos si hubiera posibilidad de deslizamientos de los estratos en el lado más plano

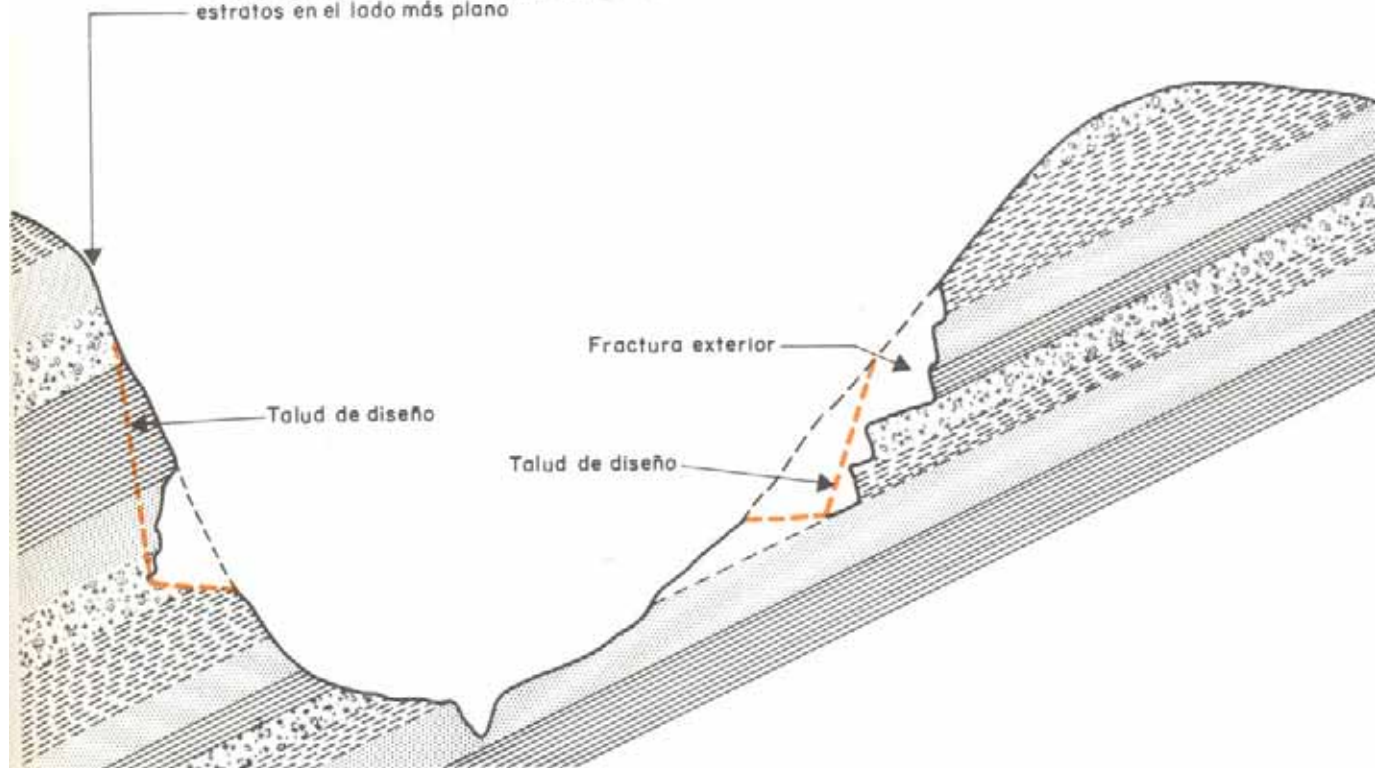


Fig. 1-10. Influencia del buzamiento de los estratos en la estabilidad de los taludes de corte.

planos de la región, fotocroquis, recorrido de las zonas de estudio y de estudios ya existentes.

Las principales fuentes de información con que se cuenta en Venezuela son: el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (antes Ministerio de Obras Públicas), la Cartografía Nacional, el Ministerio de Fomento, las compañías petroleras, las empresas aerocartográficas privadas, las fuentes económicas del Banco Central, etc.

El Ministerio de Obras Públicas, a través de la Dirección de Cartografía, ha publicado un mapa físico y político de Venezuela en escala 1:1.000.000, un atlas de Venezuela compuesto de cartas cuyo conjunto abarca todo el territorio nacional, en escalas 1:250.000, 1:100.000 y 1:25.000, y un atlas de planos de las principales ciudades del país y sus alrededores, en escala 1:10.000.

Cada carta al 1:250.000 comprende nueve cartas al 1:100.000, y en cada una de estas últimas caben 48 cartas al 1:25.000. Estas van numeradas de 01 a 48, de izquierda a derecha y de arriba a abajo. De esta manera, para designar una carta al 1:25.000 se nombra primero la cifra de la carta al 1:100.000 que la comprende, y luego las propias de la carta.

Un índice completo de estas cartas («Índice Regional de Misiones Aerofotográficas») puede obtenerse en la Cartografía Nacional.

Asimismo, la Dirección de Cartografía ha realizado vuelos para levantamientos aerofotográficos y tiene a disposi-

ción de los proyectistas fotografías aéreas de numerosas regiones del país.

1.4.3. ELABORACION DE LOS CROQUIS

El estudio inicial de las rutas se realiza, generalmente, sobre una carta, o sobre fotografías de la región. Sabido es que unas y otras son una representación del terreno, obtenida por proyección sobre un plano, de una parte de la superficie esférica de la Tierra. El relieve del terreno puede aparecer representado en la carta de muy diversas maneras. La más usual es por medio de curvas de nivel, curvas que enlazan puntos del terreno situados a la misma cota.

Sin tomar en cuenta el efecto de curvatura terrestre, en las cartas y fotografías las dimensiones del terreno son reducidas en una relación llamada *escala* de la carta o de la fotografía, la cual se expresa en forma de fracción: 1:50.000, 1:100.000, etc., lo que significa que un metro medido sobre el plano representa 50.000, 100.000, ..., etc. metros en el terreno. Las principales cartas que se utilizan en la elaboración del croquis de una vía son las editadas en escalas 1:25.000 y 1:100.000. Las cartas al 1:25.000, que son las más usadas, son de 5' de longitud por 5' de latitud.

Con los datos obtenidos de las cartas o de las fotografías, el ingeniero logra formarse una buena idea de la región. Sobre ellas puede señalar los desniveles, los cursos de agua,

las filas montañosas, los cruces con otras vías, etc. También puede marcar en ellas, de las informaciones recogidas a través del material de consulta que se ha reunido previamente, los datos de población, zonas de producción, intensidad de lluvias, tipos de terrenos y formaciones geológicas, etcétera.

Además, deben indicarse con especial cuidado los controles primarios que guían el alineamiento general de la vía y por los cuales ésta debe incuestionablemente pasar. Para ello, las vías en estudio se dividen en *sectores* y éstos en *tramos*.

Generalmente, una vía se designa con los nombres de los pueblos extremos que enlaza; pero si ello no es suficiente para precisar la ruta, se indica entonces algún otro paso intermedio. En la figura 1-11, la carretera se ha dividido en dos sectores. El Clavo-Las Tucacas y Las Tucacas-Barcelona.

Si aún se quisiera precisar más los puntos de enlace, se podría dividir el primer sector en los tramos El Clavo-Cúpira-Boca de Uchire-Las Tucacas y el segundo en los tramos Las Tucacas-Clarines-Piritu-Juncal-Barcelona.

En las cartas o fotografías deberán subrayarse también los puntos de paso o controles secundarios de las vías, tales como caseríos, carreteras existentes, sitios de puentes, zonas de terreno firme, cruce con otras vías, minas, bosques, etc.

De esta manera, orientado el alineamiento general de la carretera y con los datos adquiridos y anotados sobre las cartas o en las fotografías, será posible señalar en ellas va-

rias líneas o *croquis* de la vía que determinarán fajas de terrenos de ancho variable o *rutras*, sobre las cuales será posible ubicar el trazado de la carretera.

1.4.4. RECONOCIMIENTOS PRELIMINARES

Una vez elaborados los croquis, empieza el trabajo de campo o reconocimiento preliminar.

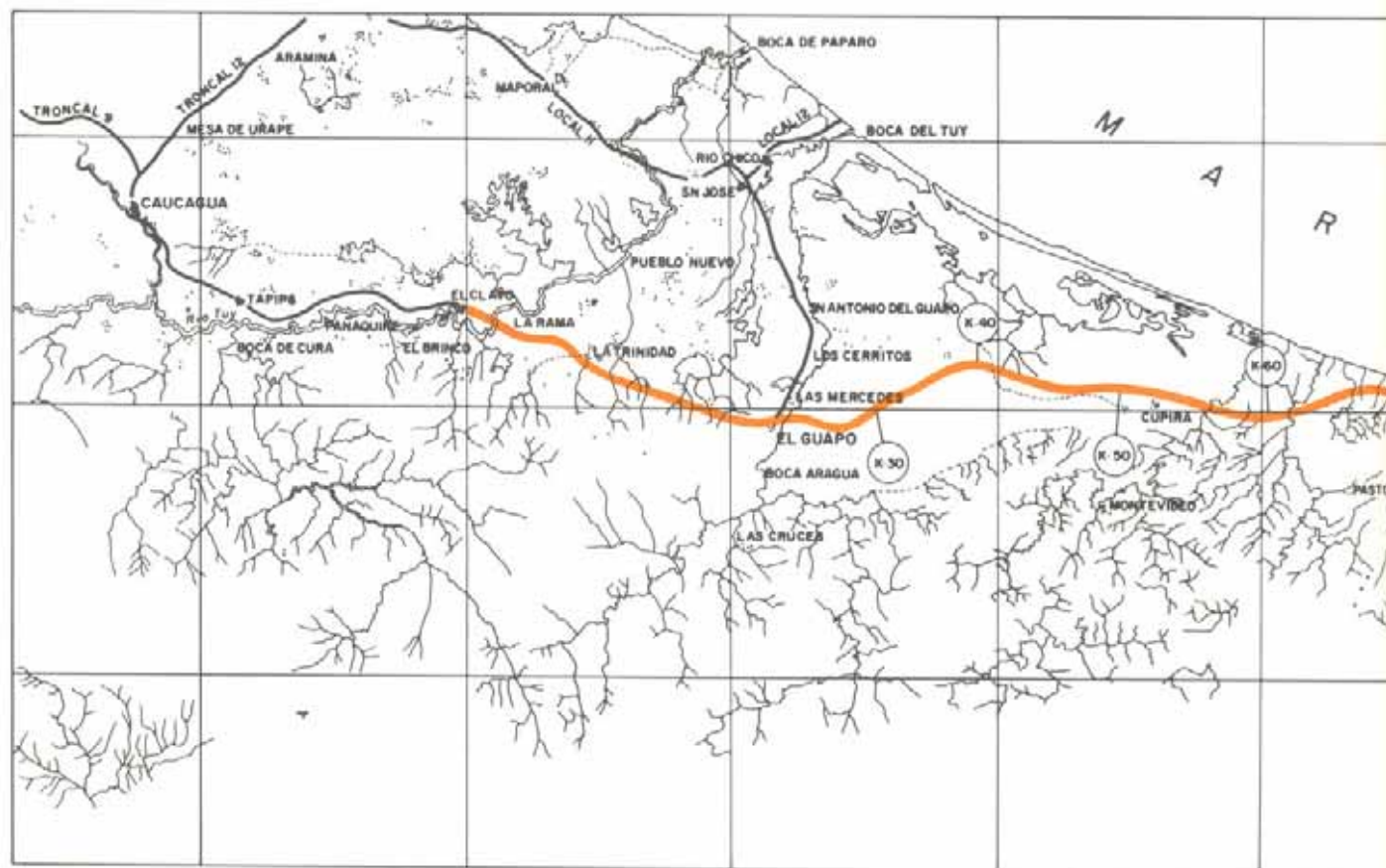
El *reconocimiento* es el examen general de las fajas o zonas de terreno que han quedado determinadas por los croquis.

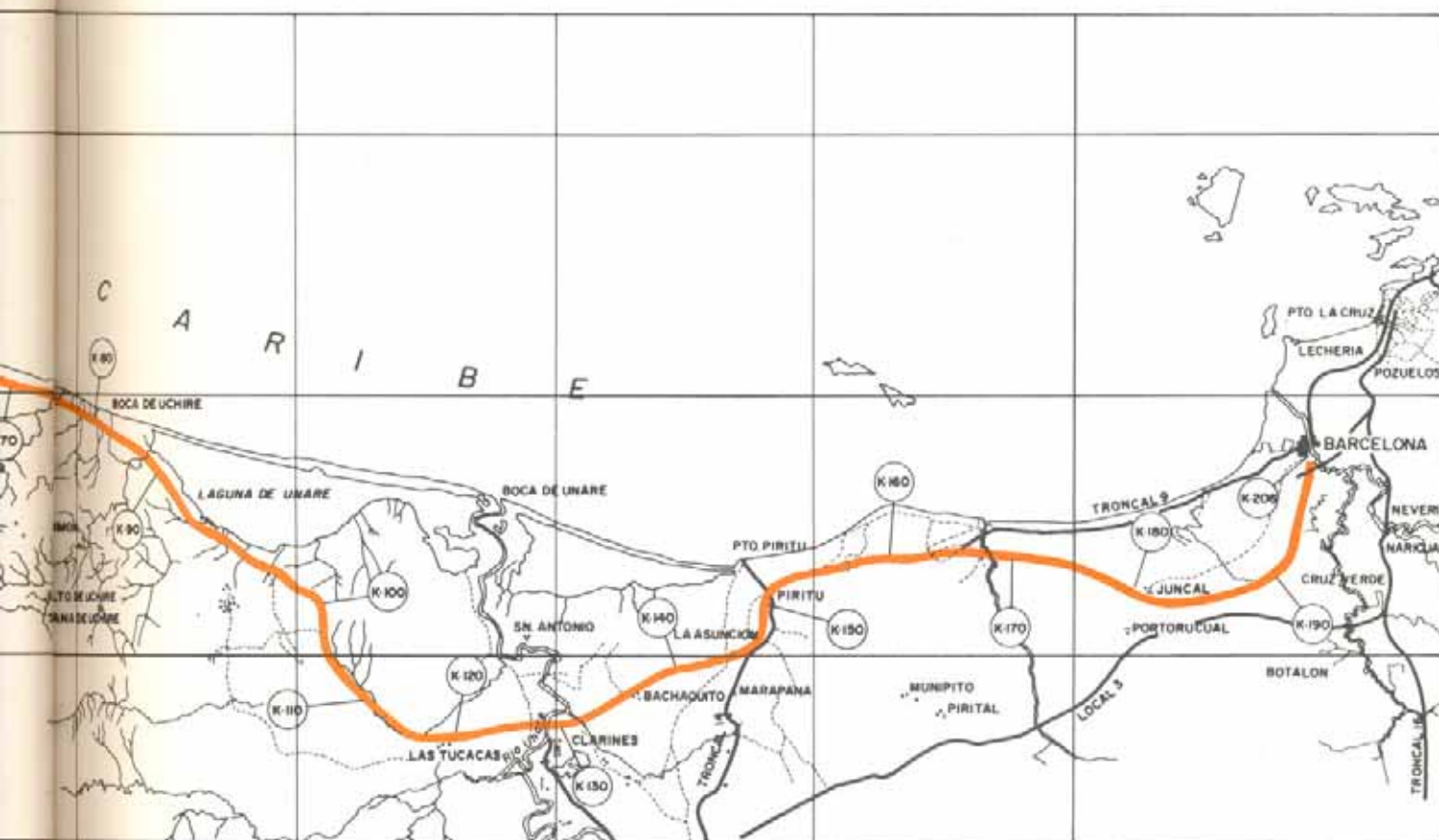
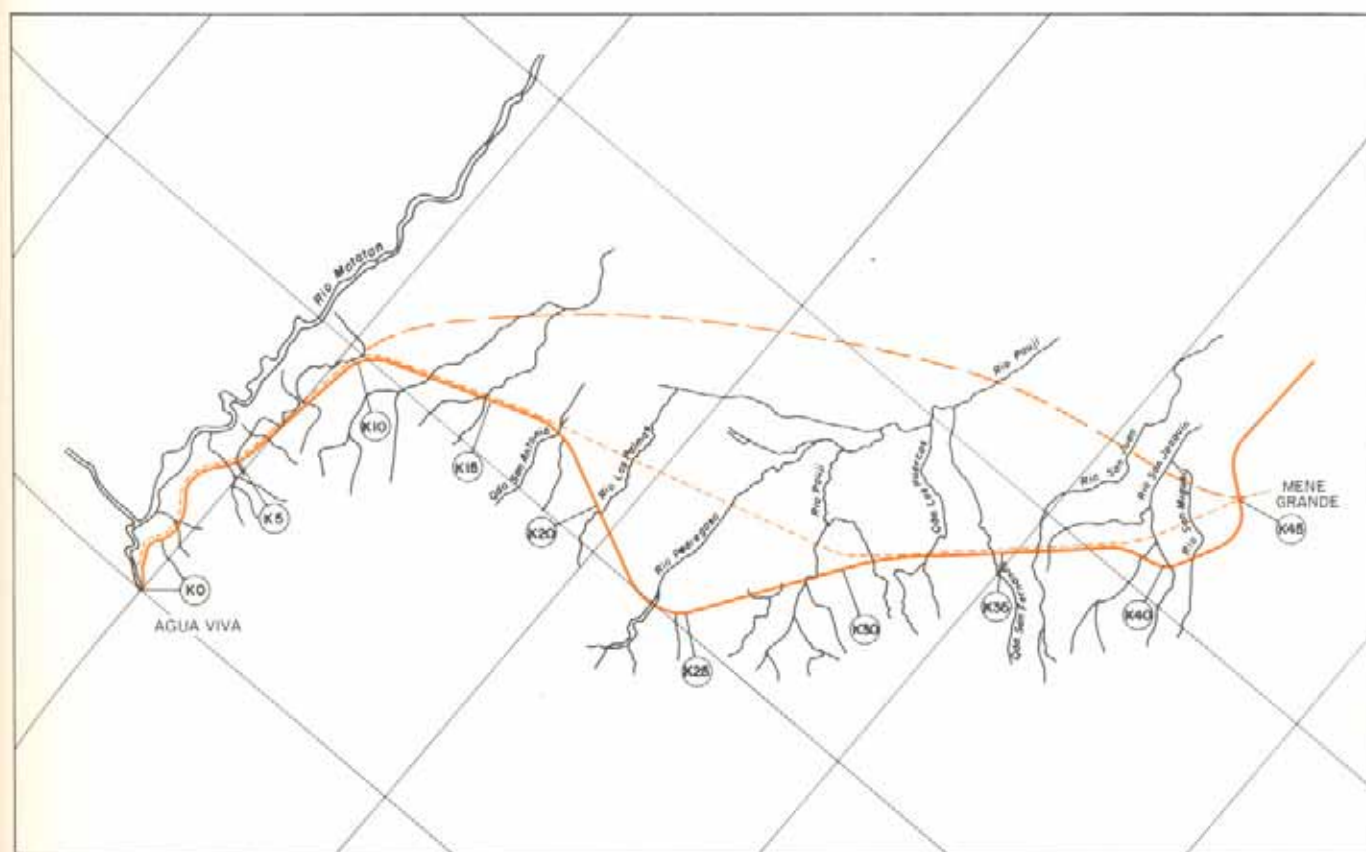
Su finalidad es la de descubrir las características sobresalientes que hacen a una ruta superior a las demás; sirve también para obtener datos complementarios de la región, tener una idea del posible costo de la construcción de la carretera propuesta, anticipar los efectos potenciales de la carretera en el desarrollo económico de los terrenos que atraviesa y estimar los efectos destructivos que pudiera tener en el paisaje natural.

Al efectuar el reconocimiento preliminar, el ingeniero examina, más que una línea particular, toda una faja de terreno, buscando los controles o las características que están a favor del trazado.

Con los datos obtenidos durante el reconocimiento preliminar y con la información reunida con anterioridad a él, el ingeniero se formará un criterio que le permitirá seleccionar las rutras que ameritarán estudio topográfico.

Fig. 1-11. Esquema de la ruta de la carretera El Clavo - Barcelona, Venezuela.





El reconocimiento debe ser un trabajo rápido y de carácter general y puede realizarse recorriendo la ruta a pie, sobrevolando la región o por interpretación de fotografías aéreas.

En el primer caso, el ingeniero encargado del reconocimiento debe llevar consigo los instrumentos adecuados para la determinación de las elevaciones relativas, la obtención de rumbos y la medida de pendientes. Los barómetros ane-

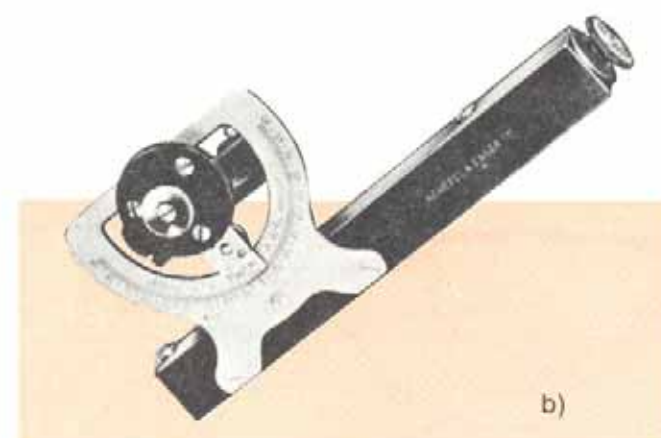
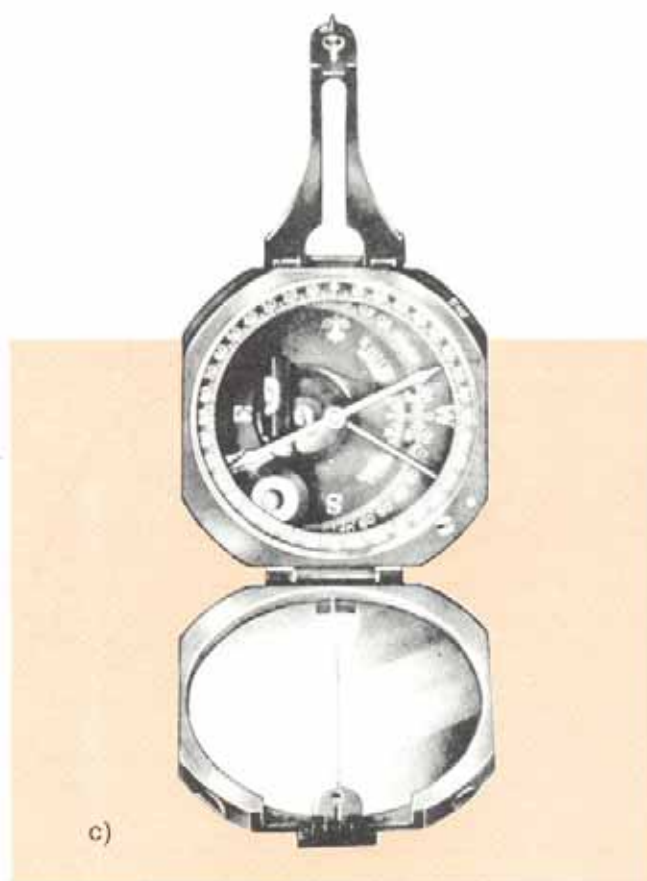


Fig. I-13. Instrumentos usados en los reconocimientos: a) barómetro; b) nivel de mano; y c) brújula.



roides, las brújulas y los niveles de mano o clisímetros sirven perfectamente para el trabajo.

Un método de reconocimiento terrestre que puede dar buenos resultados es el explicado en el siguiente ejemplo:

Sean los puntos A y B, indicados en el plano de la figura I-14, los que van a enlazarse.

Como comienzo de la exploración se sale de B hacia A. Situados en B, se visualiza mentalmente un arco de círculo sobre el terreno, con B como centro y radio de dos a veinte kilómetros, según la topografía de la región. En terrenos escabrosos, este arco debe ser por los menos de 200 grados, pero en terrenos planos puede ser menor. En el ejemplo, la presencia de un punto plano a través de la colina E en la dirección de A puede determinar el comienzo del arco.

Antes de explorar la región comprendida dentro de este primer arco, para salir de él, el ingeniero debe preguntarse cuántas rutas son posibles para pasar de B hasta más allá del arco trazado y cuáles son los méritos comparativos. Generalmente habrá tres o cuatro posibilidades para atravesar este arco y ellas aparecerán claramente como las mejores o únicas soluciones.

Un segundo arco mental puede ser trazado teniendo a B como centro, pero no siendo ya necesario que tenga 200 grados de amplitud, sino lo suficiente para que cubra la ruta hacia A desde todo paso posible del primer arco; el límite de este arco en dirección de A puede ser un obstáculo topográfico que amerite estudio, un pueblo o una ciudad.

Para cruzar este arco, el método es el mismo que para el primero.

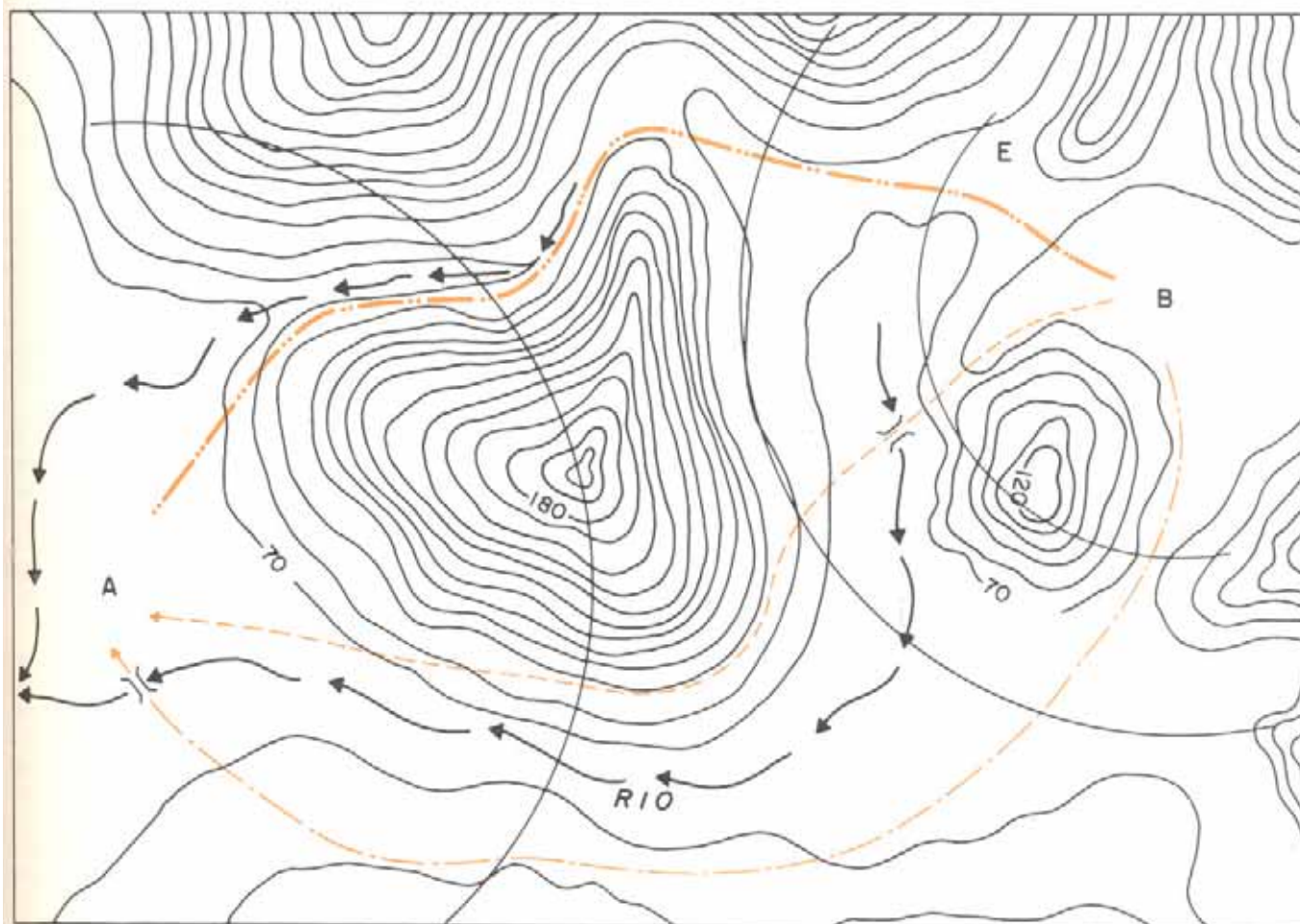


Fig. 1-14. Ejemplo de reconocimiento terrestre.

En este momento se está ya tan alejado de B que no se puede cubrir visualmente, ni aun del modo más vago, toda el área que se debe investigar. Debe entonces olvidarse momentáneamente la parte dejada atrás y determinar una serie de puntos de paso en el segundo arco que permitan la aproximación a A.

Cuando el reconocimiento se ha aproximado a A, el trabajo deberá desarrollarse trasladándose al punto A y trazando arcos que tengan a A como centro.

En general, una línea difícil entre dos puntos de control deberá ser estudiada empezando, independientemente, en los dos extremos. Una ruta obvia iniciada desde A hacia B puede llevar a un trazado defectuoso, que probablemente podría evitarse comenzando el reconocimiento en B y llegando a A. Es particularmente importante que la sola falta de datos no excluya la consideración de alguna ruta general que pudiera resultar superior a alguna ruta obvia que se hubiera seleccionado.

En caso de disponer de fotografías aéreas, éstas resultan de particular ventaja para los reconocimientos preliminares. Las fotografías indican la forma del terreno, su uso, los diferentes tipos de suelos, etc. Permiten, además, señalar sobre ellas los tramos entre terminales, los objetivos y controles secundarios, y ayudan a la selección de la mejor ruta, basándose en la dirección, curvas y características de las pendientes.

En el estereograma de la figura 1-15 se señalan segmen-

tos de dos rutas alternativas que atraviesan un área montañosa y boscosa ²⁷.

Observando estas fotografías estereoscópicamente, se puede apreciar que la línea negra está más afectada de cambios de pendientes que la línea blanca. Esta alternativa se ha desarrollado así para aprovechar un terreno de topografía ondulante, suelos más estables, menor número de cruces de cauces y reducido movimiento de tierras.

1.4.5. RECOMENDACIONES SOBRE LOS RECONOCIMIENTOS PRELIMINARES

En la elección de las rutas y en el reconocimiento preliminar es posiblemente donde está más comprometida la responsabilidad del ingeniero vial. En el reconocimiento preliminar interviene de una manera determinante el factor personal. Por sus características, el reconocimiento sigue siendo todavía más bien un arte que una ciencia.

Por estas razones, no es posible dar indicaciones generales sobre el procedimiento a seguir en los reconocimientos preliminares, aunque algunas recomendaciones particulares pueden resultar valiosas.

Las ya clásicas reglas de Wellington ²⁸ pueden resultar útiles. Estas establecen:

1. No debe hacerse reconocimiento de una línea sino de toda un área, observando una faja lo más ancha posible a ambos lados de la línea que une los puntos extremos.

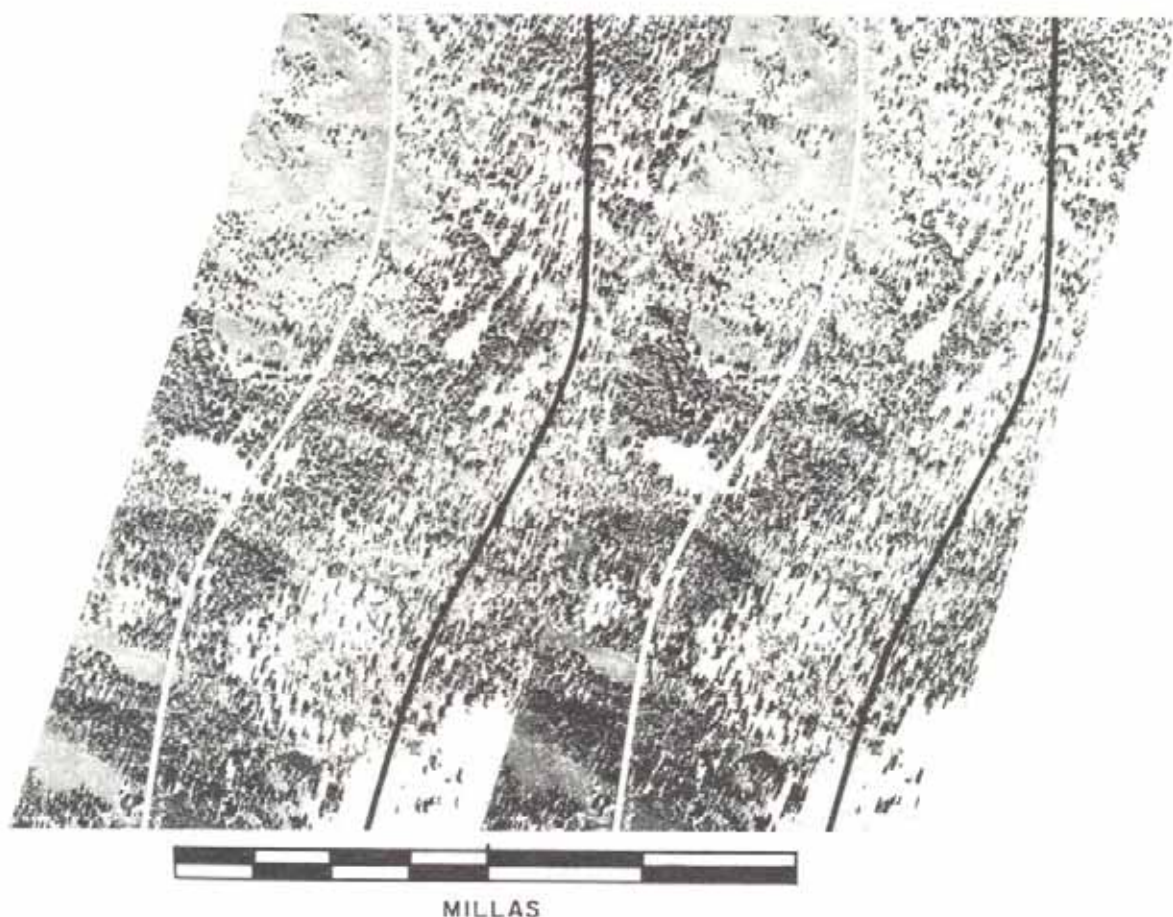


Fig. I-15. Estudio de rutas alternas sobre un estereograma.

2. Toda opinión preconcebida a favor de una línea en particular debe ser abandonada, especialmente si es en favor de la línea que parece la más obvia.

3. Hay que evitar la tendencia a exagerar los méritos de las líneas cercanas a carreteras o lugares muy poblados.

4. Desigualdades de terreno, puntos rocosos, cuevas empinadas, pantanos y todo lo parecido, ejerce una influencia mal fundada en la mente del explorador.

5. Las líneas difíciles de recorrer a pie o de vegetación muy tupida parecen peor que lo que en realidad son.

6. A medida que el reconocimiento avanza, debe hacerse mentalmente un mapa hidrográfico de la región.

7. El ingeniero debe dar, como regla invariable, poco crédito a toda información desfavorable, sea cual fuere su origen, que no esté de acuerdo con su criterio.

Otras recomendaciones que deben tenerse presente durante los reconocimientos preliminares, relacionadas con la topografía, geomorfología y desarrollos físicos, son las siguientes:

En las áreas de costa, los factores que afectan el trazado son los pantanos, ríos, estuarios de marea, promontorios, ciudades, puertos, aeropuertos, ferrocarriles y carreteras existentes. En dichas zonas, las fotografías verticales aéreas son extremadamente útiles para seguir la línea del trazado por ellas, manteniendo un alineamiento razonable y haciendo el menor daño posible a la propiedad.

Los ríos de las montañas, al desembocar en las planicies costeras dejan su carga de grava y cieno y forman conos aluviales planos o abanicos, a veces de varios kilómetros de

ancho. Durante las inundaciones, estos ríos pueden divagar por encima de sus abanicos y encontrar nuevos canales a distancias considerables de los antiguos, con lo que se cambia continuamente la zona de inundación. Un punto de estabilidad relativa del canal, aunque sea en una sola margen, puede ser un control de trazado importante.

En estos casos, el mejor lugar para cruzar el río es, generalmente, el punto de la desembocadura donde el canal está establecido, aunque para ello se requiera alargar el trazado para alcanzar este punto.

Algunas veces, para cruzar pantanos o terrenos bajos, sujetos a inundaciones, se requiere utilizar material de préstamo para elevar el nivel de la carretera a uno superior al de las aguas altas. A menudo, el material existente en tales lugares dentro del derecho de vía no es apropiado para ser aprovechado como material lateral de préstamo. En esos casos, las canteras de préstamo de material adecuado, dentro de una distancia razonable de transporte, pueden ser controles del trazado.

Al hacer un trazado a través de terrenos planos, por lo general las tangentes largas resultan convenientes, aunque debe usárselas con cierta restricción.

El trazador no debe vacilar en romper largas tangentes para reducir los costos del derecho de vía o para evitar los obstáculos naturales o artificiales. Las curvas que conectan tangentes de gran longitud deberán ser suficientemente largas y suaves.

Al trazar en terrenos ondulados, un alineamiento que contenga largas tangentes muy raras veces brinda una buena

línea de pendiente. En la mayoría de los casos, un alineamiento con repetidas curvas que vayan bordeando los cerros, que busque los puntos de paso y tome ventaja de los cerros bajos o de los valles resulta de construcción más económica, aunque la distancia sea ligeramente mayor.

Al seguir el curso de un río, la pendiente de la corriente de agua es un control y, por lo general, es recomendable mantener la rasante de la carretera lo suficientemente alta, de modo que el extremo inferior del talud de los rellenos esté sobre el nivel de las aguas altas. Los trazados a lo largo de un río son frecuentemente muy costosos, ya que, a menudo, es necesario cruzar de una orilla a otra para evitar grandes movimientos de tierras, alineamientos inconvenientes, o ambos.

En terreno montañoso o cubierto de cerros que sigan la dirección general del trazado, es probable que la mejor ubicación sea la que sigue la cumbre de éstos. Esta solución podrá ser, muy frecuentemente, la más económica, aunque resulte de mayor longitud y más tortuosa que un trazado a campo traviesa. Por otra parte, los trazados que siguen los cerros requieren menos y menores estructuras de drenaje que los que se desarrollan por los valles o a campo traviesa.

En trazados por cerros, los pasos más bajos constituyen puntos de control. La rasante tendrá que satisfacer las alturas de los pasos y rodear las cumbres de los cerros por los que atraviesa. El trazador podrá llevar su trazado de un lado de la cadena de cerros al lado opuesto para poder aprovechar la topografía favorable y lograr la orientación que mejore el alineamiento o la pendiente.

Por otra parte, tanto para razones de trazado como por economía y estética, al trazar una carretera deben tenerse siempre presente los siguientes objetivos:



Fotografía cortesía del Ministerio de Obras Públicas, Venezuela.

Fig. I-16. Desarrollo de carretera por terreno plano. (Autopista Regional Central, Venezuela.)

1. Que se debe reducir a un mínimo el perjuicio al terreno y la modificación de su topografía natural.
2. Que se deben proveer medios para la restauración de los costados de los caminos por medios naturales.

Estos objetivos son importantes, ya que una carretera no puede ser construida sin tener un efecto destructivo sobre la topografía y el uso del terreno.



Fotografía cortesía del Highway Research Board.

Fig. I-17. Alineamientos independientes para reducir el área perturbada por la carretera.



Fotografía cortesía del Highway Research Board.

Fig. I-18. Terraceamiento de un talud de corte para evitar la erosión.

En áreas vírgenes, el equilibrio de las fuerzas resultantes de la acción de la naturaleza durante eras es trastornado cuando la carretera es construida. Por ello, cuanto mejor encaje la carretera en la topografía mediante la concordancia con las fuerzas naturales de la región y cuanto mejor se

adapte al uso del terreno, tanto más segura y menos costosa será su construcción y futuro mantenimiento.

Además, una carretera deberá estar ubicada en tal forma que se puedan hacer en ella mejoras de tiempo en tiempo, sin que para ello sea necesario tener que alterar su posición, cuando el tráfico aumente de manera tal que la capacidad original resulte insuficiente. Debe tenerse presente que elevar el nivel técnico de una carretera requiere a menudo obras extensas y costosas: nuevos cortes y terraplenes, tramos completos de nueva construcción, realineamiento de puentes y túneles, rediseño de cruces, etc., a veces en sitios caros, como las zonas urbanas y sus alrededores.

1.4.6. EVALUACION DE LAS RUTAS

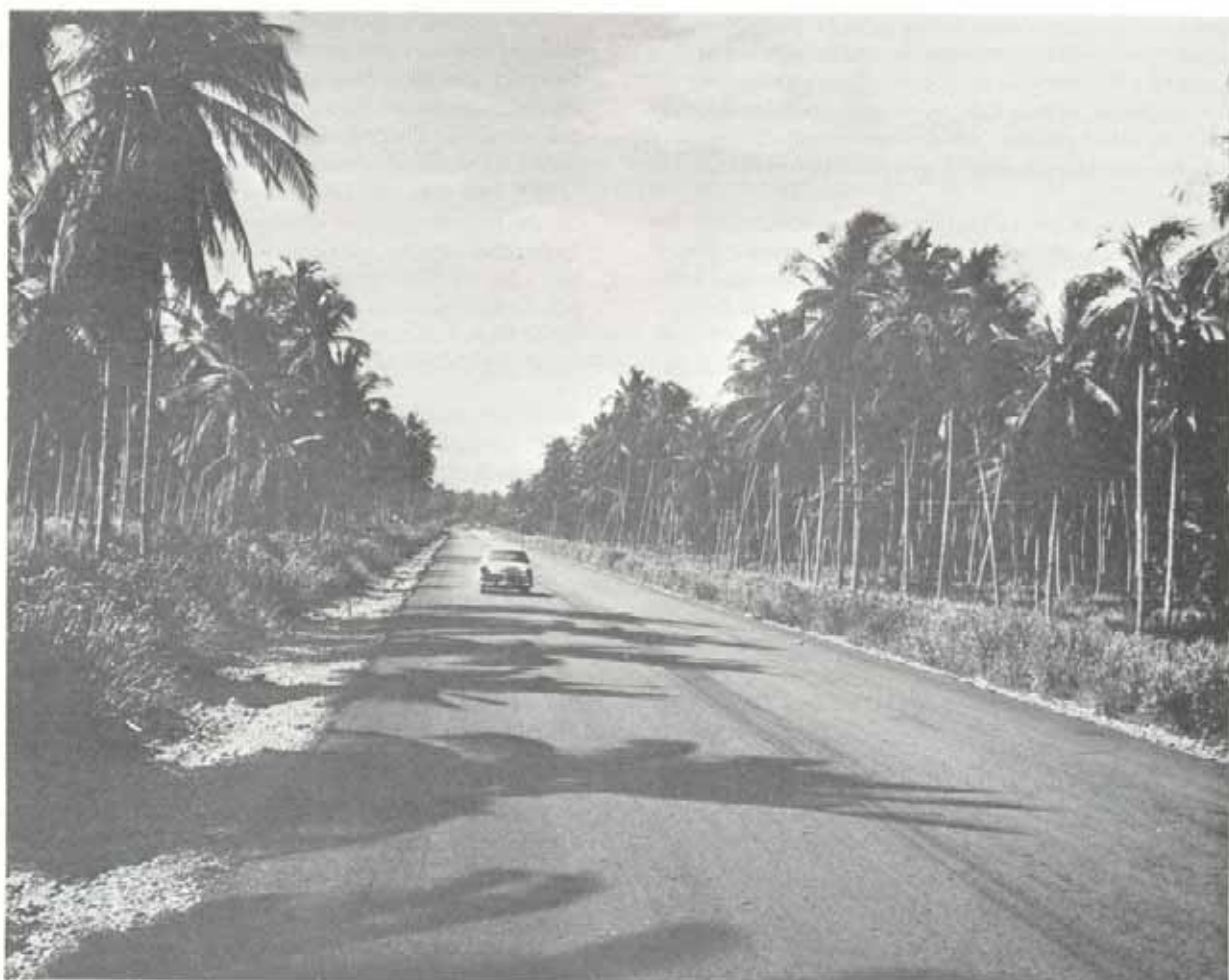
La elección de la mejor ruta entre varias posibles es, usualmente, un problema difícil de resolver y de la decisión que se tome en esta etapa dependerá el futuro de la carretera.

Para comparar las ventajas que ofrecen diversas rutas es preciso hallar el costo aproximado de construcción, operación y conservación de la vía que en ella se puede trazar y compararlo con los beneficios probables que producirá su explotación^{29, 30}. Quedará así determinada una relación de beneficio-costos, la cual debe quedar satisfecha para un índice de beneficio preestablecido, generalmente mayor que 1.



Fotografía cortesía de la International Road Federation, Washington.

Fig. I-19. Adaptación de una carretera al paisaje.
(Carretera Estatal 80, Nueva Zelandia.)



Fotografía cortesía del Ministerio de Obras Públicas, Venezuela.

Fig. I-20. *Preservación de la vegetación a los lados de la carretera (Carretera Morón - Coro, Venezuela).*

Este argumento ha dado origen a los métodos llamados de beneficio-costos³¹ los cuales, si bien son muy utilizados en los países desarrollados, no son por igual aplicables a los países en estado de desarrollo³².

En un país desarrollado hay multitud de centros que constituyen polos de atracción para la economía, alrededor de los cuales se organiza la actividad económica, una vida regional que tiene un carácter especial propio y, hasta cierto punto, autosuficiente. El mayor volumen de transporte se lleva a cabo entre distancias pequeñas o medias y las redes viales presentan aspecto ramificado y no convergente.

En los países en desarrollo, la actividad económica al nivel de subsistencia está altamente localizada y a menudo concentrada alrededor de un pequeño pueblo. Esta actividad requiere poco de los servicios de transporte. Si la comunidad es de actividad más avanzada, el transporte es mucho más dependiente del mundo exterior que en los países desarrollados. Los polos de atracción de la economía son muy pocos en número y, algunas veces, están limitados a la capital o a un puerto marítimo. Las redes de transporte local, en estos casos, tienen cierta ramificación pero muy poco uso, en tanto que las carreteras nacionales consisten en una o pocas carreteras principales que conducen a los polos de atracción, en vez de constituir una verdadera red.

Un cierto grado de desarrollo se manifiesta por la existencia de un gran número de polos de atracción y, en consecuencia, de una red nacional de carreteras más ramificada y elaborada. Una de las características de un país en desarrollo es su sensibilidad a una acción relacionada con las infraestructuras en general. Una nueva carretera o una carretera que reemplace a un camino rudimentario a través de un área poblada, verá agruparse rápidamente a la población a lo largo de la misma. Poblaciones con sistemas de producción de subsistencia evolucionarán hacia formas de producción más remunerativas, a causa de las facilidades de intercambio.

Esta característica de crear una nueva economía, desproporcionada a la situación anterior, constituye una diferencia esencial en los criterios de evaluación que se pueden aplicar en un país desarrollado y en un país en desarrollo^{33, 34}.

Sin embargo, cualquiera que sea el criterio que se emplee, todo método de evaluación deberá incorporar a los beneficios materiales cuantificables los valores sociales y estéticos de la carretera. Así se podrá establecer cuál es el trazado que ofrece no sólo los mayores beneficios económicos, sino también los mejores efectos sociales; y de esta manera las carreteras lograrán integrar los máximos beneficios públicos y privados y la conveniencia, satisfacción y seguridad.

dad de los usuarios, contribuyendo a prestar un mejor servicio; preservando y acrecentando los recursos de la tierra, el agua, el aire y los bióticos; coadyuvando a los objetivos de desarrollo regional, industrial, comercial, residencial, recreacional y de salud pública; conservando, embelleciendo y mejorando las tierras existentes y generando nuevas tierras productivas.

Tales criterios, si bien requieren la aplicación de los principios ortodoxos de selección de ruta, también hacen hincapié en la responsabilidad social del trazador. La carretera ya no es considerada únicamente en términos de desplazamiento vehicular, sino también en el contexto de procesos físicos, biológicos y sociales de un área de influencia.

Al emplear estos criterios, la mejor ruta entre varias posibles para enlazar dos puntos será aquella que, junto a las condiciones topográficas, geológicas y de drenaje, tenga el menor costo anual, las menores posibilidades de competencia con otras vías existentes en la región, y que arroje el mayor índice de utilidad económica, social y estética.

De esta manera, los factores técnicos que están a favor de un trazado y, por consiguiente, de la ruta en que se desarrolla, habrán quedado inspirados en razones compatibles con los beneficios económicos y sociales que se van a producir, y por ello permitirán un transporte seguro, veloz, económico y confortable, dentro de unos costos compatibles a las disponibilidades económicas de inversión ³⁵.

BIBLIOGRAFIA

- ¹ DE NEUFVILLE, R. y J. STAFFORD. *Systems Analysis for Engineers and Managers*. Mc. Graw-Hill Book Company, New York, 1971.
- ² Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Vialidad. *Plan Nacional de Transporte. Infraestructura Física, Informe Anual, 1972-73*. Caracas, 1974.
- ³ WILSON, G. W. y otros. *The Impact of Highway Investment on Development*. The Brookings Institution, Washington, D. C., 1966.
- ⁴ KRAFT, G., J. MEYER y J. P. VALETTE. *The Role of Transportation in Regional Economic Development*. Heath, Lexington, 1971.
- ⁵ U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. *Social and Economic Effects of Highways*, Washington, D. C., 1976.
- ⁶ International Road Federation. *World Road Statistics 1967-71 y World Road Statistics 1971-1975*, Washington, D. C., 1972 y 1976.
- ⁷ International Road Federation. *Road and Motor Vehicle Statistics for 1975*. Washington, D. C.
- ⁸ Banco Central de Venezuela. *Informe Económico*. Caracas.
- ⁹ JESSIMAN, W. y otros. *A Rational Decision Making Technique for Transportation Planning*. Highway Research Record, núm. 180, Highway Research Board, Washington, D. C., 1967.
- ¹⁰ CHURCHMAN, C. W. *The Systems Approach*. Delacorte Press, New York, 1968.
- ¹¹ Highway Research Board. *Planning and Evaluation of Transportation Systems*. Highway Research Record, núm. 348. Highway Research Board, Washington, D. C., 1971.
- ¹² MEYER, J. R. *Techniques of Transport Planning*. The Brookings Institution, Washington, D. C., 1971.
- ¹³ ANTÚNEZ, A. y H. CHAINE. *Análisis de factibilidad económica y selección de proyectos de vialidad rural*. Ministerio de Obras Públicas. Caracas, 1972.
- ¹⁴ DE WELLE, J. *Cuantificación de los ahorros de los usuarios de carreteras*. Banco Internacional de Reconstrucción y Fomento. Washington, D. C. 1966.
- ¹⁵ HANEY, D. G. *The Value of Time for Passenger Cars: A Theoretical Analysis and Description of Preliminary Experiments*. Volumen I de un informe elaborado por Stanford Research Institute para el Bureau of Public Roads, 1967.
- ¹⁶ CURRY, D. A. y D. G. ANDERSEN. *Procedures for Estimating Highway User Cost, Air Pollution, and Noise Effects*. NCHRP Report, núm. 133. Highway Research Board, Washington, D. C., 1972.
- ¹⁷ Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Vialidad. *Análisis de factibilidad económica y selección de proyectos de vialidad rural*. Caracas, 1972.
- ¹⁸ MASARELLI, G. *Vías agrícolas y caminos vecinales; su importancia y planificación*. Trabajo especial de Grado. Universidad Central de Venezuela. Facultad de Ingeniería. Caracas, 1975.
- ¹⁹ SOBERMAN, R. M. *Transport Technology for Developing Countries: A Study of Road Transport in Venezuela*. M. I. T. Press, Cambridge, 1966.
- ²⁰ WOHL, M. y B. V. MARTIN. *Evaluation of Mutually Exclusive Design Projects*. Special Report, núm. 92. Highway Research Board, Washington, D. C., 1967.
- ²¹ HILL, M. A. *A Method for the Evaluation of Transportation Plans*. Highway Research Record, núm. 180, Highway Research Board, Washington, D. C., 1967.
- ²² THOMAS, E. N. y J. L. SHOER. *Strategies for the Evaluation of Alternative Transportation Plans*. NCHRP Report, núm. 96, Highway Research Board, Washington, D. C., 1969.
- ²³ MANHEIM, M. L. y otros. *Transportation Decision-Making. A Guide to Social and Environmental Considerations*. NCHRP Report, núm. 156, Transportation Research Board, Washington, D. C., 1975.
- ²⁴ American Association of State Highway Officials. *A Policy on Geometric Design of Rural Highways*. Washington, D. C., 1965.
- ²⁵ Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Vialidad. *Nomenclatura y características de la red de carreteras de Venezuela*. Caracas, 1968.
- ²⁶ Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Vialidad. *Normas para los estudios geotécnicos de carreteras*. Oficina de Normas de Vialidad. Caracas, 1976.
- ²⁷ PRYOR, W. T. *The Role of Aerial Surveys in Highway Engineering*. U. S. Department of Commerce, Bureau of Public Roads, Washington, D. C. 1960.
- ²⁸ WELLINGTON, A. M. *The Economic Theory of Railway Location*. John Wiley and Sons, Inc, New York, 1887.
- ²⁹ ZETTEL, R. M. *Highway Benefit and Cost Analysis as an Aid to Investment Decision*. Institute of Transportation and Traffic Engineering, Reprint, núm. 49. University of California, Berkeley, 1959.
- ³⁰ ZETTEL, R. M. *Highway Benefits and the Cost Allocation Problem*. American Association of State Highway Officials, Washington, D. C., Proceedings, 1957.
- ³¹ American Association of State Highway Officials. *Road User Benefits Analysis for Highway Improvements*. Washington, D. C., 1960.
- ³² ODIER, L. *Beneficios Económicos de la Construcción y Mejora de Carreteras*. Traducción del Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Vialidad. Caracas.
- ³³ ADLER, H. A. *Economic Appraisal of Transport Projects. A Manual with Case Studies*. Indiana University Press, Bloomington, 1971.
- ³⁴ WINCH, D. M. *The Economics of Highway Planning*. University of Toronto Press, 1971.
- ³⁵ MC HARG, I. L. *A Comprehensive Highway Route Selection Method*. Highway Research Record, núm. 246. Highway Research Board, Washington, D. C., 1968.

APENDICE al Capítulo 1

NORMAS PARA EL ESTUDIO GEOTECNICO DE CARRETERAS, MOP. ESTUDIO GEOTECNICO PRELIMINAR

(2-1) Carreteras y autopistas.

(2-1.01) Alcance.

(2-1.02) Esta especificación fija el contenido mínimo que deben satisfacer los Estudios Geotécnicos Preliminares que se realicen para la construcción o la rectificación de carreteras y autopistas.

(2-1.10) Extensión.

(2-1.11) El Estudio Geotécnico Preliminar para la construcción o la rectificación de una Carretera o de una Autopista se debe hacer antes de fijar el trazado de dichas vías.

(2-1.12) El Estudio Geotécnico Preliminar para la construcción o la rectificación de una Carretera o de una Autopista debe comprender un estudio geológico de la región en consideración y de las posibles variantes.

(2-1.13) El Estudio Geotécnico Preliminar para la construcción o la rectificación de una Carretera o de una Autopista, debe identificar los suelos y rocas de la región en estudio; debe definir las propiedades geotécnicas más importantes de dichos suelos y rocas, señalando las unidades geomorfológicas a las cuales pertenecen; y debe incluir datos sumarios sobre hidrología, hidrografía y vegetación de la región en estudio.

(2-1.14) El Estudio Geotécnico Preliminar para la construcción de una carretera o de una autopista debe delimitar las diferentes zonas del trazado; debe ubicar los sectores en los cuales sea necesario realizar cortes o terraplenes; y debe identificar los sectores particularmente difíciles donde se requieran estudios especiales. También deben incluir la información necesaria para elaborar el plan de trabajo que se debe seguir para el Estudio Geotécnico para el Proyecto.

(2-1.15) El Estudio Geotécnico Preliminar para la rectificación de una Carretera o de una Autopista ya construida debe suministrar los datos para decidir sobre la necesidad, extensión e intensidad de los estudios que se deben seguir en zonas especiales para la sección de la vía, los taludes, los cortes, las estructuras de retención, las obras de arte y los drenajes.

(2-1.25) Trabajo previo de oficina.

(2-1.26) El Estudio Geotécnico Preliminar para la construcción o rectificación de Carreteras o Autopistas se debe iniciar con el estudio de la geología, la topografía y la red hidrográfica de la región, sobre mapas geológicos y sobre mapas topográficos.

(2-1.27) Cuando sea necesario, se debe hacer un estudio fotogeológico de la región, que abarque un área suficientemente amplia para poder juzgar acerca de las alternativas del trazado de la vía. En casos especiales se debe hacer uso de fotografías en color o emulsiones selectivas para delinear las unidades geomorfológicas principales y definir las estructuras geológicas de mayor importancia.

(2-1.35) Trabajo de campo.

(2-1.36) El trabajo de campo correspondiente al Estudio Geotécnico Preliminar que se realice para la construcción o rectificación de Carreteras y Autopistas debe abarcar una zona suficientemente amplia a ambos lados del eje propuesto de la vía, que permita la identificación de las unidades geomorfológicas de dicha zona, tales como cauces, conos de deyección, desprendimientos, laderas acarcavadas, laderas de reptación, pantanos, vegas inundables, nivel freático alto, etc., y los materiales de construcción.

(2-1.37) El trabajo de campo correspondiente al Estudio Geotécnico Preliminar que se realice para la construcción o rectificación de Carreteras y Autopistas debe incluir:

- Estudio geológico de superficie.
- Exploraciones del subsuelo.

(2-1.38) El estudio geológico de superficie debe comprender la descripción visual de los diferentes tipos de roca que afloren; el grado de meteorización de dichas rocas; la determinación de las diaclasas, fallas y otros defectos de dichas rocas que puedan influenciar el trazado de la carretera o autopista; la descripción visual de los diferentes tipos de suelos y una estimación de la posible utilización de dichos suelos en la construcción de la vía.

(2-1.39) Las exploraciones del subsuelo deben ser taladros a mano, calicatas y perforaciones a máquina, con toma de muestras de dichas exploraciones para efectuar ensayos de identificación.

(2-1.40) Las exploraciones del subsuelo mediante perforaciones a máquina se deben ejecutar en los sitios donde se identifiquen condiciones críticas que puedan influir en el trazado de la vía.

(2-1.41) El trabajo de campo correspondiente al Estudio Geotécnico Preliminar que se realice para la construcción o rectificación de Carreteras y Autopistas debe incluir una perforación a máquina por cada obra de arte prevista, hasta una profundidad máxima de 15 metros, a menos que las condiciones de fundación sean excepcionalmente desfavorables.

(2-1.60) *Trabajo de Laboratorio.*

(2-1.61) El trabajo de Laboratorio correspondiente al Estudio Geotécnico Preliminar para la construcción o rectificación de Carreteras y Autopistas debe consistir en los siguientes ensayos:

- a) Clasificación visual de todas las muestras.
- b) Ensayos de identificación de muestras representativas:
 - Granulometría por tamizado.
 - Límites de consistencia.
 - Presencia de CaCO_3 .
 - Presencia de materia orgánica.
 - Determinación del contenido de humedad natural en el mayor número posible de muestras.
- c) Ensayos de compactación.
- d) Determinación del Índice de Soporte California (CBR).
- e) Descripción de las rocas por identificación visual.

(2-1.62) El trabajo de laboratorio se debe ejecutar siguiendo los procedimientos recomendados por las Normas A.A.S.H.O., A.S.T.M. o C.C.C.A.

(2-1.80) *Informe.*

(2-1.81) Los resultados del Estudio Geotécnico Preliminar que se realice para la construcción o rectificación de Carreteras y Autopistas se deben presentar en un informe que debe contener:

- a) Estudio geológico de la región.
- b) Estudio geológico somero de las diferentes variantes.
- c) Planta esquemática de la ruta recomendada, con indicación de las unidades geomorfológicas atravesadas y ubicación de los sitios explorados.
- d) Perfil de las calcatas o taladros efectuados y propiedades características de las capas encontradas, tales como color, consistencia, clasificación AASHO-M-145.
- e) Propiedades características generales de los materiales explorados: volúmenes aproximados, contenido de humedad y régimen de agua freática.
- f) Recomendaciones específicas para el estudio a nivel de proyecto de taludes, obras de arte, suelos compresibles, rellenos y excavaciones.
- g) Recomendaciones sobre el plan de trabajo del Estudio Geotécnico para el proyecto en tipo, secuencia, intensidad y amplitud.

(2-1.82) En el informe se deben usar los modelos especificados en el párrafo 1-0.13 de la Especificación 1-0 que correspondan.

Estudio del trazado de carreteras

2

2.1. INTRODUCCION

El proceso de estudio del *trazado de una carretera* implica una búsqueda continua, una evaluación y selección de las posibles líneas que se pueden localizar en cada una de las fajas de terreno que han quedado como merecedoras de un estudio más detallado después de haber practicado los reconocimientos preliminares y la evaluación de las rutas, tal como quedó explicado en el Capítulo anterior.

La finalidad de este estudio es la de establecer en dichas fajas la línea o líneas correspondientes a posibles trazados de la carretera. Para ello es necesario llevar a efecto un minucioso *reconocimiento topográfico de campo*, que permita obtener información adicional sobre las rutas seleccionadas.

Dos enfoques son posibles para efectuar los reconocimientos de campo: el aéreo y el terrestre, utilizados por separado o conjuntamente.

El *método terrestre* es aconsejable cuando, después de haber llevado a término los reconocimientos preliminares, los posibles alineamientos del trazado han quedado bien definidos; asimismo, cuando el ancho de la faja de derecho de vía es reducido y cuando el uso de la tierra es escaso.

El *método aéreo*, en cambio, es preferible cuando durante dichos reconocimientos no ha sido posible precisar los alineamientos del trazado; cuando el terreno es muy accidentado y cuando el uso de la tierra es muy intenso. Este método ofrece particular ventaja para evitar especulaciones con la tierra, al no hacer del conocimiento público, prematuramente, el posible trazado de la vía.

En última instancia, la selección del método a usar para el reconocimiento de campo deberá basarse en un análisis comparativo de los costos que origine cada una de las técnicas posibles y en las disponibilidades de tiempo acorde a las exigencias de cada una de ellas.

En lo que sigue, se trata en primer lugar el método tradicional terrestre y luego el método aerofotográfico.

2.2. RECONOCIMIENTOS TOPOGRAFICOS TERRESTRES

Los *reconocimientos topográficos terrestres* se realizan volviendo a recorrer cada una de las fajas definidas por los croquis y consideradas como posibles después de haber llevado a cabo los reconocimientos preliminares.

Durante este recorrido se obtiene información adicional sobre la ruta y se establece en ella una línea o poligonal que constituye el *trazado* de la carretera, la cual debe seguir la dirección general de la vía entre sus extremos, adaptándose a las características topográficas de la ruta escogida.

Esta línea es una primera aproximación del eje de la futura vía y referidos a ella se anotan los datos que se obtienen durante el reconocimiento topográfico.

2.2.1. POLIGONALES DE ESTUDIO

Si todavía son varias las rutas por estudiar o si dentro de ellas hay posibilidad de varios trazados, las poligonales de estudio deberán levantarse con rapidez y la precisión exigida no será mucha, aunque sí la exactitud y veracidad de los datos.

De haberse reducido las alternativas a una sola, se podría proceder a estudiar en ella la *línea preliminar*, la cual sí es una poligonal de precisión.

A continuación se tratarán las poligonales de estudio para el caso de varias alternativas. La línea preliminar será estudiada en el Capítulo 3.

La *poligonal de estudio* para los reconocimientos topográficos es una línea fácil de llevar y sobre sus características no hay mucho más que añadir a lo que dicen los textos de topografía. Puede levantarse de distintas maneras, según el número de zonas a estudiar, la rapidez y precisión requeridas, las características topográficas del terreno y la extensión del proyecto.

La poligonal de estudio debe ser tal que recoja todos los detalles necesarios para que revele claramente cuál es la mejor línea o trazado.

Generalmente, los lados de estas poligonales se miden con cinta o con taquímetro, los rumbos se determinan con brújula, las cotas con barómetro y las pendientes con nivel de mano.

En la figura II-1 se presenta la página de una libreta de campo donde se han anotado los datos correspondientes a una poligonal de estudio levantada con cinta, brújula y clisímetro. Obsérvese que los datos se anotan de abajo hacia arriba, a fin de que el trazador los vea en la libreta tal como aparecen delante de él en el campo.

[illegible]

Fig. II-1. Libreta de Campo de una poligonal de estudio.
Est. & def.: estación y deflexión. CC: curso calculado. RM: rumbo magnético. AV: ángulo vertical.

2.2.2. CRITERIOS PARA EL DESARROLLO DE LOS TRAZADOS

Del análisis económico de la región en estudio, el ingeniero puede determinar el tipo de vehículo que predominará en la futura vía. Así, cuando estudie el trazado podrá crear las condiciones óptimas para el desenvolvimiento normal de ese vehículo.

En este sentido, el trazado debe reunir determinadas características en sus alineamientos y pendientes, y para ello deberán establecerse desde un principio los radios de curvatura mínimo y las pendientes máximas que pueden emplearse.

En cuanto a los radios de curvatura mínimos para el enlace de los alineamientos rectos, las normas venezolanas¹ establecen los siguientes valores, según la velocidad escogida para proyectar:

Velocidad de proyecto (km/h)	Radio mínimo de curvatura (m)
60	100
70	150
80	200
90	250
100	350
110	500
120	700
130	900
140	1,200

Por su parte, las normas de la AASHO² recomiendan, para carreteras principales, los siguientes valores de relación de máxima pendiente a velocidad de proyecto:

Topografía	Velocidad de proyecto (km/h)							
	50	65	80	95	105	110	120	130
Plana	6	5	4	3	3	3	3	3
Ondulada	7	6	5	4	4	4	4	4
Montañosa ...	9	8	7	6	6	5	—	—

Asimismo, estas normas establecen que, donde sea posible, las pendientes positivas o en subida no deben tener una longitud tal que los camiones cargados tengan que reducir su velocidad indebidamente. De esta manera, la llamada *longitud crítica de pendiente* queda definida como aquella longitud de trayecto que motiva una reducción de 25 km/h (15 millas/hora) en la velocidad de los vehículos pesados.

Bajo esta base, las longitudes críticas de pendiente de subida, cuando siguen a una sección de carretera horizontal o casi horizontal, son:

Pendiente de subida (porcentaje)	3	4	5	6	7	8
Longitud crítica de pendiente en su- bida (metros) . . .	520	335	245	180	150	150

En un trazado debe procurarse no sobrepasar estas longitudes críticas de pendientes y, donde no puedan evitarse, deben hacerse consideraciones para proveer vías de subida adicionales en el lado de la pendiente positiva, particularmente cuando el volumen total de vehículos o el porcentaje de camiones sea alto.

Las normas venezolanas han acogido estas prescripciones de la AASHO y han establecido como valores máximos de las pendientes los que se indican a continuación:

Velocidad de proyecto (km/h)	50	65	80	95	110
Pendientes máximas (porcentaje)	6-8	5-7	4-6	3-6	3-5

Estos valores asumen una proporción de vehículos pesados de 10 por ciento del total de vehículos que usarán la vía. Valores mayores de 15 por ciento justifican reducir en 1 por ciento la pendiente máxima y valores menores de 5 por ciento justifican aumentarla en 1 por ciento.

En los rangos de valores indicados para pendientes máximas debe entenderse que el valor menor se aplica a topografías suaves y el mayor a terrenos montañosos.

En carreteras secundarias, las normas aceptan para pendientes máximas valores comprendidos entre 1,2 a 1,5 veces los valores indicados en la tabla anterior.

Igualmente, las normas venezolanas establecen como longitudes críticas de pendiente en subida, las siguientes:

Pendiente de subida (porcentaje)	3	4	5	6	7	8
Longitud crítica de pendiente en subida (metros) ...	500	350	245	200	170	150



Fotografía cortesía de Wild Heerbrugg, s. a.

a) Taquimetro reductor infrarrojo. Modelo Distomat Wild D1-3S.

A veces, un perfil escalonado será preferible a una sola pendiente mantenida, porque permitirá aprovechar la mayor velocidad que precede a la subida y el correspondiente impulso. Sin embargo, esta práctica sólo deberá adoptarse para vencer desniveles pequeños o cuando no haya limitaciones de distancia.

2.3. ESTUDIO DEL TRAZADO

Entre dos o más puntos que van a unirse con una carretera pueden trazarse numerosas líneas. El problema radica en seleccionar la que mejor satisfaga las especificaciones técnicas que se hayan establecido.

Por eso, en esta fase, las características topográficas de la zona por explorar, la naturaleza de los suelos y el drenaje son determinantes.

Como quiera que el método de estudio variará según se trate de terreno plano o accidentado, se van a considerar por separado estas distintas topografías³.

2.3.1. TRAZADO POR TERRENO PLANO

Se conceptúan como terrenos planos aquéllos cuya pendiente general, en el sentido de avance de la vía, es considerablemente inferior a la pendiente máxima estipulada para la vía y en donde el trazo de línea recta puede constituir la solución de enlace entre dos puntos.

Si la región plana comprendida entre dos puntos por unir es muy extensa, es necesario fijar, previamente al trazado, la orientación general que habrá de seguir la línea y los puntos de control. El uso del avión facilita considerablemente esta labor.

Al trazar carreteras en terrenos planos, una vez determinados los puntos de control y estacados en el terreno, el trabajo se reduce a enlazarlos con el mejor alineamiento



Fotografía cortesía de Hewlett-Packard de Venezuela.

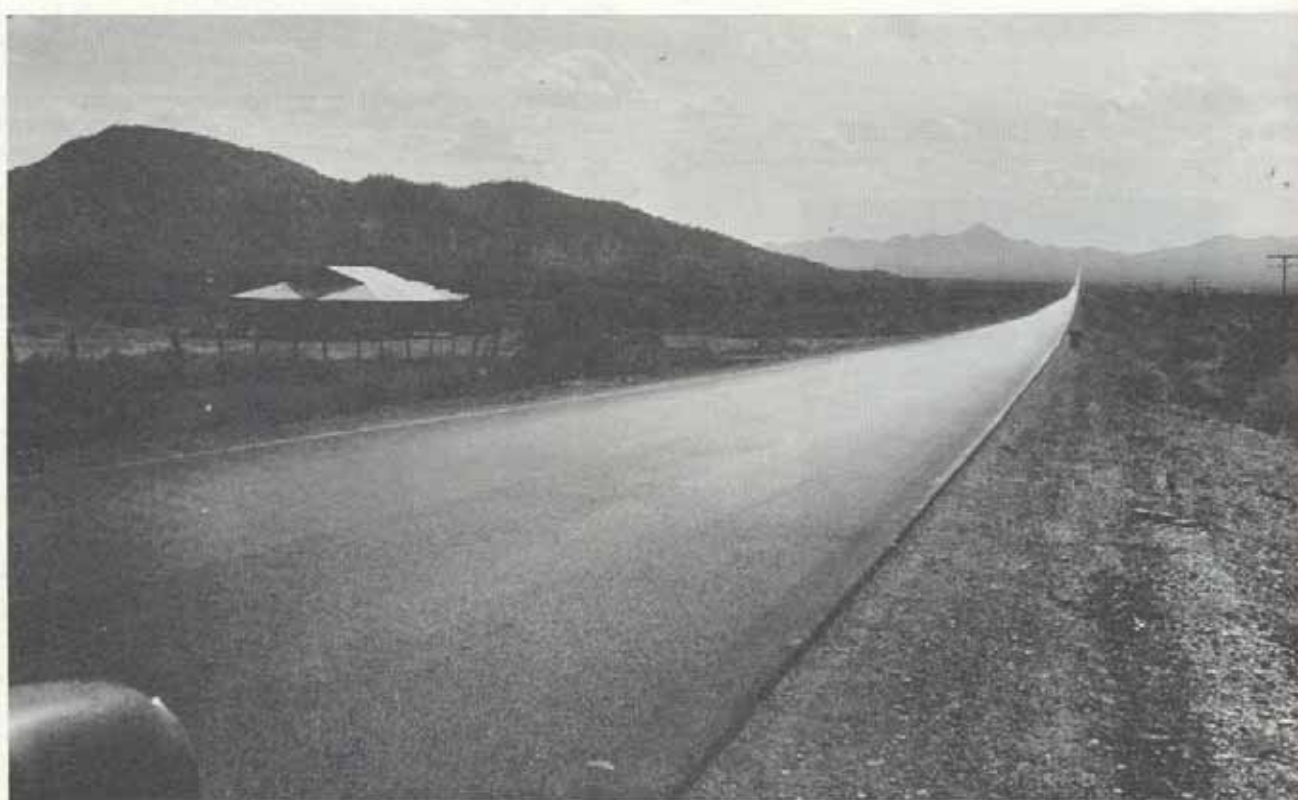
b) Teodolito electrónico. Estación de medición completa. Modelo 3820A Hewlett-Packard.

Fig. II-2. Modernos equipos electrónicos para medición de distancias.



Fotografía cortesía del Ministerio de Obras Públicas, Venezuela.

Fig. II-3. *El paisaje monótono contribuye al cansancio del conductor (Carretera El Tigre - Caico Seco, Venezuela).*



Fotografía cortesía de la Compañía Shell de Venezuela.

Fig. II-4. *Las rectas no constituyen el ideal desde el punto de vista de la seguridad. Rectas de más de 10 kilómetros producen fatiga y el punto que se ve en el horizonte induce hipnosis en el conductor y puede ser causante de graves accidentes.*

posible. En el campo, esto puede lograrse utilizando equipos topográficos de gran alcance y precisión ⁴ como el telurómetro, el geodímetro y el telémetro electrónico, o por medio de triangulaciones geodésicas.

Si bien la línea recta aparenta ser la mejor solución para unir dos puntos en terrenos planos, las exigencias de seguridad y de estética de la carretera desaconsejan seriamente el uso de tangentes demasiado largas ^{5, 6}. El concepto mo-

derno está dirigido, aun en las zonas planas, a los trazados curvilíneos y semicurvilíneos, idea que está emparentada en la arquitectura paisajista, para la cual las rectas largas son antinaturales.

Evitando largas tangentes se obtiene mayor libertad para salvar los obstáculos naturales (zonas anegadizas, terrenos flojos o inestables), se pueden reducir los perjuicios a las propiedades privadas, se obtienen mayores ventajas para

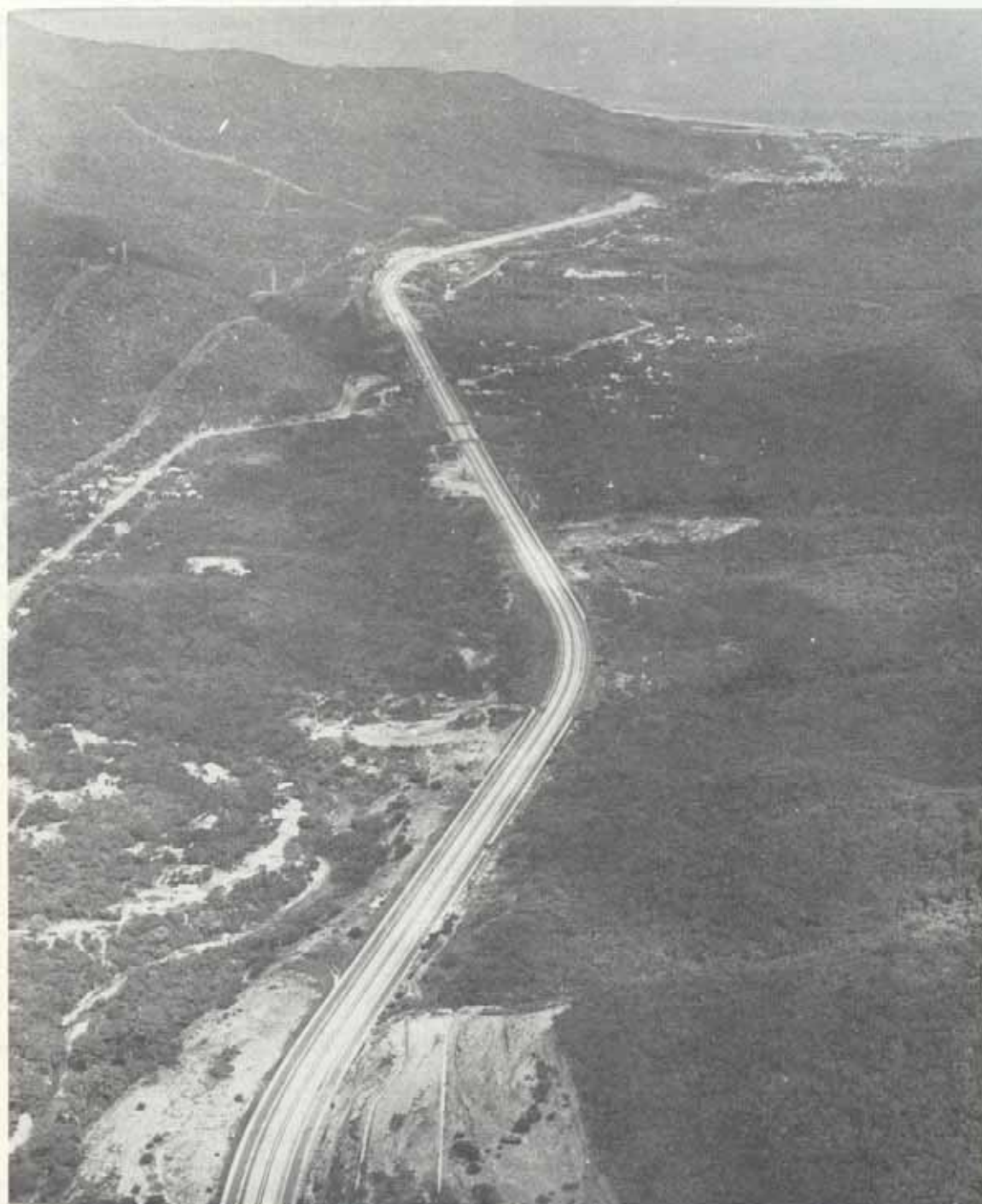


Fig. II-5. Alineamiento de tangentes conectadas con arcos circulares.



Fig. II-6. Moderno trazado curvilíneo.

el establecimiento de accesos a otras vías, y el conductor queda menos sujeto al encandilamiento nocturno y a la hipnosis de un trazado monótono.

2.3.2. TRAZADO POR TERRENO MONTAÑOSO

En los terrenos montañosos, el unir dos puntos con una línea de pendiente uniforme o de varios tramos de distintas

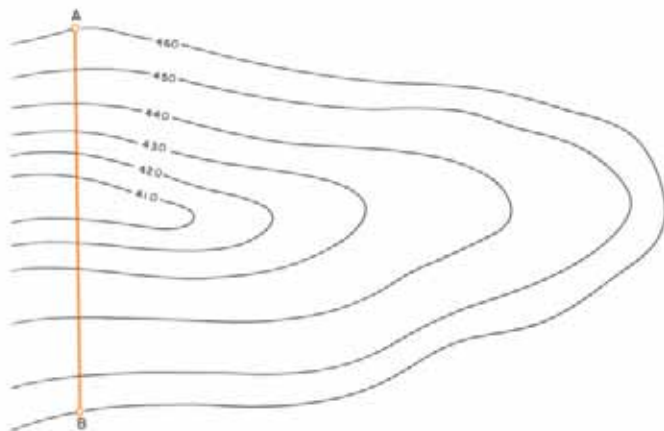


Fig. II-7. Enlace de dos puntos con una línea recta: enlace imposible.

pendientes uniformes es más interesante que el enlace de ellos mediante una línea recta. De esta manera se obtiene un trazado que ofrecerá mayores ventajas a los conductores de vehículos, siempre que no se sobrepasen determinados valores en las pendientes.

En la figura II-7, el enlace de los puntos A y B con una línea recta es imposible, pues, aunque se encuentran en la misma cota del terreno, la línea que los une pasa sobre un profundo barranco. El enlace entre estos puntos deberá hacerse con una línea de pendiente, pues no sólo se trata de unir dos puntos sino también de vencer un fuerte desnivel.

A continuación se expone cómo llevar una línea de pendiente uniforme y, como el caso puede presentarse tanto en los planos como en el terreno, se estudia separadamente cada uno de ellos.

2.3.2.1. Estudio de las líneas de pendiente uniforme

2.3.2.1.1. Manera general de llevar una línea de pendiente en los planos

Si se consideran dos puntos A y B, colocados sobre curvas de nivel sucesivas, la pendiente de la recta que los une será

$$\text{Pendiente } A-B = \frac{\text{intervalo de nivel}}{\text{distancia horizontal}}$$

En consecuencia, para llevar desde un punto situado en una curva de nivel una pendiente determinada, habrá que buscar en la siguiente —más arriba o más abajo, según se vaya a subir o bajar— un punto tal que diste del primero la distancia dada por la relación *intervalo de nivel a pendiente*.

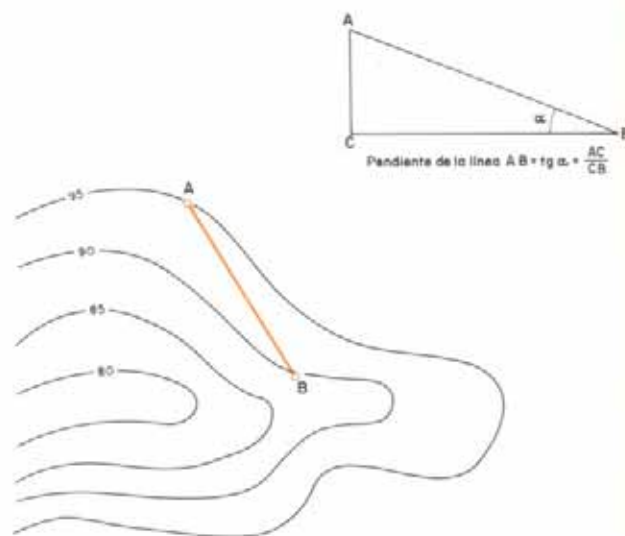


Fig. II-8. Pendiente entre dos puntos situados sobre dos curvas de nivel.

Esta distancia, reducida a la escala del plano, podrá llevarse con un compás a partir del punto de arranque, fijando así una serie de puntos sucesivos que constituirán la línea de pendiente, tal como se indica en la figura II-9.

A menos que se establezca lo contrario, la línea de pendiente uniforme que se lleva en el plano debe ir sobre el



Fig. II.9. Línea de pendiente uniforme sobre plano con curvas de nivel.

terreno en éste representado, y no por encima ni por debajo de él. Cuando se permite que la línea cruce el terreno y vaya por encima o por debajo, deberán hacerse rellenos y cortes, respectivamente. Esta idea se aclara en el siguiente ejemplo:

En la figura que sigue, a partir del punto A, que se encuentra en la cota 95, se quiere llevar una línea de pendiente bajando con 5 por ciento. Dado que el intervalo de nivel es de 5 metros, la longitud del trazo habrá de ser 100 metros, los cuales, reducidos a la escala del plano, darán la *abertura de compás* a utilizar.

Partiendo del punto A, se puede llegar al punto B, en la cota 90; la pendiente de la línea que une A con B tendrá una pendiente de -5 por ciento e irá sobre el terreno.

Pero, si en vez de llegar a B se hubiese enlazado con la misma abertura de compás el punto A con C, en cota 85, aunque la línea mantiene su pendiente de -5 por ciento ya no va sobre el terreno, sino por encima de él, requiriéndose en C un relleno de 5 metros.

Si se une A con D, en la cota 100, la línea de -5 por ciento irá ahora por debajo del terreno y en D habrá que hacer un corte de 10 metros.

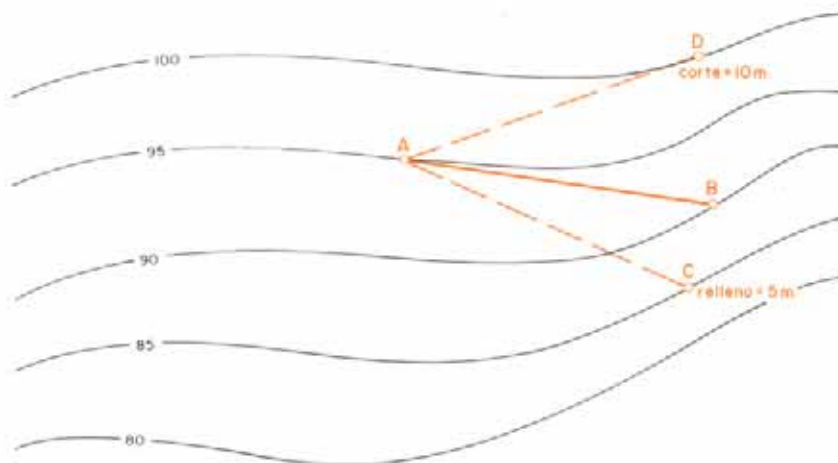


Fig. II-10. Cortes y rellenos cuando se lleva una línea de pendiente.

En resumidas cuentas, el uso de este recurso dentro de límites tolerables permite que, al llevar una línea de pendiente en el plano, se pueda modificar el alineamiento del trazado, situando la línea por encima o por debajo del terreno. Al proceder de esta manera, en los terminales de cada trazo se tendrán rellenos o cortes cuya magnitud será la diferencia entre la cota de terreno a la que se llega y la cota calculada en el extremo del trazo.

2.3.2.1.2. Distintos casos que se pueden presentar al llevar una línea de pendiente en los planos

Conocida la forma general de llevar una línea de pendiente uniforme en los planos, en la práctica se pueden plantear los siguientes casos:

1. Llevar desde un origen una línea de pendiente uniforme sin especificar el punto de llegada.
2. Enlazar dos puntos obligados:
 - a) Cuando la pendiente estimada es mayor que la máxima permitida.
 - b) Cuando la pendiente estimada es menor que la máxima permitida.
3. Llevar desde un origen una línea de pendiente uniforme sin especificar el punto de llegada.

Tal sería el caso de bajar desde la cima de un cerro al pie o subir la falda de una meseta, sin importar el punto de llegada, tal como se hizo en la figura 11-9. En este caso, se trabaja según el procedimiento general indicado anteriormente:

- a) Se establece la pendiente a usar.
- b) Se obtiene la abertura de compás (distancia horizontal correspondiente a la escala del plano).
- c) Se fijan en el plano los puntos sucesivos que sigan el alineamiento más conveniente, dentro de los límites de cortes y rellenos especificados.
2. Enlazar dos puntos obligados.

Entre dos puntos, el trazado de menor longitud será el que utilice la máxima pendiente posible, siempre que ésta sea igual o menor que la máxima permitida. Por consiguiente, al estudiar el enlace de puntos A y B con una línea de pendiente uniforme, habrá que determinar primero cuál es la pendiente máxima entre ellos.

El procedimiento a seguir será así:

- a) Se comienza dibujando a vista una línea que se supone debe estar próxima a la línea por trazar y se mide su longitud con un curvímeter.
- b) Con esta distancia y el desnivel conocido, se obtiene la pendiente de la línea.

De acuerdo al resultado, hay que considerar dos casos:

Caso a) *Cuando la pendiente estimada es mayor que la máxima permitida.*

Si la pendiente estimada resulta mayor que la máxima permitida por las normas, se procederá a tantear un enlace usando la pendiente máxima permitida.

Arrancando del punto más alto, se desarrollan varias líneas en la forma ya indicada. Estas líneas deben satisfacer

los requisitos de alineamiento, cortes y rellenos. Generalmente, después de varios tanteos se logra el enlace.

Caso b) *Cuando la pendiente estimada es menor que la máxima permitida.*

En este caso, y por razones de economía, convendrá utilizar la pendiente máxima posible. El caso será diferente al anterior, pues esta pendiente máxima posible no es conocida con anterioridad sino que hay que determinarla. Para ello, con la pendiente inicialmente estimada y el intervalo entre las curvas de nivel se obtiene la abertura de compás y se procede a llevar una línea de tanteo.

La primera línea de tanteo rara vez alcanzará exactamente el punto obligado de llegada; lo pasará por arriba, lo que indica que la pendiente supuesta es muy pequeña; o por debajo, y en este caso la pendiente estimada ha sido muy grande. Habrá, por tanto, que hacer otro tanteo modificando la pendiente.

A fin de disminuir los tanteos, se continúa en la forma siguiente:

Se mide la longitud de la línea recién trazada, desde el punto de salida hasta el punto que se considera más cercano a la estación de llegada, y se supone que ésta es la longitud de la línea que se busca.

Con esta longitud y el desnivel original conocido se calcula una nueva pendiente y abertura de compás. Con ella se realiza otro enlace.

Generalmente, con dos o tres tanteos en forma similar a la descrita se llega a la línea deseada.

2.3.2.1.3. Manera general de llevar una línea de pendiente en el campo

Cuando no se dispone de planos con curvas de nivel o cuando se desea visualizar la línea de pendiente uniforme en el terreno, se efectúan los trabajos de campo.

Para llevar una línea de pendiente en el campo se emplean clisímetros, miras graduadas y jalones. Un *clisímetro* es un nivel de mano el cual, según que su anteojo sea fijo o móvil, se llama *nivel Locke* o *nivel Abney*, respectivamente.

El *nivel Abney* que usualmente se utiliza para medir pendientes consta de un anteojo, un nivel de burbuja y un círculo graduado.

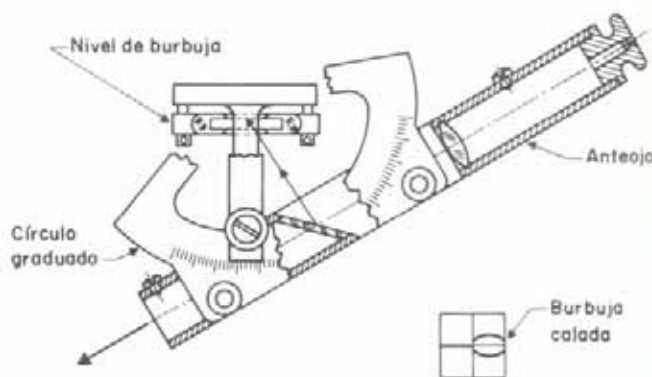


Fig. 11-11. Vista interior de un nivel Abney.

Para correr una línea de pendiente uniforme en el campo se utilizan los niveles Abney graduados en porcentaje o en grados y minutos. Como las pendientes generalmente se expresan en porcentaje, a veces se requiere pasar de una graduación a la otra, lo cual, dentro de los valores de pendiente usuales en carreteras, se puede hacer sabiendo que una pendiente de 7 por ciento es equivalente a una de 4°. La siguiente tabla da otras relaciones usuales:

TABLA II-1. RELACION ENTRE PENDIENTES EXPRESADAS EN PORCENTAJE Y EN GRADOS

%	Grados	%	Grados
0,5	0° 17'	4,5	2° 35'
1,0	0° 34'	5,0	2° 52'
1,5	0° 52'	5,5	3° 09'
2,0	1° 09'	6,0	3° 26'
2,5	1° 26'	6,5	3° 42'
3,0	1° 43'	7,0	4° 00'
3,5	2° 00'	7,5	4° 18'
4,0	2° 17'	8,0	4° 35'

En el campo, el correr la línea de pendiente consiste en estacionarse en un punto y, con la pendiente fijada en el Abney, buscar otro u otros puntos donde se pueda hacer una lectura de mira igual a la altura de ojo o altura a que se adosa el clisimetro a un jalón para hacer la lectura.



Fig. II-12. Empleo del nivel Abney para correr una línea de pendiente uniforme.

Según se observa en la figura anterior, esta manera de llevar la línea de pendiente supone que el terreno es plano y que la visual dada con el clisimetro es paralela al terreno.

Sin embargo, esto no es lo usual; además, ir buscando puntos según el proceso anterior probablemente conduciría a un alineamiento defectuoso. Por ello, la práctica usual, tal como se explicó en el caso de llevar la línea sobre planos, consiste en fijar los puntos con ciertos límites de cortes y rellenos.

De esta manera, las lecturas de mira pueden ser variables, debiéndose entonces satisfacer solamente la dirección general que ha de llevar el alineamiento y las limitaciones de los cortes y rellenos que se hayan impuesto.

Para un valor leído en la mira, la magnitud de corte o relleno podrá calcularse mediante la expresión

$$\text{Corte} = \text{altura de ojo}_A + \text{Corte}_A - \text{lectura de mira}_B$$

$$\text{Relleno}_B = \text{altura de ojo}_A - \text{Relleno}_A$$

siendo A la estación desde donde se efectúa la lectura y B la estación donde se coloca la mira.

En la figura II-13, para una altura de ojo de 1,50 metros y un corte en A de 1,50, siendo la lectura de mira en B = 2,50 metros, el corte en B será de 0,50 metros.



Fig. II-13. Lectura con Abney cuando hay cortes y rellenos.

2.3.2.1.4. Distintos casos que se pueden presentar al llevar una línea de pendiente en el campo

Al llevar una línea de pendiente uniforme en el campo, pueden presentarse los mismos casos que en el plano con curvas de nivel.

1. Cuando la pendiente a usarse es la máxima permisible y, por consiguiente, conocida, el procedimiento es el acabado de indicar, usando el clisimetro. Con algunos tanteos y variando el recorrido, siempre será posible enlazar dos puntos.
2. Cuando la pendiente a usarse es la máxima posible y, por consiguiente, desconocida al comienzo, la forma de realizar el enlace es la siguiente:
 - a) Se estima a vista el largo de la línea.
 - b) Conocido, como es, el desnivel entre los puntos y la distancia, se calcula la pendiente de la línea.
 - c) Se procede al enlace como en el caso anterior.

Es muy probable que con este primer tanteo no se llegue a la cota fijada. Será entonces necesario proceder a un ajuste de la pendiente.

Un ejemplo aclarará lo expuesto:

Sean los puntos A y B en el terreno, cuyo desnivel se ha determinado y es 25 m, estando el punto A por encima del B. En A hay un relleno de 10 m y en B un corte de 15 m, o sea, que el desnivel a vencer es de 50 m. Además, la longitud estimada de la línea de pendiente es de 500 metros.

Luego, la pendiente de la línea será $50/500 \times 100 = 10\%$.

Si el Abney de que se dispone está graduado en grados y minutos, esta pendiente de 10 por ciento equivaldrá a 5° 42'. Efectuando el enlace con ella, se ha llegado a B con corte de 25 m, es decir, que se han bajado 60 m; luego, la longitud de línea corrida será:

$$\frac{60}{10} \times 100 = 600 \text{ m}$$

En primera aproximación, se supone que ésta es la distancia entre A y B y entonces, para el desnivel real a vencer de 50 m, la pendiente a usar deberá ser

$$\frac{50}{600} \times 100 = 8,33 \%$$

Con esta pendiente se realiza un nuevo enlace, debiéndose llegar al punto B con más aproximación.

De requerirse, se repetirá el proceso descrito hasta obtener la pendiente que permita enlazar A y B dentro de las condiciones establecidas.

Cuando, además de fijar las pendientes, interesa conocer las distancias entre los distintos puntos donde se va haciendo estación, para poder dibujar el perfil longitudinal de la línea de pendiente, el trabajo de medición se realiza utilizando una cinta o cadena métrica.

Estas medidas de distancia se toman inclinadas, siguiendo una paralela a la superficie del terreno, tal como se indica en esta figura:

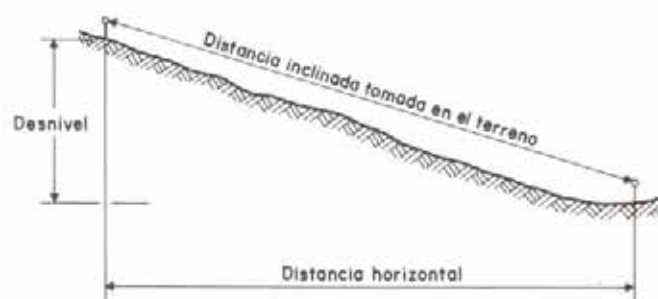
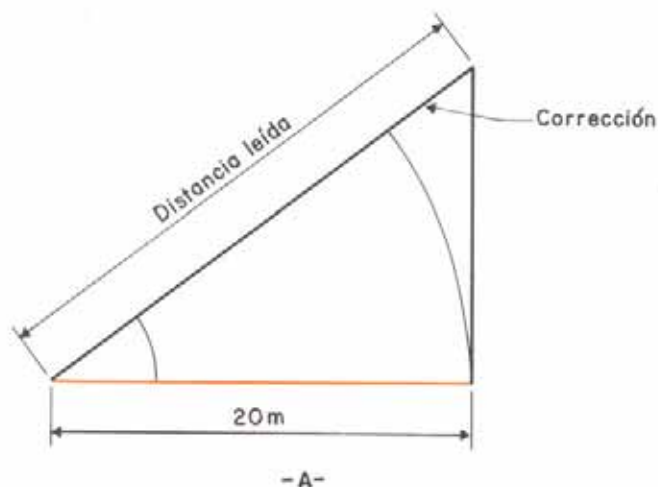


Fig. II-14. Medida de distancias inclinadas.

Ahora bien, cuando se va a dibujar el perfil, las distancias inclinadas deben transformarse a la horizontal. Según haya sido corrida la línea de pendiente, las distancias habrán sido medidas de una de las siguientes maneras:

Manera a: Cuando se quiere que las estacas correspondan a distancias horizontales fijas, 20 ó 50 metros, por ejemplo, la distancia inclinada se mide algo mayor, de manera que la distancia horizontal equivalente sea esa unidad.



-A-

Manera b: Cuando las distancias a que se colocan las estacas son variables, la aplicación de una corrección a cada medida dará la distancia horizontal correspondiente.

Dentro de los límites prácticos, para una unidad de distancia dada y cualquier pendiente, el incremento de longitud en el primer caso tiene el mismo valor que la corrección en el segundo. Según el tipo de graduación del clisímetro usado, la forma de calcular este valor es diferente.

Si se emplea un clisímetro graduado en porcentaje, la corrección para una distancia de 100 unidades, puede calcularse mediante la fórmula aproximada que a continuación se deduce:

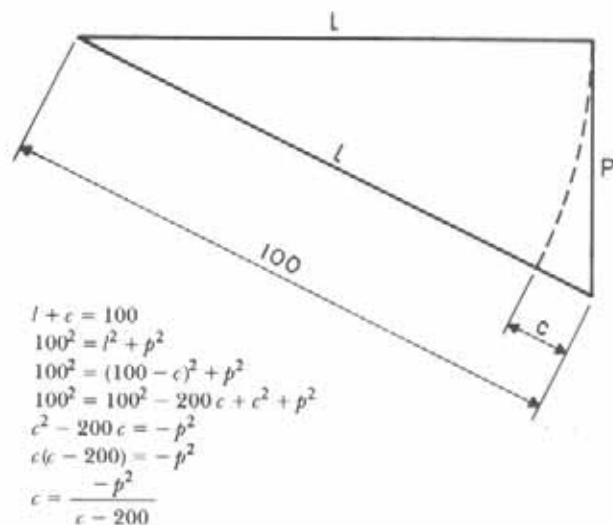
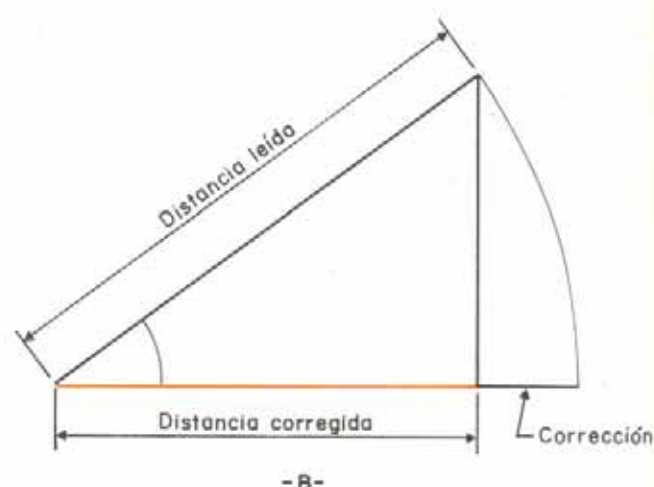


Fig. II-16. Corrección para las distancias inclinadas.

y, como c es pequeño en relación a 100, se puede aproximar

$$c = \frac{p^2}{200}$$

siendo c la corrección y p el porcentaje leído en el clisímetro.



-B-

Fig. II-15. Corrección de distancias para lecturas inclinadas.

TABLA II-2. TABLA PARA LA CORRECCION DE DISTANCIAS INCLINADAS

Pendiente en grados	Corrección	Pendiente en porcentaje	Pendiente en grados	Corrección	Pendiente en porcentaje	Pendiente en grados	Corrección	Pendiente en porcentaje	Pendiente en grados	Corrección	Pendiente en porcentaje
1° 49'	0,1	3,2	15° 06'	3,5	27,0	21° 20'	6,9	39,0	26° 10'	10,3	49,1
3° 08'	0,2	5,5	15° 19'	3,6	27,4	21° 29'	7,0	39,4	26° 18'	10,4	49,4
4° 03'	0,3	7,1	15° 32'	3,7	27,8	21° 39'	7,1	39,7	26° 26'	10,5	49,7
4° 48'	0,4	8,4	15° 44'	3,8	28,2	21° 48'	7,2	40,0	26° 33'	10,6	50,0
5° 26'	0,5	9,5	15° 57'	3,9	28,6	21° 57'	7,3	40,3	26° 41'	10,7	50,3
6° 01'	0,6	10,5	16° 09'	4,0	29,0	22° 06'	7,4	40,6	26° 49'	10,8	50,5
6° 32'	0,7	11,4	16° 22'	4,1	29,4	22° 15'	7,5	40,9	26° 56'	10,9	50,8
7° 01'	0,8	12,3	16° 34'	4,2	29,7	22° 24'	7,6	41,2	27° 04'	11,0	51,1
7° 29'	0,9	13,1	16° 46'	4,3	30,1	22° 33'	7,7	41,5	27° 11'	11,1	51,4
7° 54'	1,0	13,9	16° 58'	4,4	30,5	22° 42'	7,8	41,8	27° 19'	11,2	51,6
8° 19'	1,1	14,6	17° 09'	4,5	30,9	22° 51'	7,9	42,1	27° 26'	11,3	51,9
8° 42'	1,2	15,3	17° 21'	4,6	31,2	23° 00'	8,0	42,4	27° 34'	11,4	52,2
9° 04'	1,3	16,0	17° 32'	4,7	31,6	23° 09'	8,1	42,7	27° 41'	11,5	52,5
9° 26'	1,4	16,6	17° 44'	4,8	32,0	23° 18'	8,2	43,0	27° 49'	11,6	52,7
9° 47'	1,5	17,2	17° 55'	4,9	32,3	23° 26'	8,3	43,3	27° 56'	11,7	53,0
10° 06'	1,6	17,8	18° 06'	5,0	32,7	23° 35'	8,4	43,6	28° 03'	11,8	53,3
10° 25'	1,7	18,4	18° 17'	5,1	33,0	23° 43'	8,5	43,9	28° 11'	11,9	53,6
10° 44'	1,8	19,0	18° 28'	5,2	33,4	23° 52'	8,6	44,2	28° 18'	12,0	53,8
11° 02'	1,9	19,5	18° 39'	5,3	33,7	24° 00'	8,7	44,5	28° 25'	12,1	54,1
11° 20'	2,0	20,0	18° 50'	5,4	34,1	24° 09'	8,8	44,8	28° 32'	12,2	54,4
11° 37'	2,1	20,6	19° 00'	5,5	34,4	24° 17'	8,9	45,1	28° 39'	12,3	54,7
11° 54'	2,2	21,1	19° 11'	5,6	34,8	24° 26'	9,0	45,4	28° 47'	12,4	54,9
12° 11'	2,3	21,6	19° 21'	5,7	35,1	24° 34'	9,1	45,7	28° 54'	12,5	55,2
12° 27'	2,4	22,1	19° 31'	5,8	35,5	24° 42'	9,2	46,0	29° 01'	12,6	55,5
12° 43'	2,5	22,6	19° 42'	5,9	35,8	24° 50'	9,3	46,3	29° 08'	12,7	55,7
12° 58'	2,6	23,0	19° 52'	6,0	36,1	24° 58'	9,4	46,6	29° 15'	12,8	56,0
13° 13'	2,7	23,5	20° 02'	6,1	36,5	25° 07'	9,5	46,9	29° 22'	12,9	56,3
13° 28'	2,8	23,9	20° 12'	6,2	36,8	25° 15'	9,6	47,1	29° 29'	13,0	56,5
13° 43'	2,9	24,4	20° 22'	6,3	37,1	25° 23'	9,7	47,4	29° 36'	13,1	56,8
13° 57'	3,0	24,8	20° 32'	6,4	37,4	25° 31'	9,8	47,7	29° 43'	13,2	57,1
14° 11'	3,1	25,3	20° 41'	6,5	37,8	25° 39'	9,9	48,0	29° 50'	13,3	57,3
14° 25'	3,2	25,7	20° 51'	6,6	38,1	25° 47'	10,0	48,3	29° 57'	13,4	57,6
14° 39'	3,3	26,1	21° 01'	6,7	38,4	25° 54'	10,1	48,6	30° 04'	13,5	57,9
14° 52'	3,4	26,6	21° 10'	6,8	38,7	26° 02'	10,2	48,9	30° 10'	13,6	58,1
15° 06'		27,0	21° 20'		39,0	26° 10'		49,1	30° 17'		58,4

$$\text{Distancia horizontal} = \text{Dist. inclinada} - \frac{\text{Distancia inclinada}}{100} \times \text{corrección}$$

Cuando se usa el clisímetro graduado en grados y minutos, la corrección puede obtenerse empleando una tabla de cosenos o mediante el uso de la tabla II-2, en la cual las correcciones son para 100 unidades de longitud.

Ejemplo: Calcular la distancia horizontal correspondiente a 325 m medidos con una pendiente de 10°.

Usando la tabla

para 10° ——— corrección 1,5

entonces

$$\text{corrección} = 325/100 \times 1,5 = 4,9 \text{ y}$$

$$\text{distancia horizontal } 325 - 4,9 = 320,1 \text{ metros.}$$

2.3.2.2. Consideraciones sobre los trazados

El estudio de las líneas de pendiente en las zonas montañosas conduce a hacer las siguientes consideraciones sobre el trazado.

1. Los dos puntos a enlazar están en el fondo de un mismo valle.

El fondo de un valle es, generalmente, desaconsejable para el trazado de una vía. Es preferible hacer el trazado sobre los flancos.

Si los puntos están situados a lados distintos de un curso de agua, hay que buscar el sitio de paso, teniendo en cuenta las exigencias de la construcción del puente requerido, especialmente las características geológicas de los flancos.

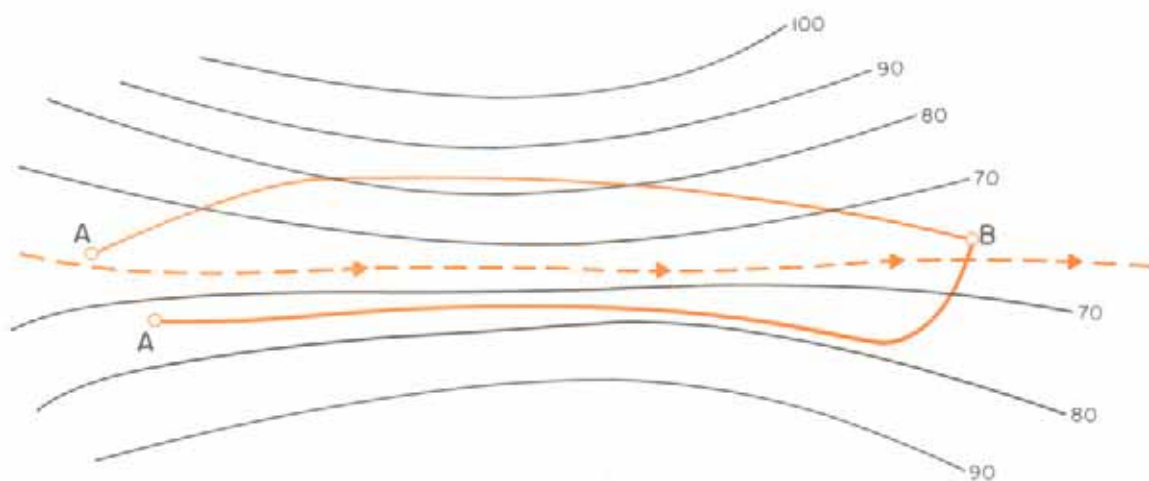


Fig. II-17. Enlace de dos puntos situados en el fondo de un valle.

Fig. II-18. Original forma de cruzar un valle y vencer un desnivel, simultáneamente (Puente en Yagidani, Carretera Nacional N.º 9, Japón).

Fotografía cortesía de la International Road Federation, Washington.



2. Los dos puntos a enlazar están sobre una misma falda.

Si la pendiente no es muy grande, la línea recta podrá ser la solución.

Si la pendiente es considerable, habrá que recurrir a vueltas que alarguen el recorrido con la pendiente máxima permitida.

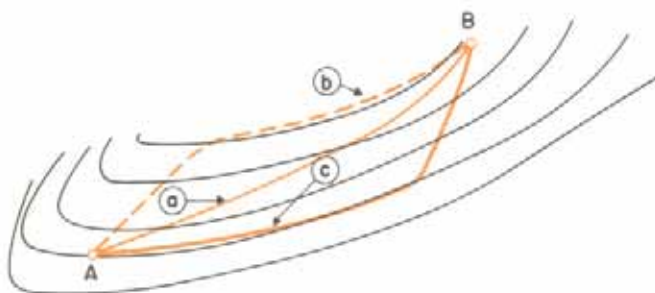


Fig. II-19. Enlace de dos puntos situados en una misma falda.



Fotografía cortesía de la International Road Federation, Washington.

Fig. II-20 a). Ascenso de una ladera en la carretera Transandina, Chile.



Fig. II-20 b). Ascenso de una ladera en la carretera Transandina, Venezuela. Curva de la M. Páramo de La Negra.

3. Los dos puntos a enlazar están en vertientes opuestas de una misma hoya.

El trazado más directo es, evidentemente, la línea recta *AB*, pero, como ya se vio anteriormente, esta solución es inadecuada. Otra solución podría consistir en seguir la curva de nivel del primer punto hasta *D* y desde allí alcanzar el punto *B*.

Preferible a esta solución sería tener una intermedia, partiendo de uno de los puntos elevados, llegando al fondo

del valle con la pendiente máxima para desde allí volver a ascender con una pendiente que sería inferior a la máxima, hasta llegar al segundo punto.

4. Los dos puntos a enlazar están situados en vertientes opuestas del mismo contrafuerte.

La solución de este enlace es similar a la anterior, sólo que aquí será el paso de la cresta del cerro lo que impondrá el trazado.

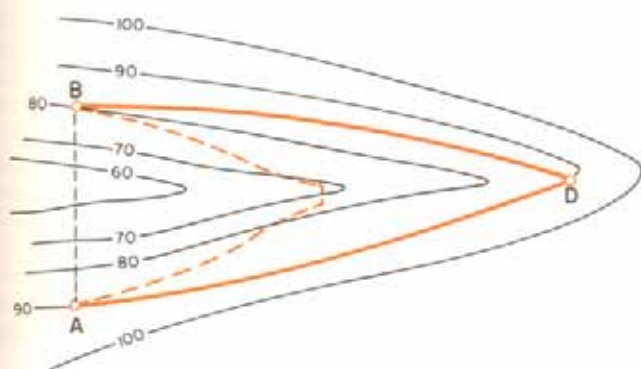


Fig. II-21. Enlace de dos puntos situados en vertientes opuestas de una misma hoya.

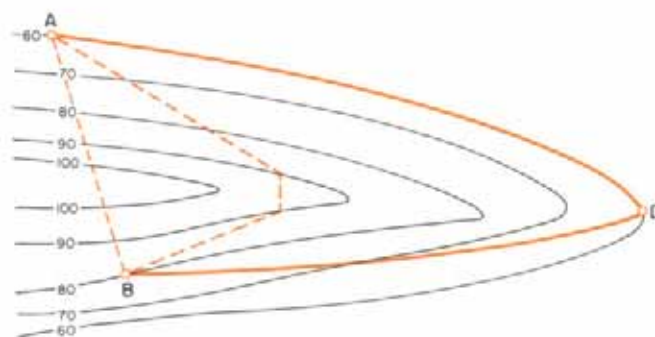


Fig. II-22. Enlace de dos puntos situados en vertientes opuestas de un contrafuerte.

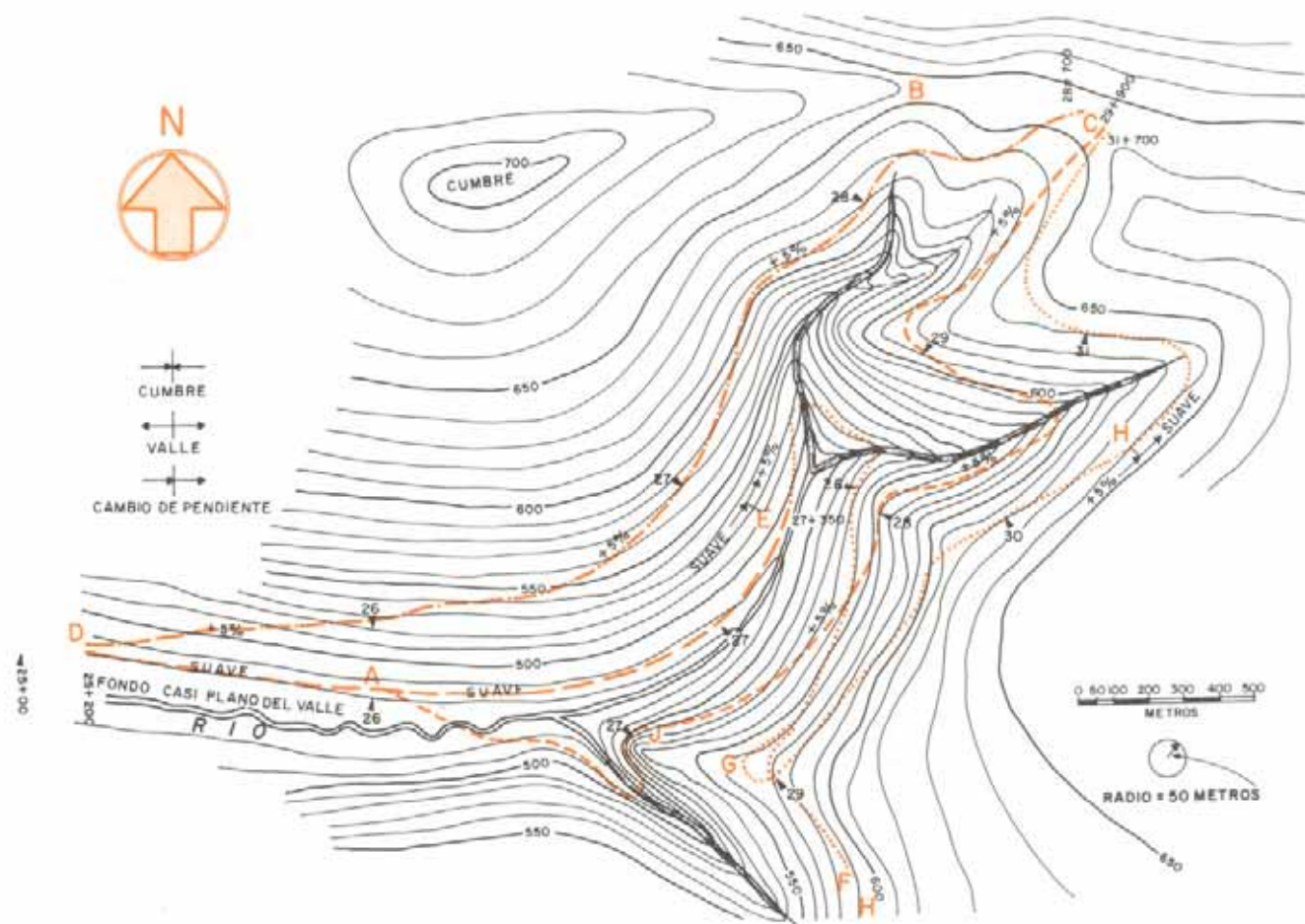


Fig. II-23. Estudio de un trazado.

2.3.2.3. Ejemplos sobre la forma de llevar un trazado

Los principios estudiados sobre la forma de llevar un trazado pueden ser ilustrados con algunos ejemplos. Los siguientes han sido adoptados de un texto clásico sobre trazado de carreteras⁷, y en ellos se analiza tanto el problema de la localización de un trazado como la forma de salvar algunos obstáculos típicos.

En el plano de la figura II-23 se ha llegado con la poligonal de estudio hasta el punto A, desde donde se requiere vencer el paso de la montaña, habiéndose fijado el abra C como punto de control.

Antes de iniciarse el recorrido de la línea de pendiente, es necesario fijar la cota de paso por el abra.

Como ésta es amplia y la topografía poco accidentada, convendrá cruzarla en rasante, mas si hubiera sido angosta y accidentada se recomendaría efectuar un corte para mantener las distancias de visibilidad en la cumbre.

En este ejemplo, al haberse decidido pasar el abra en rasante, la pendiente de la línea para enlazar A con C resultó ser de 5 por ciento.

Por razones prácticas, se considera más conveniente proceder al enlace partiendo desde C para llegar a A. De esta manera, estacionados en C se observan las laderas que

conducen a A, estimándose que la Nor-Oeste es la más favorable. Por ella se lleva la línea de pendiente, pero al correr esta línea, en vez de alcanzar al punto A se llega al punto D. Que esto ocurra es muy común, y, en este caso, como quiera que el punto A no constituye un control obligado, es posible descartar el tramo AD.

Si en vez de bajar desde el punto C, como se ha recomendado, la línea del trazado que llegó a A se hubiera continuado, la zona plana del valle podría haber inducido a seguir sobre ella, lo que hubiera conducido hasta el punto E. Aquí, la pendiente de la ladera se acentúa rápidamente, obligando a la línea de pendiente a cruzar hacia la derecha, atravesar los dos bordes del abra y seguir hasta el punto F, bastante alejado del objetivo de la línea, aunque en G, donde el terreno se explana, podría haberse vuelto a cruzar para dirigirse hacia el punto H, siempre con la pendiente de 5 por ciento, y desde aquí, con una pendiente algo menor, se podría alcanzar el punto C.

Esta solución, si bien satisface los requisitos de pendiente, ha alargado innecesariamente el trazado, introduciendo tres curvas pronunciadas en el alineamiento y dos pasos suplementarios para cruzar el curso de agua.

Este análisis ilustra la ventaja de correr la línea de pendiente desde el abra, aunque ello, por sí solo, no dará siempre el mejor trazado.

En efecto, supóngase ahora que al bajar desde el punto C se hubiese tomado el lado Sur-Oeste del valle. Debido a lo accidentado de esta ladera, la ruta se hace considerablemente más larga que la del lado Nor-Oeste. Además, al llegar al punto J se necesita un fuerte relleno para atravesar la quebrada que viene del Sur o, si se rodea la escarpada nariz que sobresale en J con una curva de radio mínimo, cruzar dicha quebrada con un movimiento antinatural y luego cruzar el río en el fondo del valle en un ángulo de esvaje considerable.

En resumen, al tomar el lado equivocado del valle, la ruta CJA se hace más larga que la CD, tiene un alineamiento menos conveniente, y requiere un puente y dos alcantarillas.

Los problemas del ejemplo anterior han sido relativamente simples, dado que uno de los lados del valle es tan obviamente superior al otro que inmediatamente se puede apreciar la ubicación de la mejor ruta para la carretera. En la realidad, dichas situaciones son raras, ya que generalmente ambos lados del valle pueden ofrecer obstáculos.

En la figura II-24 se presenta el plano de un valle similar en apariencia al del caso anterior, pero con importantes

diferencias: la estribación que sobresale del lado Nor-Este del valle es mucho más prominente y resulta ser un obstáculo notable, mientras que el lado Nor-Oeste es más suave pero bastante ondulado por la presencia de profundas quebradas y colinas angostas.

En forma similar a la anterior, se ha llegado hasta el punto A en el valle, y se ha decidido llevar una línea de pendiente a partir del abra C, bajando con una pendiente de 5 por ciento por el lado Nor-Oeste.

El talud del cerro es tan abrupto que resulta imposible llevar dicha línea si se desean emplear los radios mínimos permitidos en las curvas.

La topografía es particularmente mala en el punto G, y en el punto F hay una pequeña hondonada que es opuesta a la dirección general del trazado y donde se tendrá que aceptar un fuerte relleno.

Si a pesar de estos inconvenientes se obliga el trazado por esta ladera, al llevar la línea de pendiente ascendiendo en los barrancos y alejándose en las estribaciones para reducir el movimiento de tierras, se tendrá un alineamiento poco satisfactorio. El trazado requerirá un total de ocho alcantarillas, estando casi todas debajo de rellenos altos.

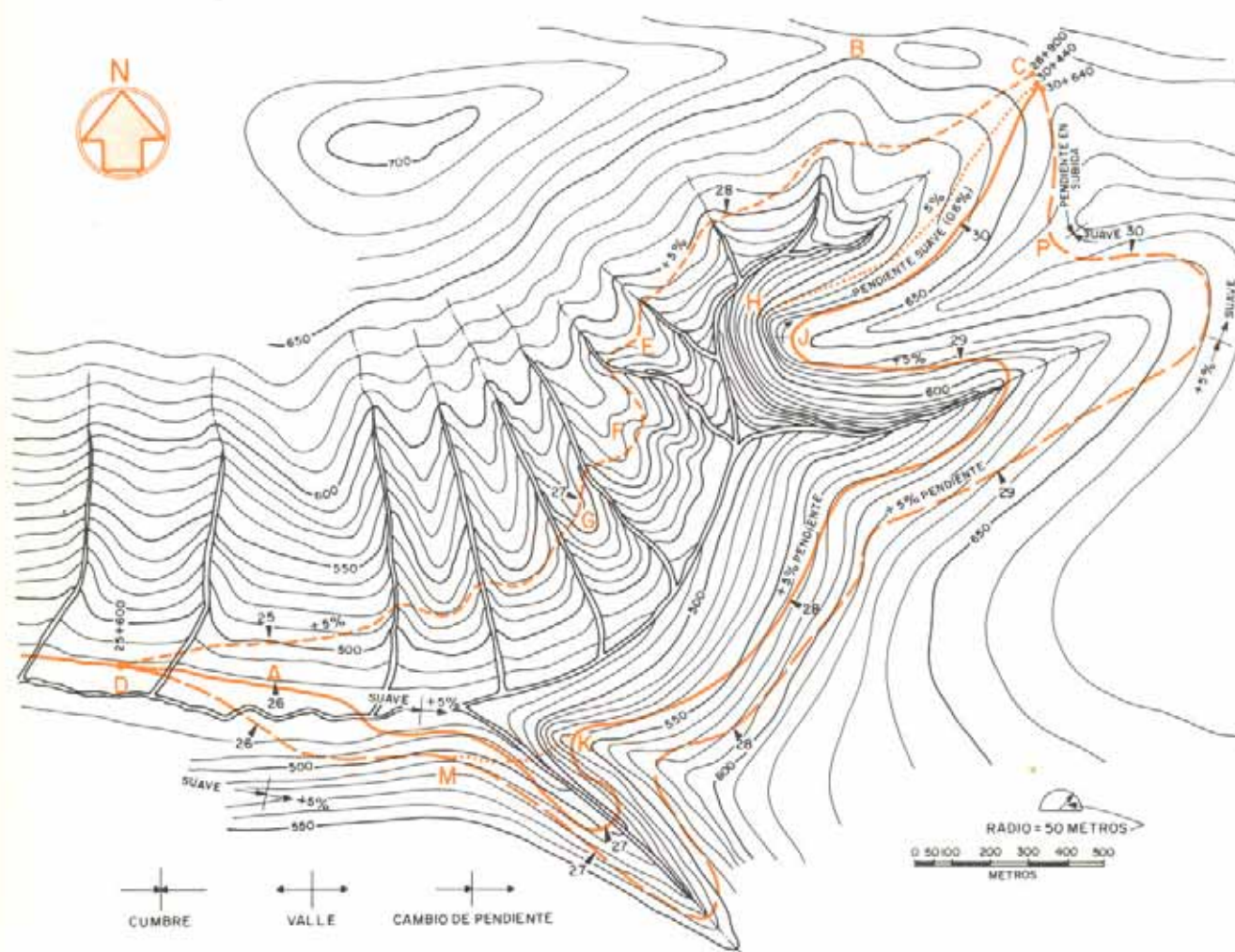


Fig. II-24. Estudio de un trazado.

Al buscar un trazado más conveniente, se ha llevado la línea descendiendo por el otro lado del valle, conduciendo la pendiente del 5 por ciento al punto *H*, donde se aprecia que los taludes hacia adelante son demasiado pronunciados, lo cual obliga a abandonarla también.

Examinando el plano, se observa que las pendientes de los taludes parecen ser menores hacia la parte superior del cerro, por lo que debe realizarse un nuevo intento de trazado por ellos, seleccionando el punto *J* como el mejor lugar para rodear la estribación.

Determinada la pendiente entre *C* y *J*, resulta ser 0,6 por ciento. Con dicha pendiente se ha llevado la línea entre *C* y *J*, y a partir de *J*, con pendiente de 5 por ciento, se sigue hacia el fondo del valle, cruzando el cauce principal y alcanzando el punto *A*, final del recorrido.

Aunque este trazado es más largo que el *DC*, tiene un mejor alineamiento y probablemente su construcción no será más costosa, debido a que el movimiento de tierra será menor. El costo del puente requerido será casi equivalente al de las numerosas alcantarillas que se necesitan en el trazado *DC*.

Otra línea que merece ser estudiada podría ser la *DMPC*. Aunque similar a la *AKJC*, tiene un mejor alineamiento y requiere menos excavación.

La figura II-25 ilustra algunos de los problemas que se encuentran al seguir una ruta ubicada en una cadena de cerros.

Antes de intentar resolverlos, conviene dar algunas recomendaciones generales en cuanto a los trazados que deben desarrollarse en terrenos montañosos, donde la dirección general del trazado siga una sucesión de cerros.

En estos casos, es probable que la mejor ubicación sea la que siga las cumbres, ya que, casi siempre, resultará la solución más económica, aunque sea la de mayor longitud.

Los pasos más bajos y las quebradas constituyen buenos puntos de control: la rasante tendrá que satisfacer aproximadamente las alturas o cotas de esos pasos.

Al atravesar un abra, es conveniente evitar fuertes cortes y rellenos. El mejor alineamiento se obtiene, comúnmente, pasando en diagonal la línea del trazado por el abra, desde una vertiente a la opuesta de la misma cadena. Asimismo, para aprovechar la topografía favorable y lograr una buena orientación, es frecuente tener que pasar el trazado de una falda de la cadena de cerros a la ladera opuesta.

Las salientes largas, narices o estribaciones de los cerros, son obstáculos importantes. Es conveniente cruzarlas tan alto como sea posible, empleando la pendiente máxima

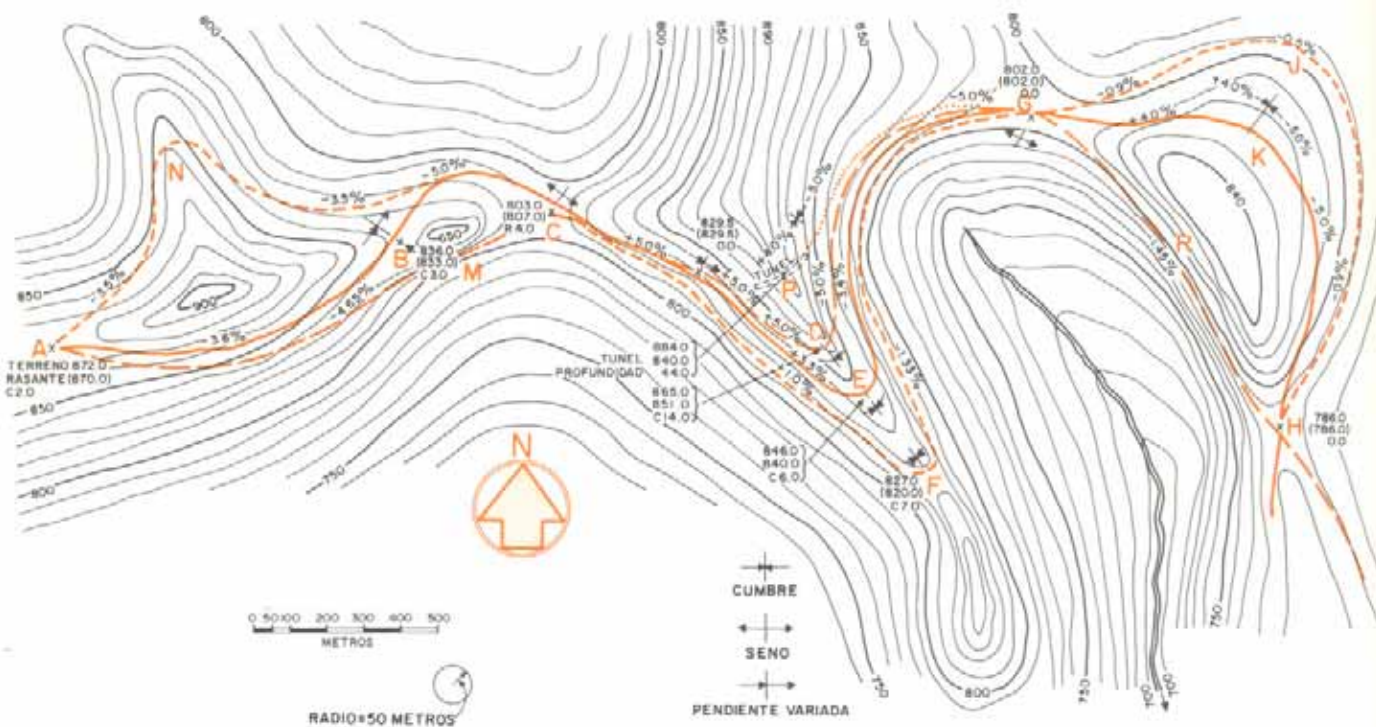


Fig. II-25. Estudio de un trazado a lo largo de una cadena de cerros.

desde las zonas adyacentes hasta el abra de control más cercana. Para mantener un alineamiento satisfactorio alrededor de estas estribaciones, a menudo es necesario hacer fuertes cortes o construir túneles.

Volviendo ahora al ejemplo de la figura II-25, los datos de este caso son los siguientes: se ha llegado al abra A con un corte de 2 m y se quiere efectuar el enlace entre A y H, teniendo como controles al punto C (donde se puede tener relleno de 4 m) y el promontorio PDEF.

Entre las abras A y C hay posibilidad de seguir varias rutas, siendo la más directa de ellas la AMC. Sin embargo, ésta atraviesa un precipicio profundo en el punto M.

La ruta ANC sigue una topografía más suave, pero es considerablemente más larga y el alineamiento menos conveniente que el anterior.

Probablemente, el mejor trazado será el que siga la ruta ABC, la cual será posible sólo si se mantiene el relleno de 4 m en C, pues un relleno menor exigirá un corte en el abra en B.

El promontorio PDEF es el siguiente control.

El abra F es el punto más bajo de estos cerros, pero para poder atravesarla se requerirá un trazado extenso, una curva bastante cerrada y grandes rellenos a cada lado de la accidentada abra.

Ascendiendo con la pendiente máxima y cortando la cadena en el punto D se podrá acortar el trazado considerablemente, pero esto también requerirá una curva y un corte profundo en D. Un trazo por E será más satisfactorio.

Si la carretera tiene un diseño para alta velocidad, el alineamiento podría ser la línea CPG, debiendo compararse económicamente la alternativa de construir un túnel en P en vez de efectuar un corte.

Entre las abras G y H, la ruta más corta será obviamente la GRH, pero esta línea atraviesa una ladera sumamente inclinada. La línea GJH sigue una pendiente uniforme, atravesando terreno fácil, pero es demasiado larga. La línea GKH, aunque de pendiente variada, cae en terreno fácil y es mucho más corta. Es probable que sea el mejor trazo de los tres.

Otro caso común es el de los trazados de carretera en montaña que cruzan valles formados por ríos o cañones. Aquí, el problema es el mismo que se presenta al cruzar una cadena de cerros, ya que deberán introducirse distancias suplementarias en el trazado para hacer posible el descenso dentro de las limitaciones de pendiente impuestas.

La selección de la ubicación del puente es importante y controla no solamente la pendiente sino también el alineamiento.



Fig. II-26. La ubicación del puente es determinante en la dirección de los alineamientos.

Fotografías cortesía de la International Road Federation, Washington.

Normalmente, el trazador selecciona la ubicación del puente y luego corre su línea de pendiente ascendiendo en el cañón a ambos lados del mismo.

La figura II-27 muestra el punto de cruce de un río, en el lugar donde forma un cañón con barrancos verticales de 40 m de alto. Se sabe que la profundidad de este río es de 15 m, pero que está sujeto a grandes fluctuaciones de agua durante las inundaciones y que el curso de la corriente de agua es muy variable.

En el punto C, el cañón se angosta hasta tener un ancho de sólo 35 m, pudiéndose encontrar aquí la ubicación más conveniente para el puente.

El problema del trazado consiste en llegar de la parte superior del cañón en A, hasta el punto C.

La rasante del puente se ha fijado en la cota 137.00.

La diferencia de cota entre A y C es de 213 m, y se ha especificado realizar el enlace con una pendiente máxima de 5 por ciento.

Al iniciar el ascenso desde C hacia A, se debe tener presente la dirección general que llevará el trazado después de pasar el río. En este caso, esa dirección es hacia B.

Desde C se presentan dos alternativas: llevar la línea hacia F o hacia D. Llevarla hacia F significa que el cruce del

puente se hará con un alineamiento oblicuo, bastante conveniente, en tanto que llevarla hacia D requerirá un cruce en U con un puente en curva.

Sin embargo, en el primer tanteo se descubrirá que el terreno entre C y F tiene una pendiente mayor de 5 por ciento, de modo que se hace obligatorio seguir la dirección aguas abajo, aunque no sea la mejor.

De esta manera, se alcanza el punto D, donde la ladera es más suave. Siguiendo hacia el abra E, se alcanza el punto F, donde es necesario cambiar nuevamente de dirección. Las condiciones de esta zona no son tan favorables, debiéndose esperar un fuerte relleno en el lado Este del desarrollo y un fuerte corte en el lado occidental.

En el punto G hay que rodear una nariz, la cual produce generalmente mejor desarrollo que el que se conseguiría en una ladera recta. Desde el punto G, siguiendo con la pendiente de 5 por ciento se alcanzará el punto A.

En la figura en estudio, la línea de trazos cortos muestra el primer trazado, llevado con una pendiente casi constante. El trazado definitivo, que tiene la pendiente máxima en toda su longitud, aunque es más largo que el anterior, tiene un mejor alineamiento y su construcción resultará más económica, a pesar del mayor movimiento de tierras.

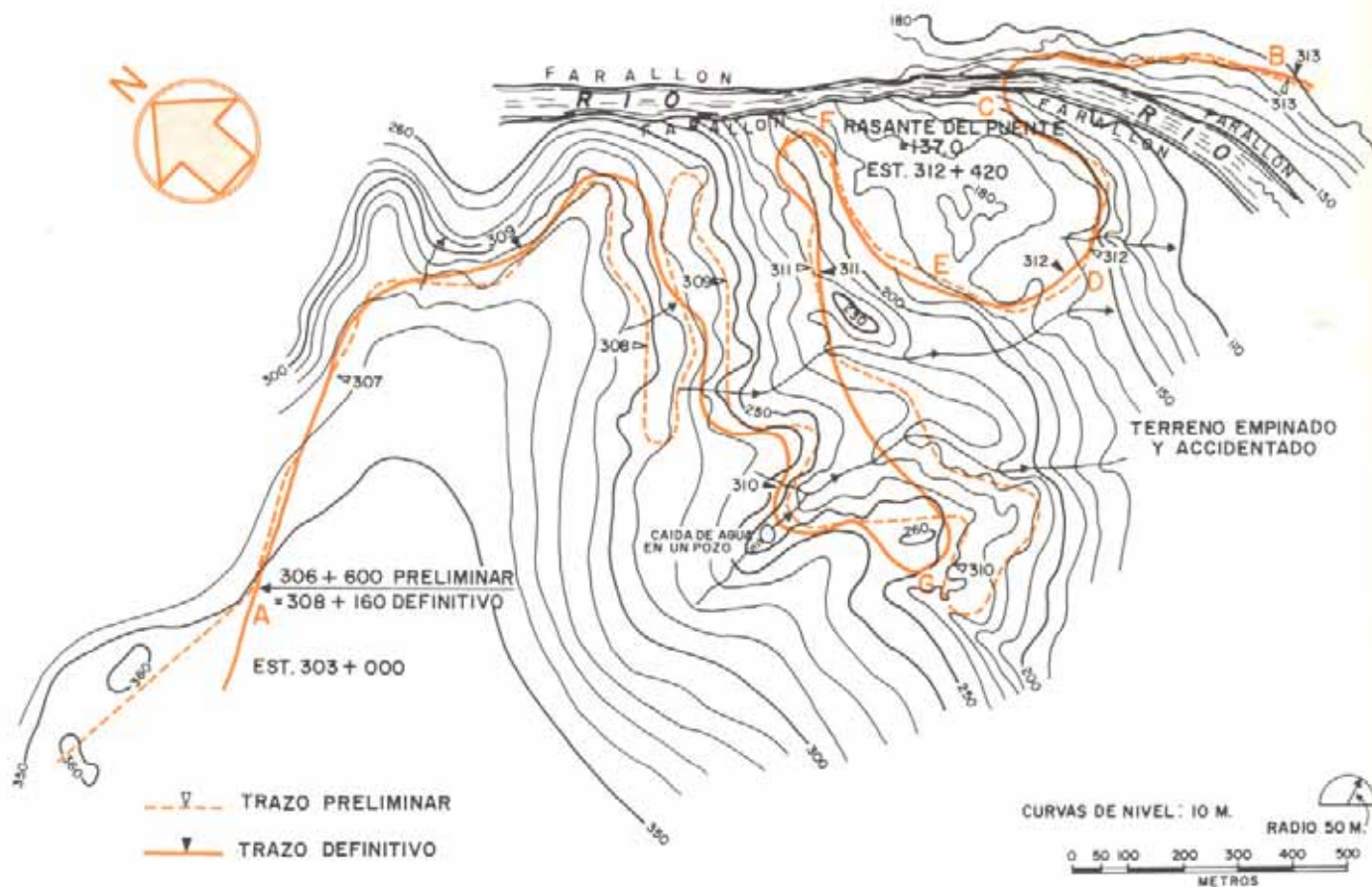


Fig. II-27. Estudio de un trazado que cruza un río.

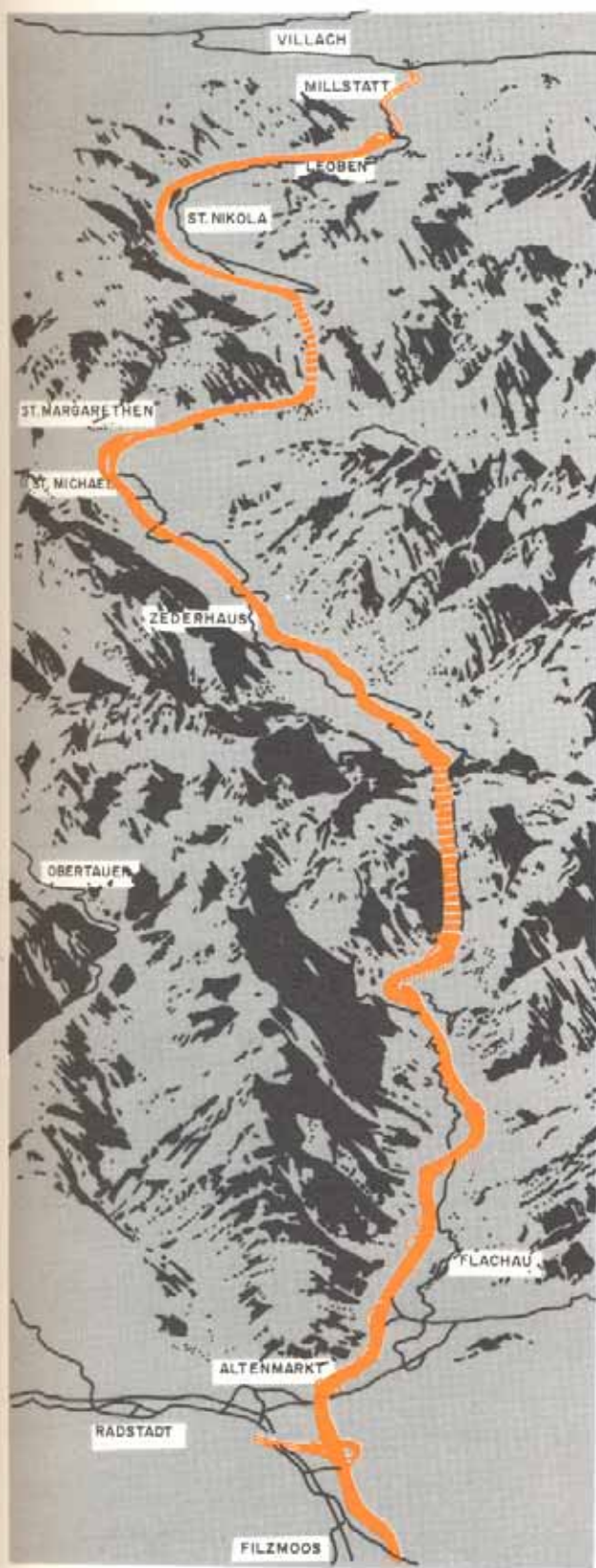


Fig. II-28. Ubicación esquemática de la Tauernautobahn (Austria), a lo largo de valles y montañas, ilustrando su adaptación a la topografía y la forma de vencer distintos obstáculos.

2.4. LEVANTAMIENTOS AEREOS

Como se ha visto hasta aquí, los reconocimientos topográficos terrestres tienen por finalidad proporcionar la información y datos que permitan ubicar, en las rutas seleccionadas, el posible trazado de una carretera. En etapa posterior, el trazado más conveniente dará lugar a un levantamiento topográfico para la elaboración de los planos sobre los cuales podrá realizarse el proyecto de la carretera.

Es evidente que cualquier otro método que provea tales informaciones y cartas de una manera más rápida y económica, podría sustituir con ventaja a los terrestres. En tal sentido, son los levantamientos aéreos los que proporcionan los medios más efectivos, constituyendo en la actualidad la *fotogrametría aérea*, junto con el uso de los computadores electrónicos y los equipos mecánicos de diseño, la técnica más avanzada a disposición del ingeniero para realizar trabajos de estudio y proyecto de carreteras.

Los levantamientos aéreos no solamente son de utilidad para la elaboración de las cartas aerofotogramétricas sino que son de particular ventaja durante los reconocimientos preliminares, ya que las *aerofotografías* indican la forma del terreno, su uso y los diferentes tipos de suelos, permitiendo así establecer los controles, la selección de la mejor ruta y los trazados entre terminales, basándose en la dirección y características de la topografía, así como el uso y desarrollo de los terrenos adyacentes.

En general, los levantamientos aéreos pueden realizarse más rápida y económicamente que los terrestres, y las fajas de estudio pueden ampliarse a un costo mucho menor que los normales en topografía. Estos levantamientos han sido empleados satisfactoriamente para elaborar planos a escalas que pueden variar desde 1:100.000 a 1:250, pudiendo representarse las curvas de nivel exacta y económicamente con equidistancias que pueden llegar a ser hasta de 25 centímetros.

Bajo ciertas circunstancias, sin embargo, los planos aéreos no resultan económicos ni convenientes.

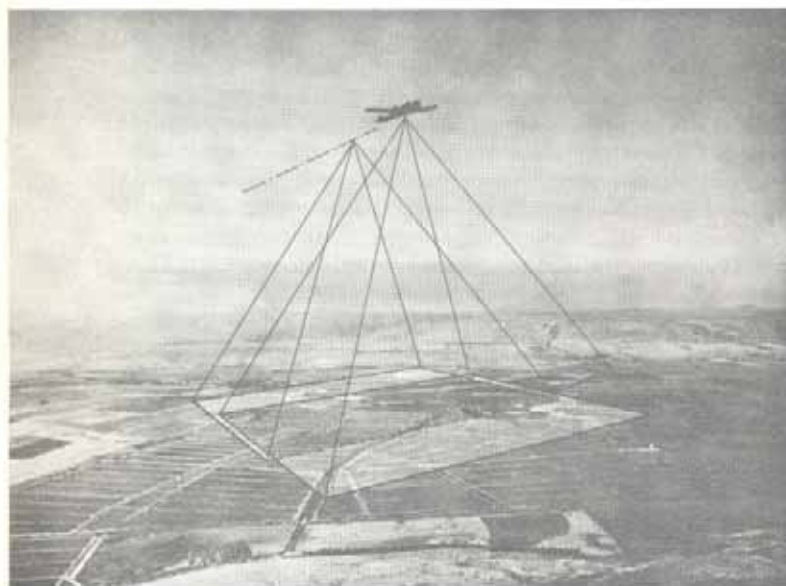
Tal sería el caso, por ejemplo, de levantamientos de áreas reducidas, estando la magnitud económica límite probablemente entre 20 y 50 hectáreas. Tampoco pueden utilizarse con éxito en determinadas clases de terreno: en ciertas áreas desérticas o llanas que se fotografían con sombra uniforme sin textura, las fotografías no representan realmente la superficie del terreno, y en zonas de grandes cañones, densos bosques, selvas o altos edificios, la superficie del terreno queda oculta en la fotografía.

2.4.1. OBTENCION Y EXAMEN DE LAS FOTOGRAFIAS AEREAS

La fase inicial del proceso de producción de un plano por el método aerofotográfico la constituye la toma de las vistas aéreas⁸.

A dicho fin se emplean cámaras especiales, con las cuales, desde un avión, se toman *vistas verticales* consecutivas del terreno, formando fajas rectilíneas.

Para lograr visión estereoscópica con las fotografías, cada vista ha de tener una parte común de un 60 por ciento con la foto anterior y la siguiente, superposición longitudinal que se obtiene mediante un dispositivo adecuado en la cámara.



Fotografía cortesía de Pantomap Israel Ltd.

Fig. II-29. Toma de vistas aéreas consecutivas.

También se han de tomar fajas paralelas, superpuestas en un 30 por ciento o más, que han de cubrir sistemáticamente toda la zona de estudio.

Previamente al vuelo y de acuerdo a los requerimientos del mapa (escala, precisión, etc.), se prepara un *proyecto de vuelo* donde se indica el tipo de cámara a emplear, altura de vuelo, dirección, posición de las fajas de vistas, superficie a fotografiar⁹, etc.

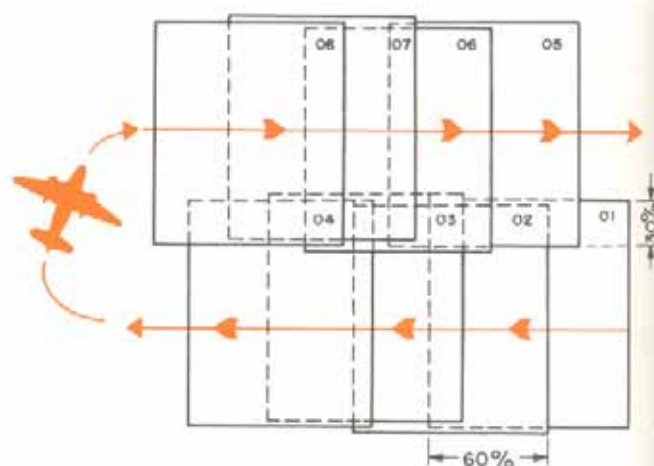
El siguiente ejemplo de un plan de vuelo indica los detalles de su elaboración¹⁰.

Datos:

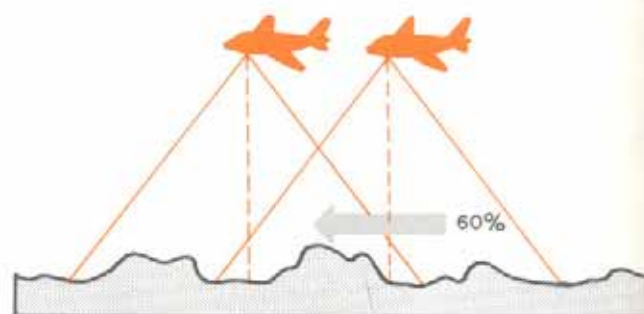
- Eje N-S: 20 km.
- Eje E-W: 40 km.
- Cámara RMK 15/23 A.
- Distancia focal: 153 mm.
- Formato negativo: 23 x 23 cm.
- Superposición longitudinal: 60 por ciento.
- Superposición lateral: 30 por ciento.
- Elevación promedio del área: 1.200 m abs.
- Velocidad del avión: 250 km/h.
- Escala promedio de las fotografías: 1:20.000.
- Escala del mapa para la ubicación de las líneas de vuelo: 1:100.000.

Se debe obtener:

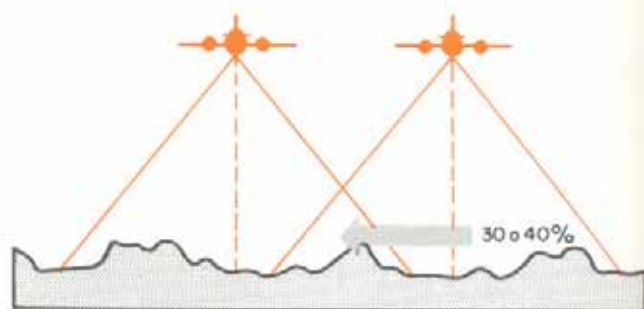
- 1.º Altura de vuelo promedio.
- 2.º Orientación y distancia en el terreno entre fajas de vuelo.
- 3.º Número de fajas de vuelo.
- 4.º Distancia corregida entre fajas.
- 5.º Distancia entre fajas a escala del mapa.
- 6.º Número de fotografías por línea de vuelo.
- 7.º Número total de exposiciones en toda el área.
- 8.º Tiempo entre fotografías.



VUELO FOTOGRAMETRICO



SUPERPOSICION LONGITUDINAL



SUPERPOSICION LATERAL

Fig. II-30. Superposición de las fotografías en un levantamiento aerofotogramétrico.

Resolución:

- 1.º Altura de vuelo promedio.

$$\text{Escala para el datum} \quad E = \frac{b'}{b} = \frac{f}{H}$$

$$\text{Escala para un punto } P \quad E_P = \frac{f}{H - h}$$

$$\text{De la fórmula } E = \frac{f}{H - h} \text{ se obtiene } H = h + \frac{f}{E}$$

y, sustituyendo valores

$$H = 1.200 + 0,153 \times 20.000 = 4.260 \text{ m abs.}$$

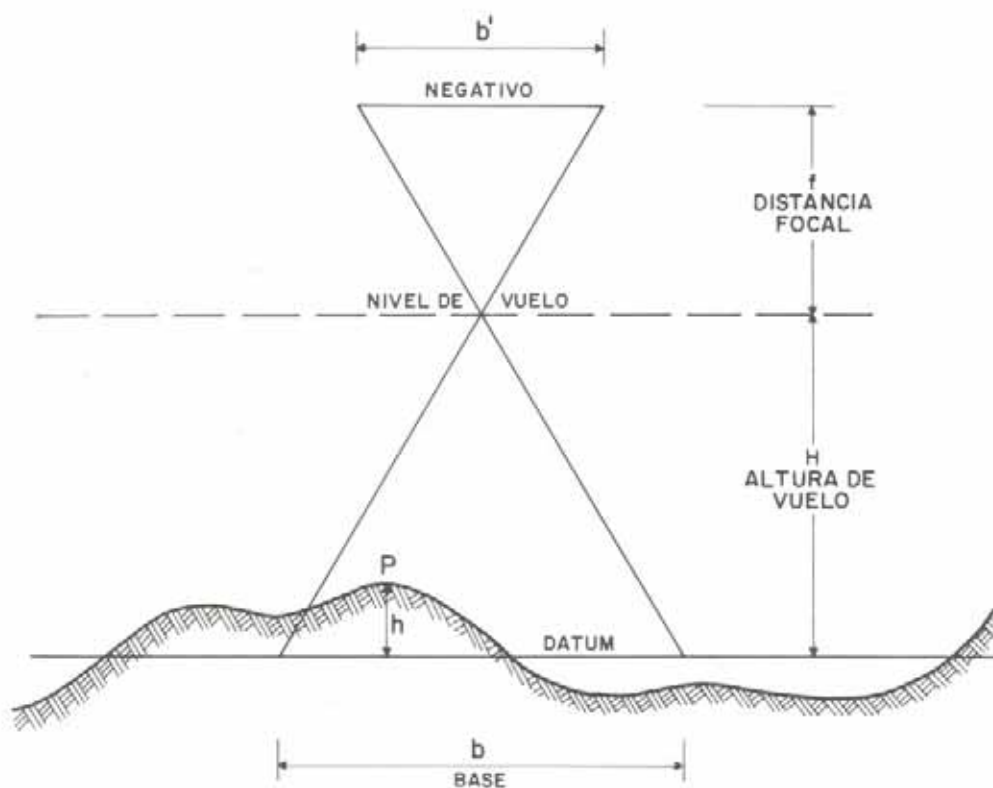


Fig. II-31. Relación de escala a altura de vuelo.

2.º Orientación y distancia.

Se ha escogido la orientación E-W por ser la de mayor longitud. Como de cada fotografía se considera una superposición lateral de 30 por ciento, sólo es aprovechable el 70 por ciento, luego, en la fotografía (23 cm ancho) se utilizan: $23 \times 0,70 = 16,1$ cm que corresponden en el terreno a

$$16,1 \times 20.000 = 322.000 \text{ cm} = 3.220 \text{ m}$$

3.º Número de fajas de vuelo.

$$\text{Núm.} = \frac{\text{ancho del área}}{\text{ancho de cada faja}} = \frac{20.000}{3.220} = 6 \text{ fajas}$$

4.º Distancia corregida entre fajas.

$$D = \frac{\text{ancho del área}}{\text{número de fajas}} = \frac{20.000}{6} = 3.333,3 \text{ m}$$

5.º Distancia entre fajas a la escala del mapa.

$$D' = D.E. = 3.333,3 \times \frac{1}{100.000} = 0,033 \text{ m} = 3,3 \text{ cm}$$

6.º Número de fotografías por línea de vuelo.

Como hay un 60 por ciento de superposición longitudinal, sólo se utiliza el 40 por ciento; en la fotografía se tendrá

$$23 \text{ cm} \times 0,40 = 9,2 \text{ cm}$$

que en el terreno suponen

$$9,2 \text{ cm} \times 20.000 = 184.000 \text{ cm} = 1.840 \text{ m}$$

El número de fotografías por franjas será

$$N = \frac{\text{longitud de la zona}}{\text{longitud de una foto}} = \frac{40.000}{1.840} = 21,7$$

Debido a errores de comienzo y terminación de las series de fotos, es preferible agregar dos fotografías al principio y dos al final, obteniendo así:

$$\text{Número total de fotos} = 21,7 + 4 = 25,7.$$

Se tomarán 26

7.º Número total de exposiciones.

Como hay 6 franjas, se tiene

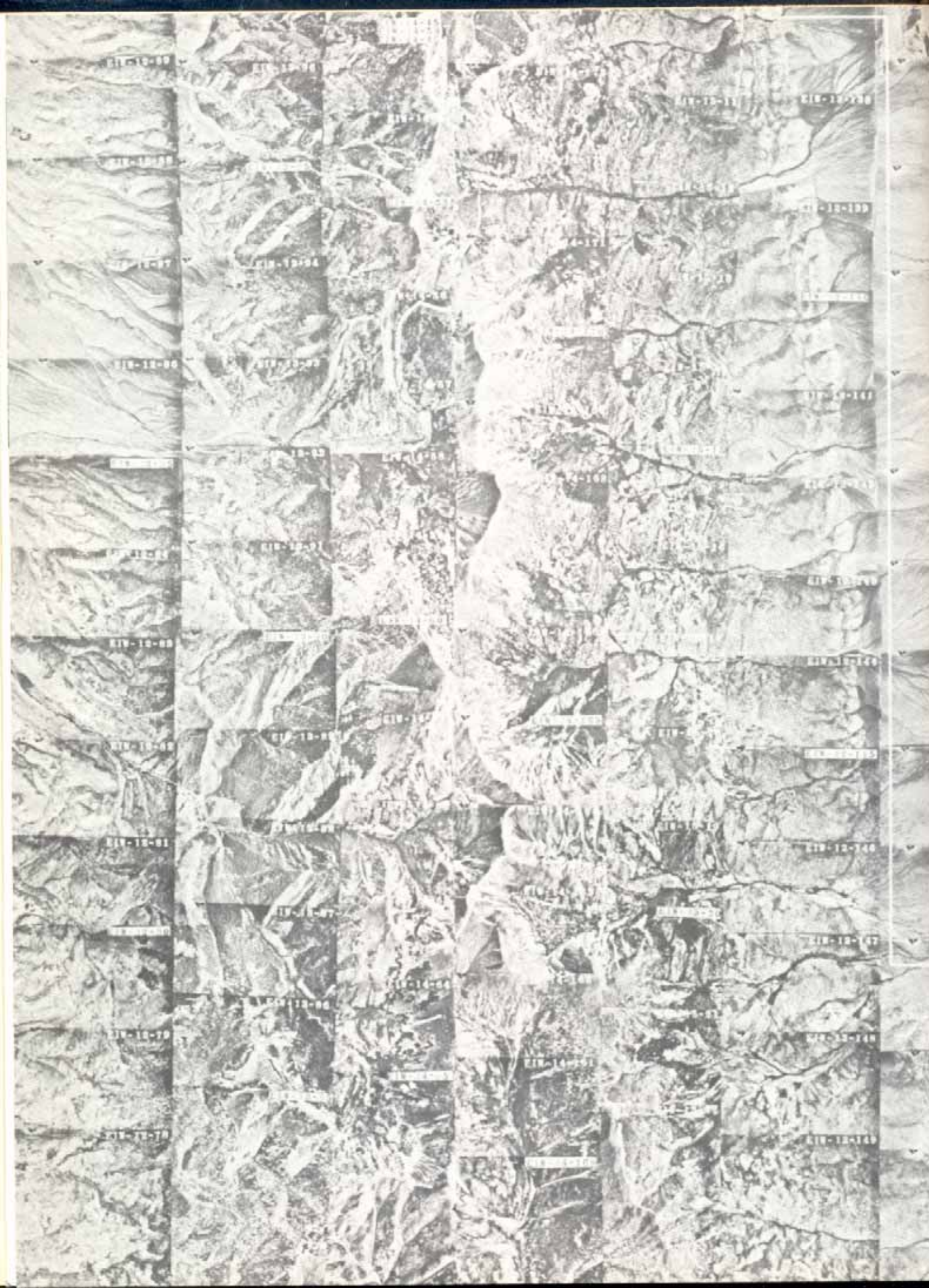
$$26 \times 6 = 156 \text{ fotografías}$$

8.º Tiempo entre fotografías.

$$v = 250 \text{ km/h} = 69,4 \text{ m/seg}$$

$$\text{tiempo entre fotografías} = \frac{1.840}{69,4} = 26,5 \text{ seg}$$

Concluido el vuelo, se revelan y fijan los rollos de películas expuestos, numerando cada vista, codificando los rollos e incluyendo los demás datos necesarios. Mediante una copiadora se hacen reproducciones de las vistas, las cuales se pueden emplear aisladamente para fotointerpretación, agrupadas en fotocroquis y fotoplanos, o pueden ser usadas en restitución para la elaboración de los planos.



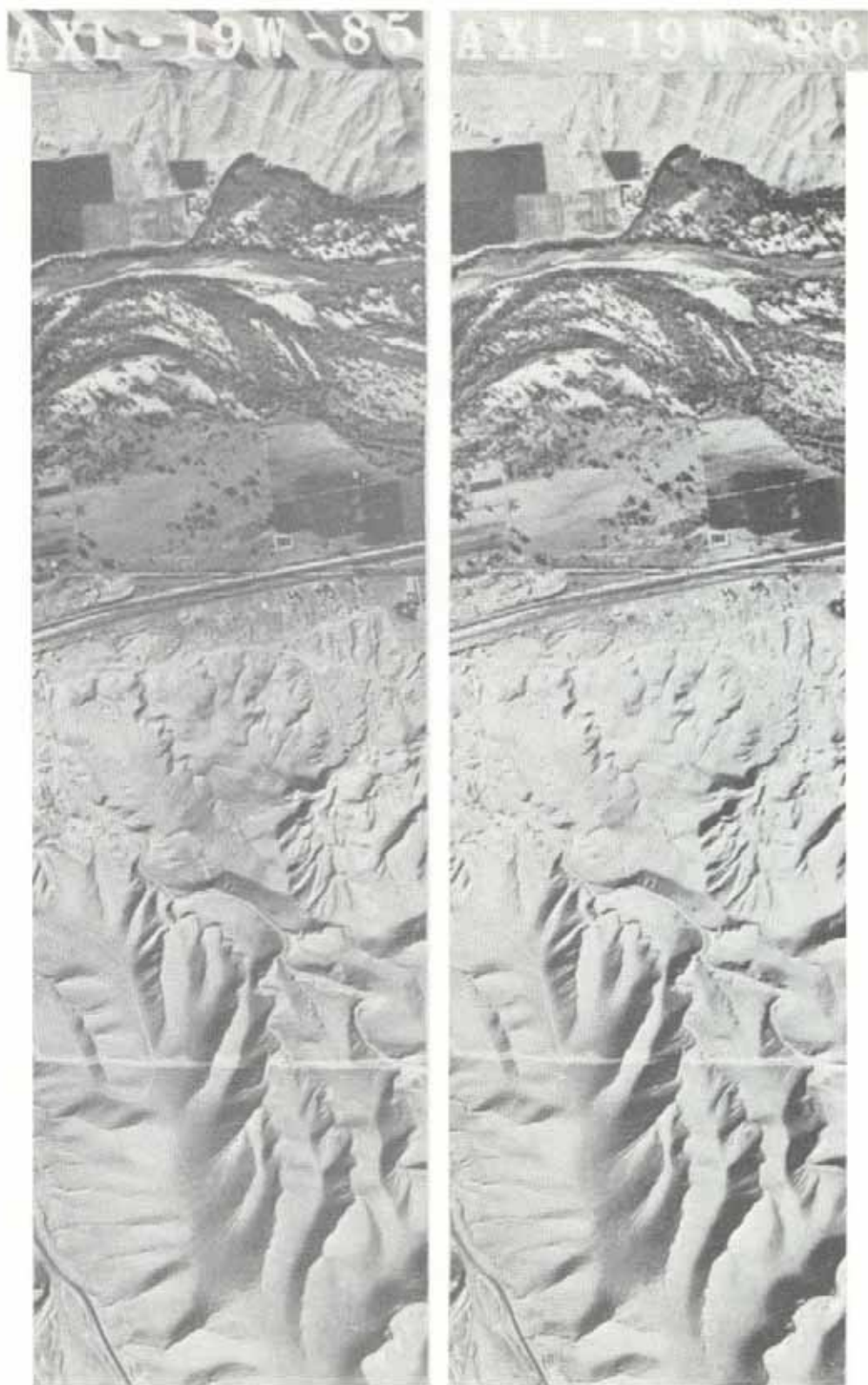


Fig. II-32. Mosaico
fotográfico ¹¹.

Fig. II-33.
Par de fotografías
aéreas formando
un estereograma.

Guiándose por la superposición longitudinal y lateral de las vistas se pueden formar *mosaicos fotográficos* o *fotocroquis*, de manera de tener una representación en conjunto del terreno. Aunque el fotocroquis carece de precisión en escala, representa un documento de gran valor para los estu-

dios preliminares. En éste, las fotos pueden identificarse con ayuda de la numeración que distingue a cada una de ellas.

Reunidas en pares, las fotos forman un *estereograma*, que puede ser examinado estereoscópicamente.

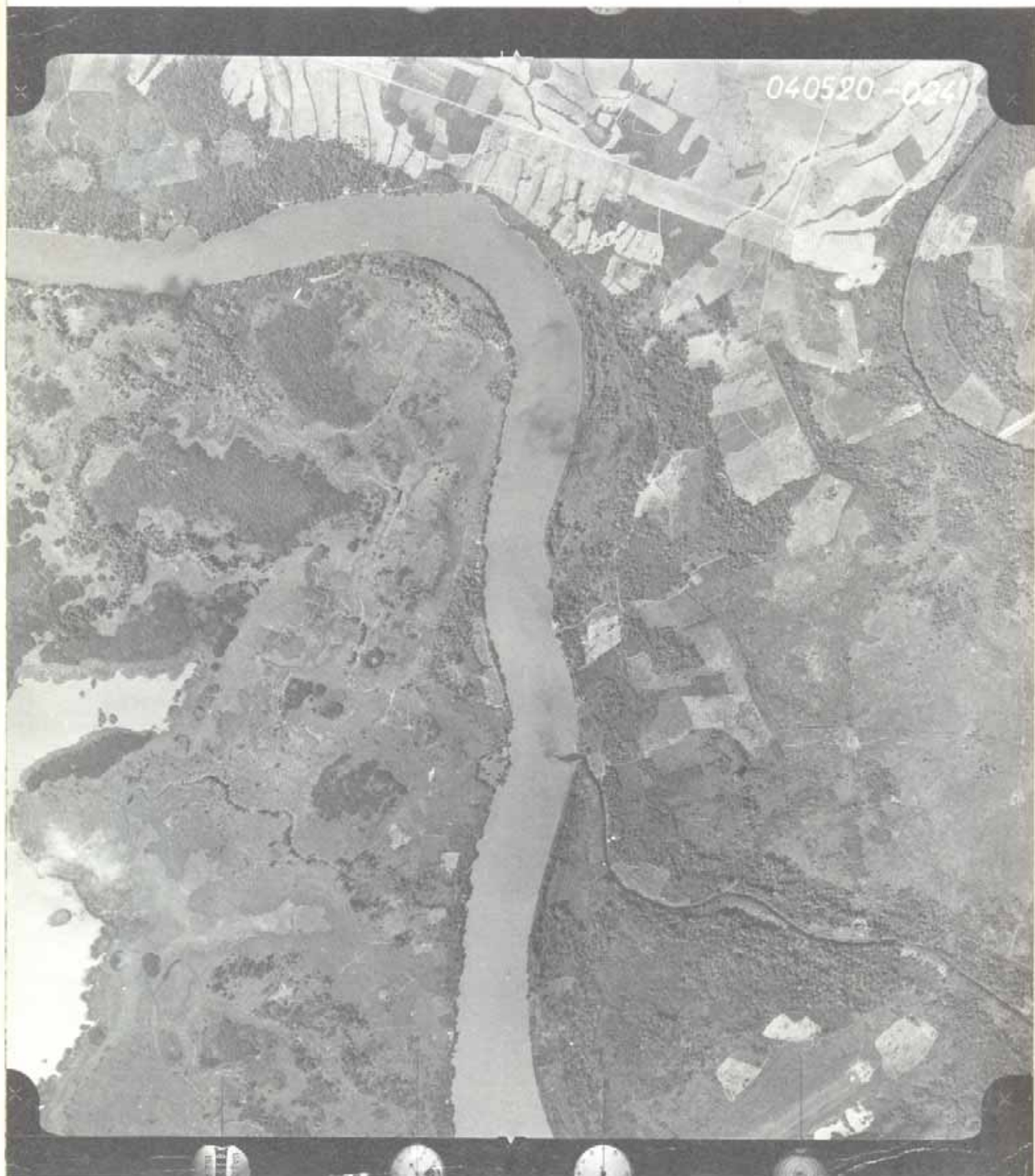


Fig. II-34. Fotografia aerea.

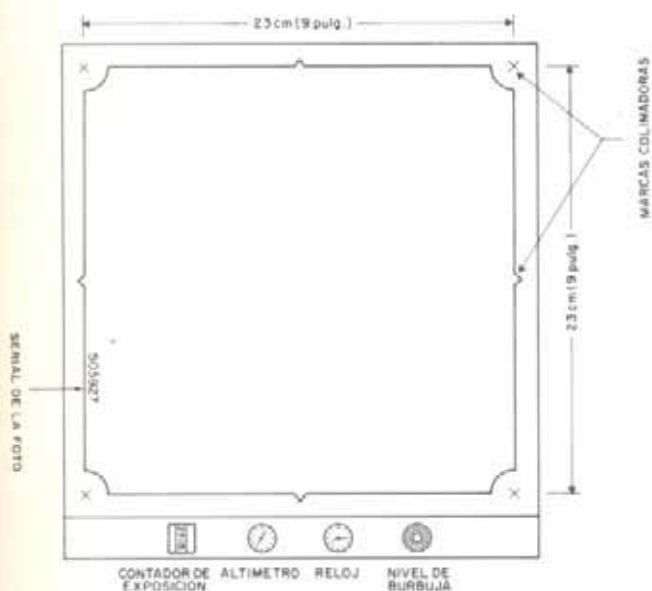


Fig. II-35. Formato de una fotografía aérea típica.

Fig. II-36. Variaciones de la escala en las fotografías aéreas. La escala de una fotografía aérea depende de la relación de la altura de vuelo H a la distancia focal de la cámara fotográfica, expresadas ambas en las mismas medidas de longitud. Cuanto más alto sea el vuelo, menor será la escala, pero será mayor el terreno cubierto por el reconocimiento. Si se utiliza una cámara de distancia focal más larga, se obtienen fotografías de mayor escala.

La mayoría de las fotografías aéreas que se utilizan en los trabajos iniciales de estudio de carreteras son copias por contacto de 23×23 cm (9×9 pulgadas), hechas sobre papel con superficie semi-mate cuando sobre ellas se van a hacer anotaciones, o sobre papel brillante cuando se van a emplear para copias y reproducciones.

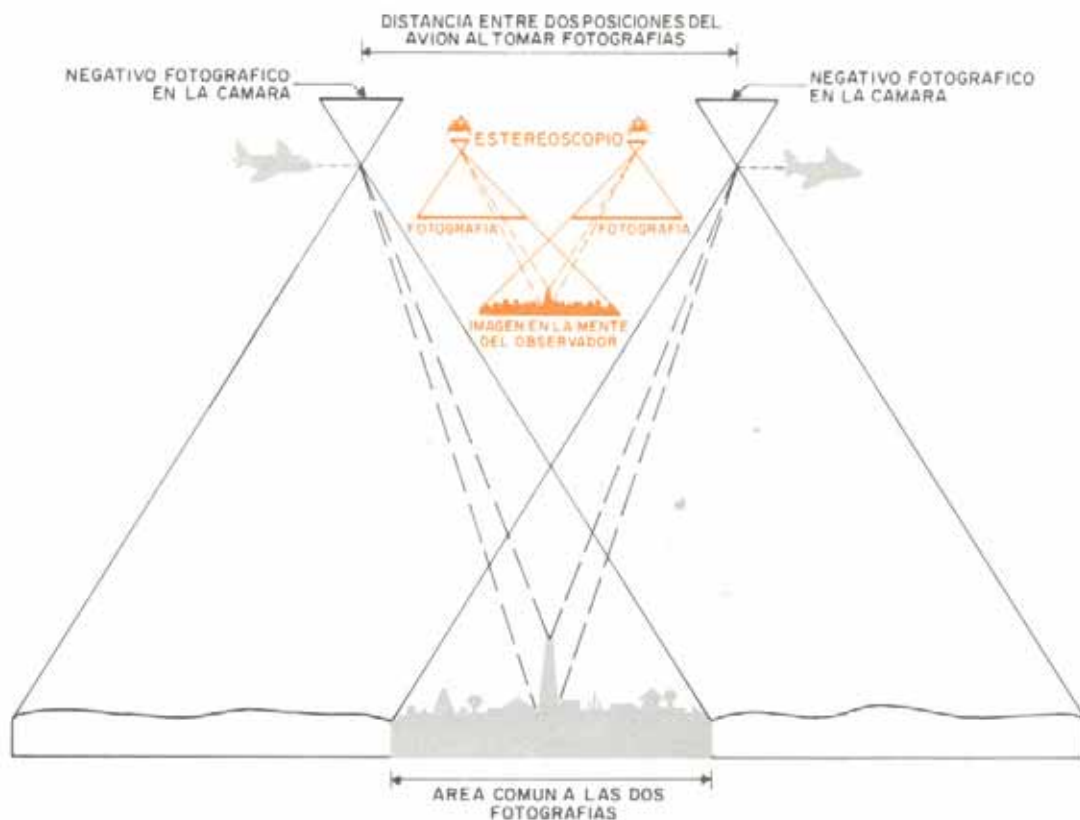
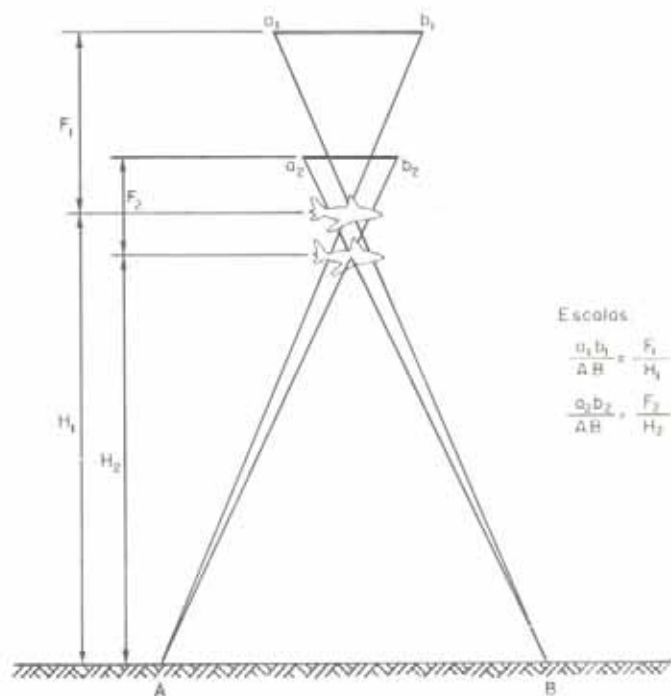


Fig. II-37. Formación de la visión estereoscópica.



Fig. II-38. Estereoscopio Zeiss de bolsillo.

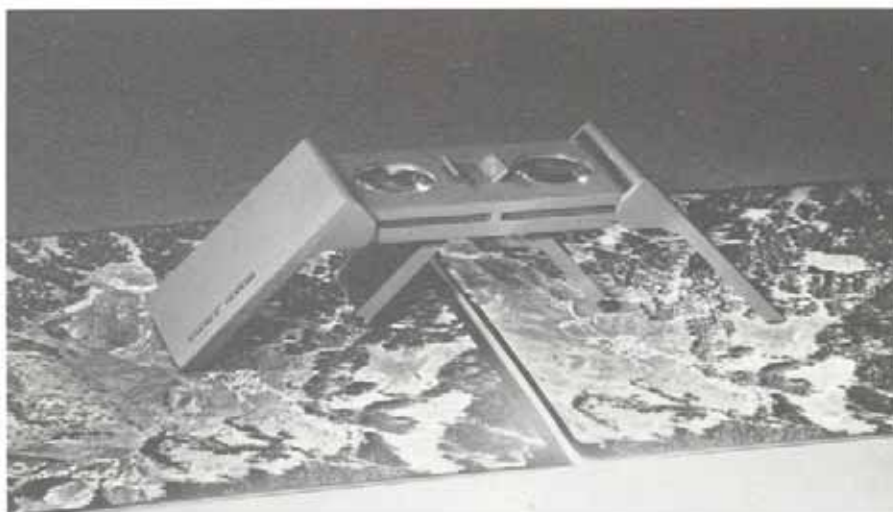
En la etapa de reconocimiento del área, las escalas de las fotografías que se emplean dependen de la topografía y del uso de la tierra.

Los detalles de la topografía, la vegetación y el uso de la tierra son vistos en tres dimensiones al ser examinadas las fotografías aéreas estereoscópicamente.

El examen de los estereogramas o pares estereoscópicos, también llamados fotogramas, puede realizarse a simple vista cuando ésta ha sido debidamente adiestrada, o con equipos que pueden variar desde los más sencillos a los más complejos.

El *estereoscopio de bolsillo* es un instrumento muy manuable que sirve para examinar fotografías, y que puede llevarse al campo para utilizarlo en la comparación de los datos deducidos de las fotografías con los que se observan en el terreno.

El modelo de la figura II-39 es un *estereoscopio de espejos de bolsillo*, que ofrece considerables ventajas sobre el modelo tradicional. Con él, la observación estereoscópica tiene mayor poder informativo, el trabajo resulta más cómodo y las fotografías aéreas de formato 23×23 cm con recubrimiento de hasta un 70 por ciento pueden observarse este-



Fotografía cortesía de Wild Heerbrugg, s. a.

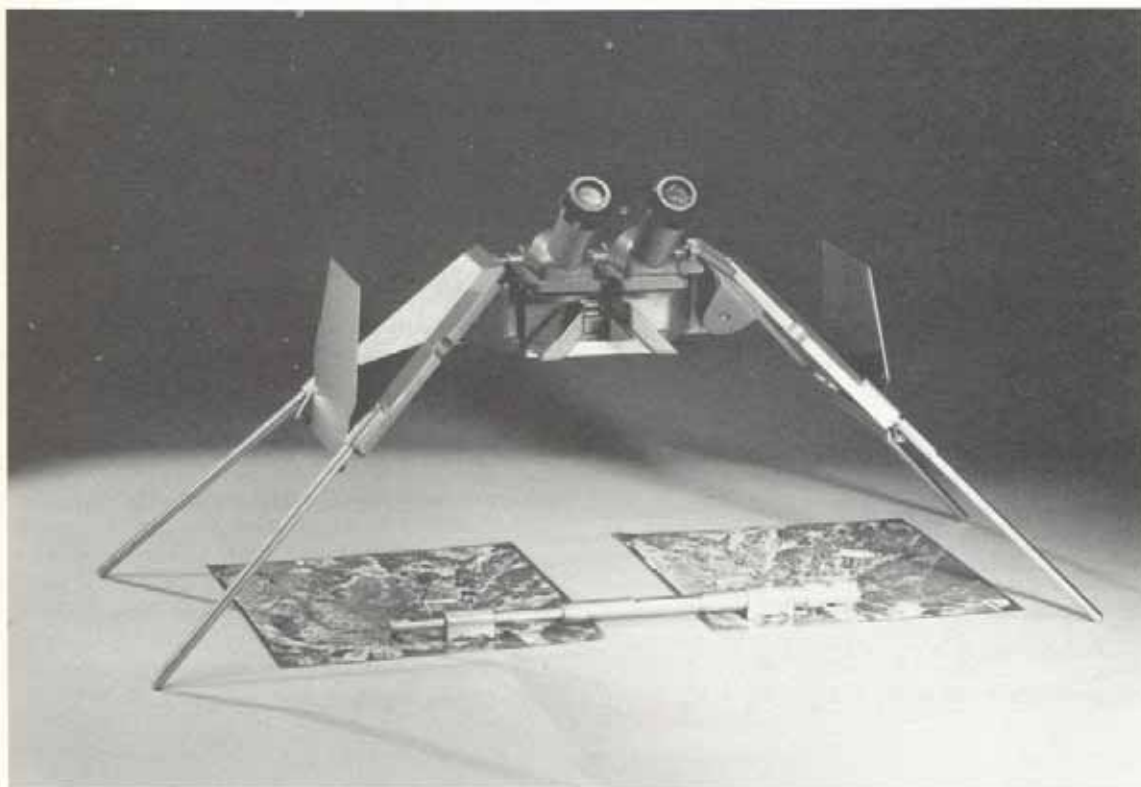
Fig. II-39. Estereoscopio de espejos de bolsillo. Modelo Wild TSPI.

reoscópicamente sin que sea necesario doblarlas y poner una encima de otra.

Para exigencias superiores en la exploración estereoscópica de las fotos, resulta insuficiente el estereoscopio de bolsillo, debido a su pequeña base ocular.

Para obviar este inconveniente se emplea el *estereoscopio de espejos*, el cual puede adaptarse a diferentes tareas por medio de anteojos de observación intercambiables.

Generalmente, el estereoscopio de espejos lleva un dispositivo complementario que ayuda a efectuar mediciones de las zonas fotografiadas. Es el *estereomicrometro* o *barra de paralaje*, el cual consta de una varilla micrométrica provista en ambos extremos de plaquitas de cristal para la medición de paralajes estereoscópicas horizontales, de una escala micrométrica y de un tambor de lectura para centésimas de milímetro.



Fotografía cortesía de Wild Heerbrugg, s. a.

Fig. II-40. Estereoscopio de espejos Wild ST4, con antejo de observación y estereomicrometro.

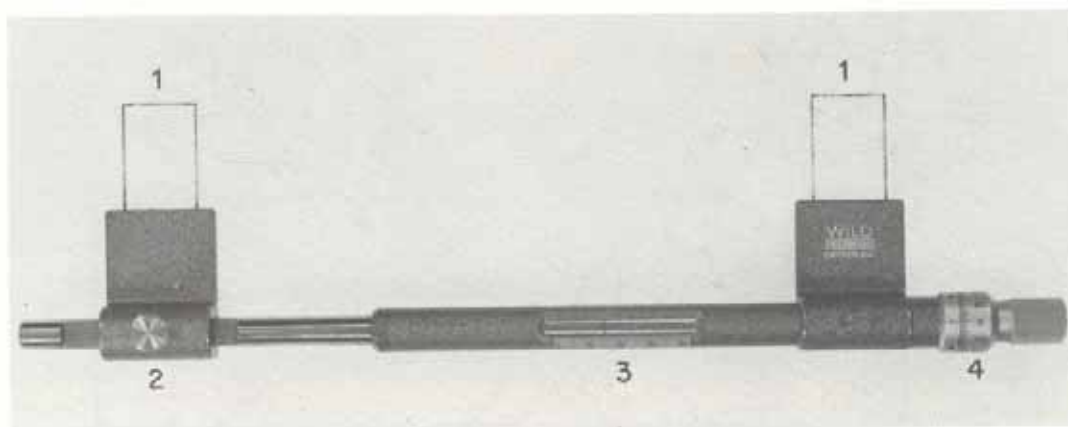


Fig. II-41. Estereomicrometro:

- 1) placas con marcas o índices de cruz, círculo y punto;
- 2) tornillos de sujeción del ajuste;
- 3) escala milimétrica; y 4) tambor de lectura para la centésima de milímetro.

En las dos placas del estereomicrometro van marcados una cruz, un círculo y un punto. Uno de estos pares de marcas o índices se juntan en la visión estereoscópica, formando una sola marca estereoscópica de medición que puede llevarse a la zona fotografiada accionando el cilindro de lectura. En el caso normal de fotografía estereoscópica, las diferencias de distancias, dadas por las lecturas del cilindro, de puntos idénticos en las imágenes parciales y paralelas a la base de observación, están ligadas por una relación matemática sencilla respecto a la profundidad del objeto. Dichas distancias se llaman *paralajes* - x y de su medida se puede determinar, exactamente o con mucha aproximación, la configuración de los objetos representados.

El concepto de paralaje queda mejor explicado en relación a la figura II-42.

El objeto AB ha sido fotografiado por una cámara colocada en el punto O_1 y luego en O_2 .

La imagen A' del punto A aparecerá en la primera fotografía en cierta posición, en tanto que en la segunda aparecerá en una posición relativa, A'' , distinta de A' . Su imagen se habrá desplazado una cierta distancia como consecuencia del desplazamiento de la cámara a lo largo de la base $O_1 O_2$.

Igual cosa habrá sucedido con la imagen del punto B ; es decir, que tanto la imagen de A como la de B se han desplazado en cada fotografía con relación a la otra foto, según la dirección del vuelo del avión.

El desplazamiento $A' A''$ se llama paralaje de A , y el desplazamiento de $B' B''$ es la paralaje de B .

La diferencia entre las dos paralajes permite calcular la diferencia de cota o altura Δh del objeto.

En efecto, en la figura II-42 se tiene

$$\text{Paralaje de } A = P_A = X'_A - X''_A$$

$$\text{Paralaje de } B = P_B = X'_B - X''_B$$

$$\text{diferencia de paralajes} = \Delta P = X'_A - X''_A - X'_B + X''_B$$

Como X''_A y X''_B son negativos, se tiene

$$\Delta P = X'_A - X'_B + X''_A - X''_B = B'A' + A''B''$$

que son distancias medibles en las fotografías.

En la figura II-42 se deduce que

$$\frac{\Delta h}{H - \Delta h} = \frac{CD}{b} = \frac{CB + BD}{b}$$

$$\frac{CB}{A''B''} = \frac{b}{b''} \quad \text{y} \quad \frac{BD}{B'A'} = \frac{b}{b'}$$

$$CB = \frac{A''B'' \cdot b}{b''} \quad \text{y} \quad BD = \frac{B'A' \cdot b}{b'}$$

pero $b'' = b'$, y entonces

$$CB + BD = \frac{(A''B'' + B'A') \cdot b}{b'} = \frac{\Delta P \cdot b}{b'}$$

Por tanto

$$\frac{\Delta h}{H - \Delta h} = \frac{\Delta P \cdot b}{b'}$$

$$\Delta h \cdot b' = \Delta P (H - \Delta h)$$

$$\Delta h (b' + \Delta P) = H \cdot \Delta P$$

y

$$\Delta h = \frac{H \cdot \Delta P}{b' + \Delta P}$$

en donde

Δh = diferencia de cota o altura buscada.

H = altura de vuelo.

ΔP = diferencia de paralaje.

b' = base reproducida en la imagen.

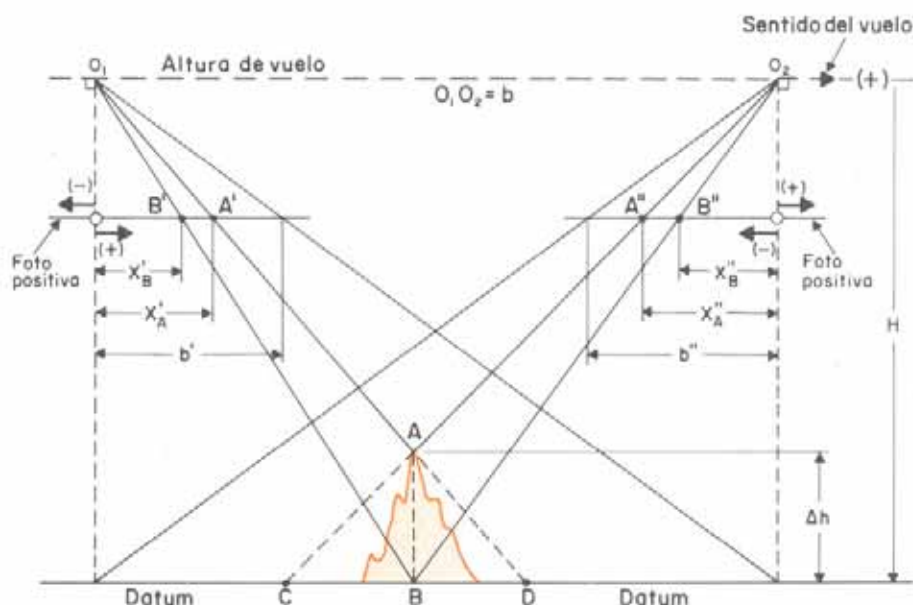
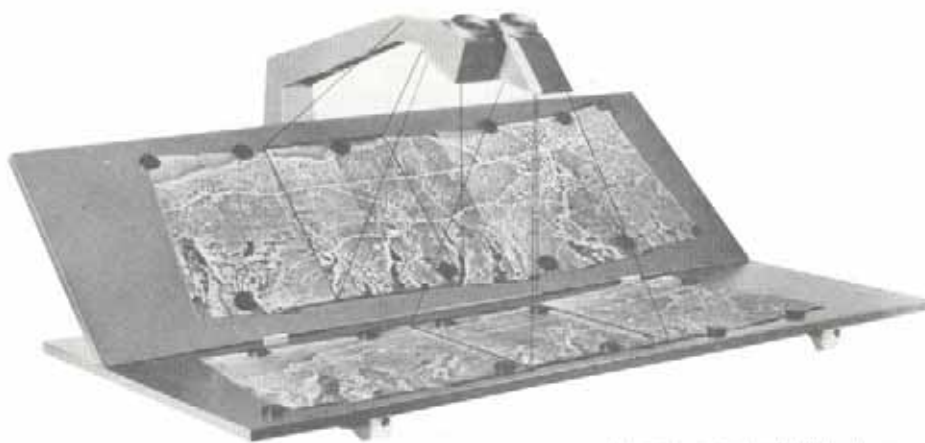


Fig. II-42. Determinación de las alturas por medición de las paralajes.



Fotografía cortesía de Wild Heerbrugg, s. a.

Fig. II-43. El estereoscopio para faja Wild ST10 facilita notablemente la exploración de una faja de fotografías aéreas.

Con los estereoscopios descritos hasta aquí, la observación espacial de un estereograma queda reducida a sólo un par de fotografías cada vez.

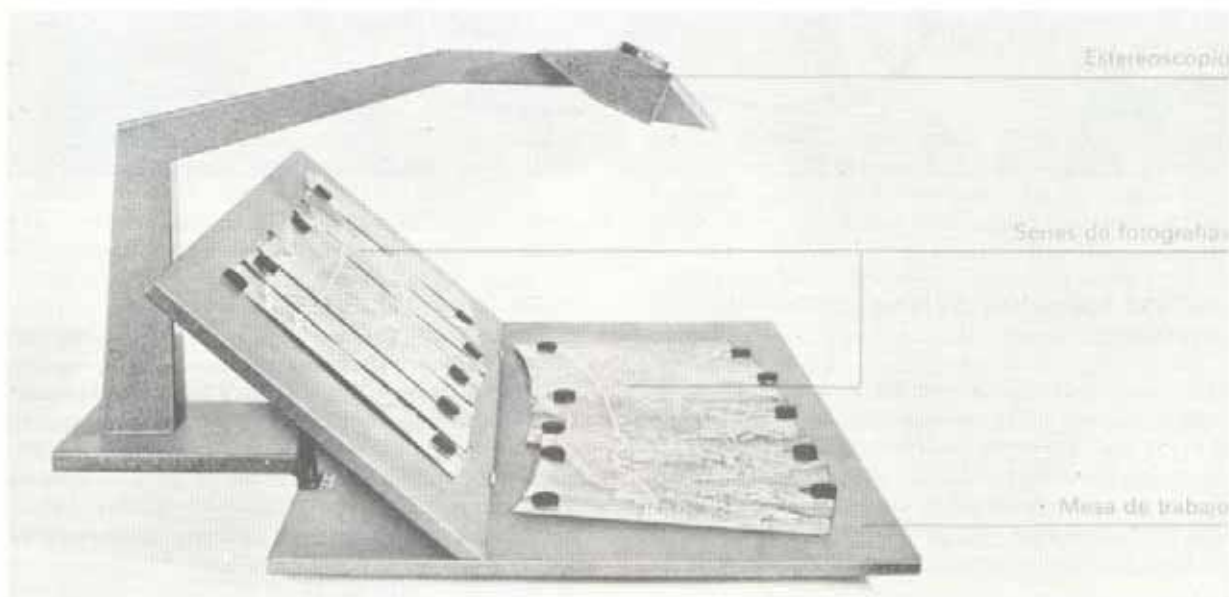
A fin de poder ver con ellos una faja de vuelo completa en relieve era necesario, y hasta ahora lo sigue siendo, orientar cada estereograma independientemente debajo del estereoscopio.

Este problema ha quedado resuelto recientemente con el nuevo estereoscopio para faja Wild ST 10, el cual permite, por primera vez, la observación tridimensional de una faja de fotografías aéreas.

A este nuevo estereoscopio corresponde una transformación notable del estereoscopio de espejos. Asimismo, su

uso requiere una nueva disposición de las fotografías aéreas, con un recubrimiento mínimo de 50 por ciento.

Cada una de las fotografías es cortada por la mitad, perpendicularmente a la dirección de vuelo. De esta manera son obtenidas dos fajas: una constituida por las partes izquierdas y la otra con las partes derechas de las fotografías. Ambas series son colocadas debajo del estereoscopio, de manera de poder observar con el ojo derecho la faja inferior de las mitades izquierdas, y con el ojo izquierdo la faja superior de las mitades derechas. A fin de obtener la visión estereoscópica correcta, es necesario trasladar en la dirección de vuelo una faja con respecto a la otra, en una cantidad igual a la base interocular.



Fotografía cortesía de Wild Heerbrugg, s. a.

Fig. II-44. Partes del estereoscopio para fajas Wild ST10.

El estereoscopio de fajas comprende tres partes: el estereoscopio propiamente dicho, el soporte y la mesa de trabajo. Para la observación espacial y continua de la faja, la parte trasera de la mesa de trabajo, con las fotografías encima, puede ser movida a mano fácilmente debajo del estereoscopio, paralelamente a la base ocular.



2.4.2. INTERPRETACION DE LAS FOTOGRAFIAS AEREAS

Los sistemas y métodos de estudio e interpretación de una fotografía aérea son variables, dependiendo del tipo de información que se pretenda inferir ¹²⁻¹³.

Como se dijo en el Parágrafo anterior, el examen de las fotografías aéreas debe hacerse con equipos estereoscópicos adecuados. De esta forma se multiplican grandemente las posibilidades y los resultados que se pueden conseguir de las fotos ¹⁴.

En *fotointerpretación*, las fotografías aéreas que más se emplean son las verticales. Para el estudio de vías, a veces deben componerse, formando con ellas un mosaico.

Al examinar las fotografías con fines interpretativos, hay que empezar identificando en ellas los rasgos individuales de los diversos accidentes geográficos ¹⁵, localizando las

montañas y valles, el tipo e importancia de las corrientes de agua y lagos, las carreteras y caminos, la forma, extensión y color de las formaciones rocosas que afloran en la superficie, el tipo de vegetación y cultivos, las edificaciones, etcétera, y luego los diferentes accidentes físicos y geológicos, para terminar integrando todos los elementos hasta obtener una visión de conjunto de toda la zona, la cual se complementará con otras indicaciones obtenidas de mapas, memorias o cualquier otra clase de trabajos preexistentes sobre la región.

Para familiarizarse en el manejo y estudio de las fotografías aéreas es conveniente, sobre todo al principio, empezar con fotografías de zonas conocidas y es aconsejable hacerlo en el campo, situándose en puntos desde los que se domine una gran extensión de terreno. Observando a la vez éste y la fotografía, es posible localizar en ambos el mismo elemento.



Fotografías cortesía del Servicio Geológico de Obras Públicas, Madrid.

Fig. II-45. Vistas aéreas, vertical (foto de enfrente) y oblicua (arriba), del páramo de la Miranda, al norte de Palencia, España ¹⁶.

También puede ser de utilidad la observación simultánea de una fotografía aérea oblicua de la misma zona, hasta acostumbrarse a la visión de las fotos verticales.

Ante cualquier fotografía, lo primero que llama la atención del observador es la existencia o carencia de vegetación; en segundo lugar, el color y forma de las rocas que afloran en el suelo; destacan luego la extensión y desarrollo de la red hidrográfica superficial, deduciéndose de todo ello la morfología general de la región, en la que se podrá entonces señalar los principales rasgos tectónicos ¹⁷.

La cobertura vegetal, por muy frondosa y exuberante que sea, no sólo no oculta las características del suelo, sino que muchas veces las acentúa aún más ¹⁸.

Las praderas en los valles o zonas poco drenadas se presentan en jaspeados grises, a menudo con cercados negros correspondientes a los setos que limitan las parcelas.

Los campos de cultivo presentan, en cambio, un damero de vasta gama de tonalidades, muy variadas según el tipo de fase en que se encuentran los cultivos, las labores realizadas, el grado de humedad, la estación del año, etc. Los bosques tienen unos grises más o menos oscuros, según la altura de los árboles, como consecuencia de las sombras arrojadas o del tipo de árbol.

Las grandes líneas de fractura y las zonas en las que la roca subyacente se encuentra más meteorizada ofrecen suelos más aptos para el desarrollo de la vegetación, hasta el punto de que en zonas totalmente cubiertas por un bosque frondoso, en las que sería imposible diferenciarlas desde su interior, estos accidentes quedan a veces perfectamente marcados en la fotografía aérea por el mayor desarrollo que sobre los mismos alcanza la vegetación, en comparación con la de las zonas adyacentes.

El desarrollo diferencial de la vegetación proporciona también valiosos datos acerca de la red hidrográfica existente en una región ¹⁹.

Los distintos tipos de rocas aparecen claramente diferenciados por sus tonos en las regiones áridas o semiáridas, en las altas cumbres de las montañas o en regiones glaciares, donde la superficie desnuda del terreno queda expuesta directamente a los efectos de los agentes atmosféricos.

Los sistemas de diaclasas o los planos de estratificación de las diversas capas que puedan observarse en las fotos, indican la naturaleza de las rocas ígneas o sedimentarias; las formas resultantes de la acción erosiva de los agentes atmosféricos dan, asimismo, clara idea acerca de la naturaleza y resistencia de las rocas existentes.



Fotografía cortesía del Road Research Laboratory, England.

Fig. II-46. Aerofotograma para interpretación.

El examen estereoscópico del conjunto de la figura II-46 destaca dos áreas contrastantes correspondientes a materiales geológicos diferentes ²⁰.

En la parte superior de la fotografía, por encima de la línea punteada, el terreno consiste en suelos de textura arenosa, areniscas y lutitas. Orientados en la dirección NE-SW pueden apreciarse numerosos afloramientos de mantos más duros. Entre ellos, algunas áreas están aradas. Un pequeño valle, V-V', cruza e interrumpe los afloramientos de roca en la dirección NW-SE. Corresponde a una intrusión ígnea que se aprecia en el plano geológico de la región (no mostrado aquí), la cual parece haber sufrido un proceso de meteorización más rápido que las rocas adyacentes.

En la parte inferior de la fotografía, por debajo de la línea punteada, los terrenos pertenecen a una formación arcillosa, son planos y sin afloramientos. En ellos se puede apreciar el curso de un arroyo, S-S'.

Uno de los indicadores más útiles para la interpretación de las fotografías aéreas lo constituye el conjunto y características de la red hidrográfica ²¹⁻²².

El agua de lluvia que cae en cualquier zona de terreno tiene solamente tres caminos a seguir: discurrir por la superficie, infiltrarse hacia el interior, o volver a la atmósfera por evaporación.

Es evidente que una determinada uniformidad en el aspecto del desarrollo exterior de la red de desagüe superficial de una zona dada responde a cierta homogeneidad en las características físicas del suelo, e inversamente, un cambio general del aspecto en la red de desagüe superficial corresponde asimismo a un cambio en la naturaleza del terreno.

En la figura II-47 se representan tres tipos de redes hidrográficas cuyos límites pueden indicar, al mismo tiempo, el límite de tres terrenos geológicos distintos ¹⁶.

En la zona A₁, todas las corrientes de agua siguen un cierto paralelismo, que puede ser debido a la existencia de un sistema desarrollado de diaclasas de una roca ígnea cuya formación se encuentra, además, en superficie; la zona A₂ presenta, asimismo, una cierta uniformidad dentro de una densidad relativamente elevada y puede, por tanto, corresponder a terrenos impermeables de suelo margoso o un tanto arcilloso, mientras que la parte A₃, con su heterogeneidad y menor densidad, indica la presencia de un terreno también heterogéneo, constituido por materiales de distinta naturaleza y procedencia, pero pertenecientes, en conjunto, a un suelo permeable.

En general, las diferencias en el drenaje superficial constituyen una de las mejores guías de la geología y tipo

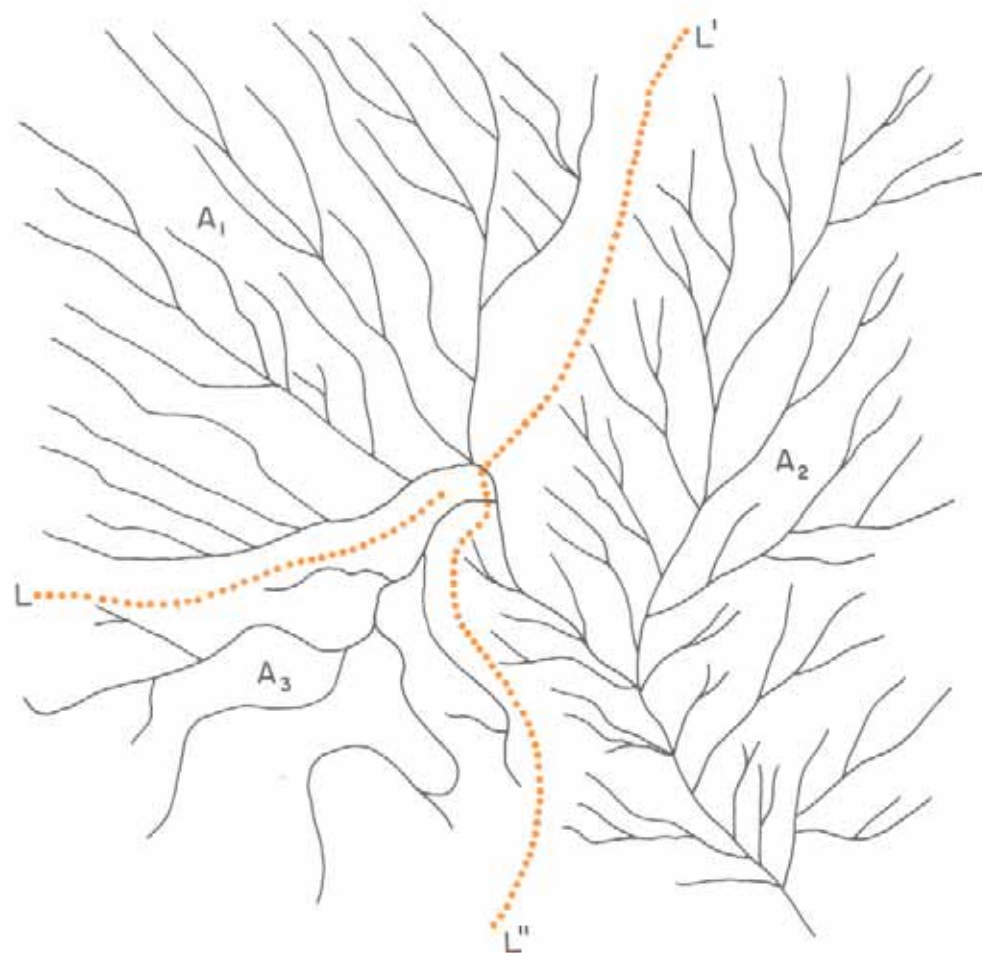


Fig. II-47. Plano de redes hidrográficas.

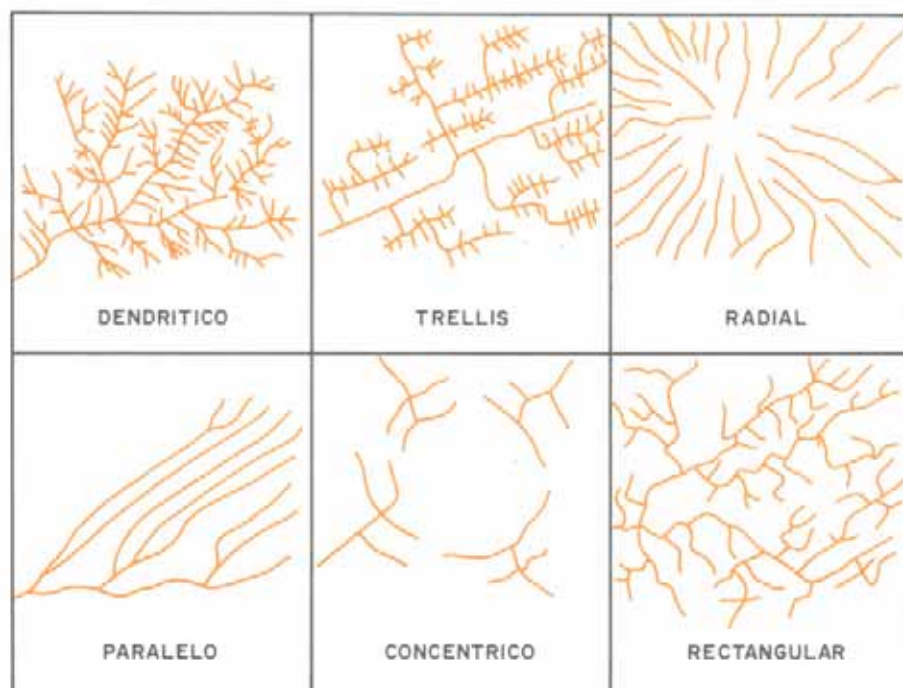


Fig. II-48. Apariencias típicas de los drenajes ²¹.

de suelos e indican también las líneas de menor resistencia. La apariencia de la red de drenaje puede corresponder a una de las indicadas en la figura II-48, las cuales se pueden asociar con algunas características geológicas de la región.

Un sistema de drenaje *dendrítico* (arborescente o en forma de árbol), generalmente representa un área de rocas horizontales, homogéneas y de manifiesta uniformidad en todas direcciones. La red puede estar ligera o considerablemente desarrollada, según el tipo de roca sobre la que se ha formado.

La disposición en *trellis* o *espaldera* (forma de viña) se desarrolla en rocas plegadas o buzando, con una serie de fallas paralelas. Los tributarios primarios de la corriente principal son largos y frecuentemente paralelos entre sí y a la corriente principal. Los tributarios secundarios son cortos y cortan a los principales en ángulo recto.

La red hidrográfica *radial* se produce desde un cono montañoso o hacia el centro de una depresión o cuenca.

En la red *paralela*, las corrientes son casi paralelas entre sí (cola de caballo). Estas redes pueden desarrollarse en terrenos bastante sueltos, más o menos homogéneos, como los rellenos de valles.

En la disposición *concéntrica* o *anular*, las corrientes principales son radiales y los tributarios anulares, corriendo alrededor de un domo, por ejemplo.

El drenaje *rectangular* suele estar controlado por diaclasas y fallas.

En las redes hidrográficas se distinguen fácilmente las corrientes y sus tributarios. Si los tributarios están muy próximos entre sí, los suelos y rocas tienen poca resistencia a la erosión (pizarras arcillosas, limos, arcillas arenosas). Por el contrario, si están muy espaciados, la capa de tierra o la roca subyacente es resistente a la erosión y puede consistir en areniscas, depósitos granulares o acarreos glaciares sin consolidar.

La misma forma de los canales de drenaje es significativa en relación al material: el perfil en V corresponde normalmente a materiales granulares; el perfil rectangular, a limos y loess, y el perfil suave y redondeado a arcillas.

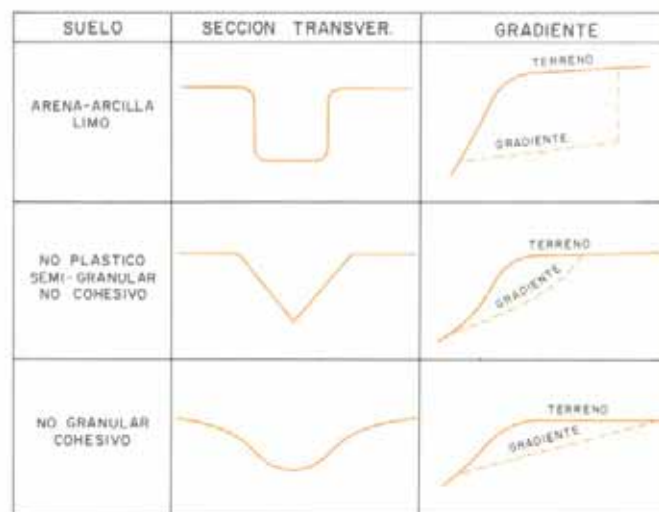
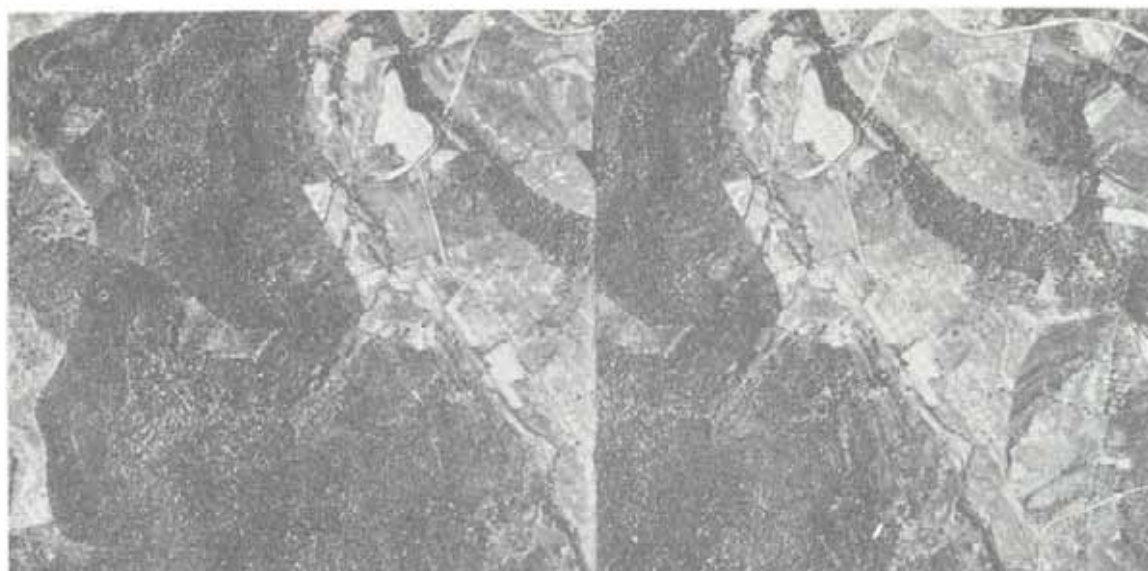


Fig. II-49. Perfiles típicos de los canales de drenaje.

Otro uso de primordial importancia de las fotografías aéreas es la determinación, sobre los pares estereoscópicos, de las zonas susceptibles de deslizamiento. Estas son fácilmente discernibles ya que ofrecen una apariencia típica ²³⁻²⁴⁻²⁵.

Para identificar debidamente pequeños deslizamientos se necesitan fotografías a escala 1:10.000 o mayores. Sobre fotografías a escalas menores, 1:20.000, sólo se pueden distinguir deslizamientos relativamente grandes. Las fotogra-



Fotografía cortesía del U.S. Department of Agriculture, Washington.

Fig. II-50. Estereograma donde se puede identificar una zona de posibles deslizamientos. Obsérvense las fuertes pendientes, las areniscas y lutitas estratificadas, las huellas de percolación y algunos pequeños derrumbes.

fias a esta escala sólo son útiles para señalar las áreas de deslizamientos potenciales.

2.4.3. RECONOCIMIENTOS PRELIMINARES Y LOCALIZACION DE CARRETERAS UTILIZANDO FOTOGRAFÍAS AERIAS

El trabajo de reconocimiento entre los puntos extremos de una carretera y la localización y reconocimiento de las rutas probables utilizando fotografías aéreas puede realizarse en dos etapas ²⁰.

Para ello es necesario disponer de las fotografías aéreas de una zona ancha, en escalas apropiadas a la topografía y uso de la tierra, tal como se indica en la tabla siguiente:

TABLA II-3. ESCALAS RECOMENDADAS PARA EL RECONOCIMIENTO Y LOCALIZACION DE CARRETERAS SOBRE FOTOGRAFÍAS AERIAS

Topografía	Uso de la tierra	Escalas
Relieve abrupto y escabroso	Rural. Poco o ningún uso de la tierra.	1:60.000 a 1:25.000
Cualquiera	Rural. Uso intensivo de la tierra.	1:25.000 a 1:18.000
Cualquiera	Urbano. Desarrollo muy intensivo de la tierra.	1:20.000 a 1: 5.000

Fig. II-51. Etapas de reconocimiento; Primera etapa: reconocimiento entre los puntos extremos. Segunda etapa: Reconocimiento de las rutas posibles.



PRIMERA ETAPA

RECONOCIMIENTO ENTRE LOS PUNTOS EXTREMOS

1. Examen estereoscópico de fotos aéreas a pequeñas escalas, suplementadas con posibles mapas.
2. Determinación de los puntos topográficos obligados y del uso de la tierra.
3. Localización de posibles rutas sobre las fotografías y mapas.



SEGUNDA ETAPA

RECONOCIMIENTO DE LAS RUTAS POSIBLES

1. Examen estereoscópico de las fotografías a gran escala de cada ruta seleccionada.
2. Determinación de los puntos topográficos obligados y del uso de la tierra.
3. Preparación de mapas de ruta por métodos fotogramétricos cuando sea necesario.
4. Localización y comparación de las posibles rutas sobre las fotografías y mapas.
5. Selección de la ruta más conveniente.



Fotografía cortesía de la Cartografía Nacional de Venezuela.

Fig. II-52. *Aerofotografía a escala 1 : 20.000.*

FECHA 30 - 5 - 63

ESCALA

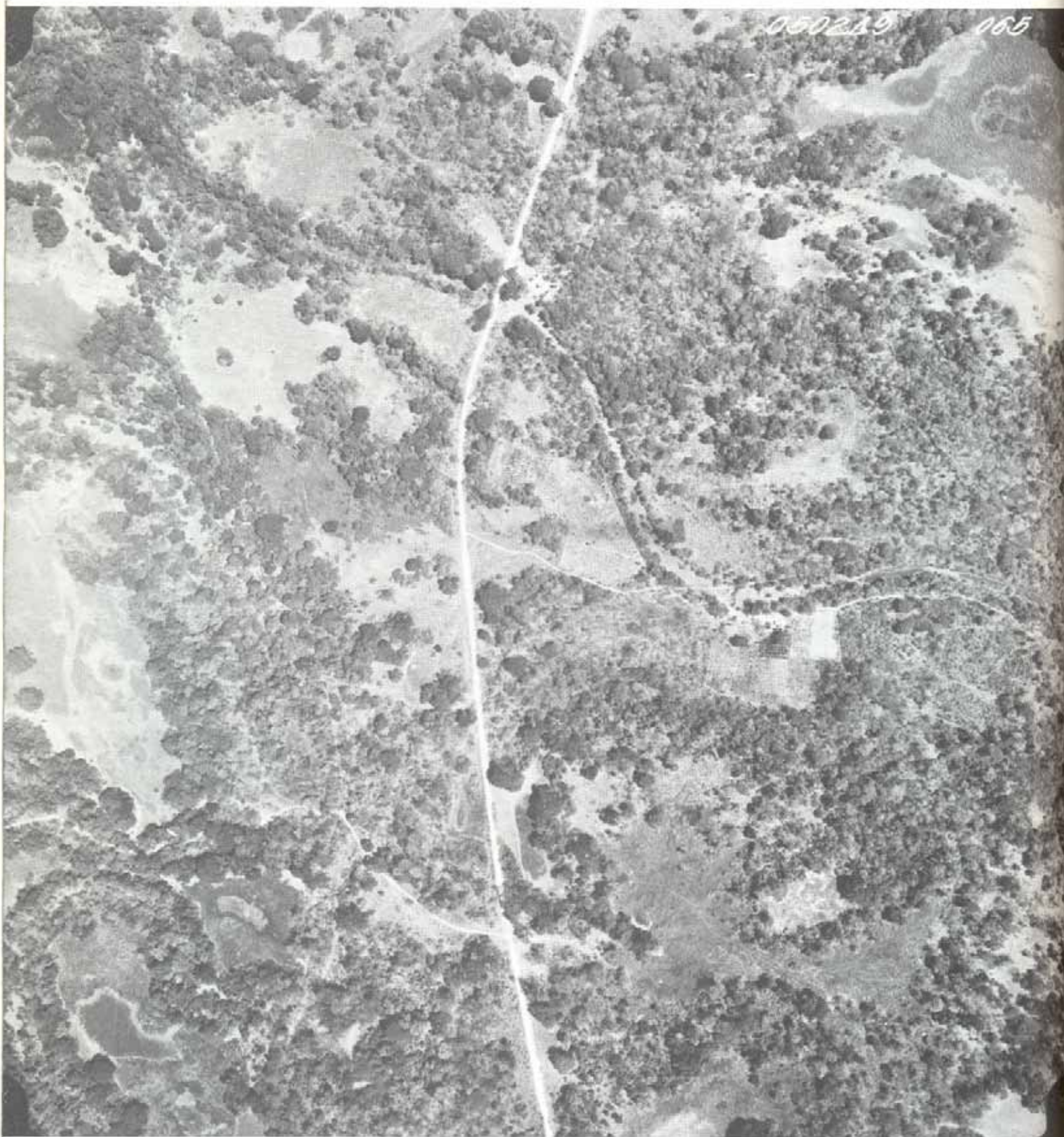
1 : 12.500

MISION 010312-006



Fotografía cortesía de la Cartografía Nacional de Venezuela.

Fig. II-53. Aerofotografía a escala 1 : 12.500.

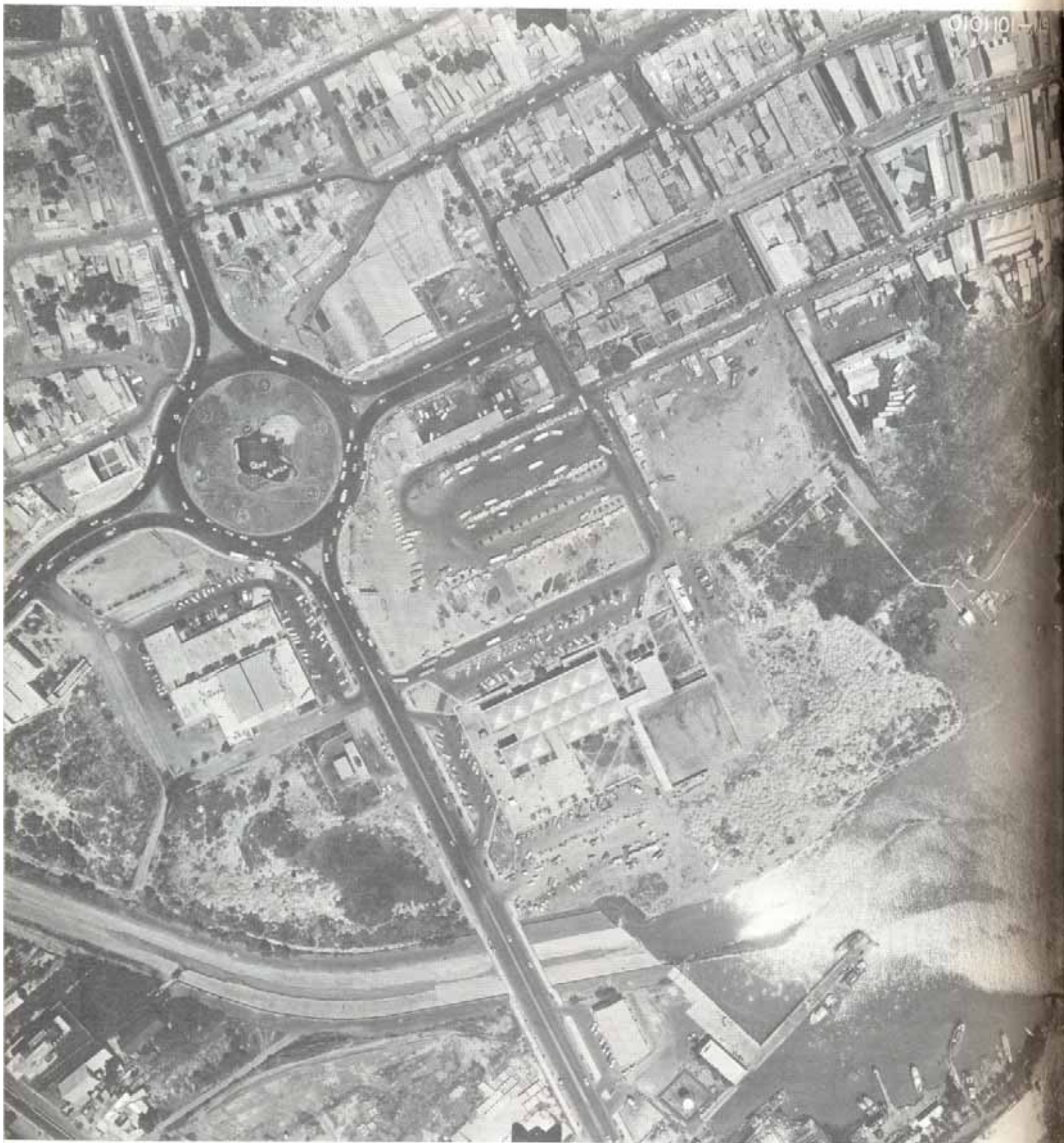


Fotografía cortesía de la Cartografía Nacional de Venezuela.

Fig. II-54. Aerofotografía a escala 1 : 6.000.

Fig. II-55. Aerofotografía a escala 1 : 500.

Fotografía cortesía de Aeromapas Setentrionales, S. de C. de C. V.





Fotografía cortesía de Aeronmapas Seravencia, s. a.

Fig. II-55. Aerofotografía a escala 1 : 500.

El grado de precisión en la identificación de detalles, según la escala que se utilice, puede apreciarse claramente en las aerofotografías reproducidas en las páginas anteriores, en las cuales las escalas varían desde 1 : 20.000 a 1 : 500, según se indica.

En los reconocimientos preliminares, junto con las fotografías se pueden utilizar mapas topográficos adecuados en pequeña escala (1:25.000) o fotoíndices.

En la primera etapa del reconocimiento, el ancho cubierto por las fotografías suele ser del 40 al 60 por ciento de la distancia entre los controles principales. Las fotografías aéreas son examinadas con estereoscopios y analizadas e interpretadas con suficientes detalles y en número adecuado para asegurar el éxito en la localización de la ruta. De esta manera, en las fotografías se podrán señalar los controles por donde conviene pasar, tales como las zonas próximas a buenos depósitos de materiales, los lugares de topografía más aptos, drenaje conveniente, etc., teniendo en cuenta el uso y desarrollo de la tierra, los sistemas de transporte existentes en la región, la erosión de los suelos y la susceptibilidad a los deslizamientos, así como los sitios que conviene evitar por constituir áreas inundables, terrenos anegadizos, cruces de agua imprecisos y tierras de usos especiales.

En forma resumida, el procedimiento a seguir en el reconocimiento de un área para localizar las posibles rutas de una carretera es el siguiente:

1. Se examinan minuciosamente todas las fotografías del área donde van a desarrollarse las distintas alternativas. Este examen se hace por medio de un estereoscopio sobre pares sucesivos de fotografías, ayudado con el uso de mapas en pequeña escala, 1:25.000, e índices de las fotografías, los cuales sirven de guía.
2. Se determinan los controles, se clasifican y marca su posición en las fotografías (para marcar las fotografías se utiliza un lápiz de cera).
3. Se localiza una ruta posible entre los controles. Para este trabajo se examinan estereoscópicamente los pares fotográficos y con un lápiz de cera se va trazando la ruta en una sola de cada par, debido a que en esta etapa la ruta es incierta aún y entonces debe hacerse una investigación previa sobre los cambios deseables, antes de poder considerarla como definitiva para ser trazada en ambas fotografías. El trabajo de ubicación de la ruta es progresivo a lo

largo de tiras fotográficas, extendiéndose de control a control.

4. Se vuelven a examinar las fotografías para localizar en ellas posibles alternativas. Algunas rutas alternativas serán continuas de terminal a terminal; otras abarcarán una porción de la distancia entre los puntos terminales.
5. Finalizado el trabajo de ubicación de las posibles alternativas, se vuelven a verificar las rutas y se estudian comparando las ventajas de ubicación, ajuste a la topografía y uso de la tierra.
6. Las comparaciones hechas en esta primera etapa no son finales y tampoco establecen la ruta final, pero sirven para averiguar si el proyecto de la carretera debe ser recomendado para estudio posterior.

Después del examen del área y de la determinación de las posibles rutas alternativas, debe efectuarse el reconocimiento y comparación de éstas. Este reconocimiento dará como resultado la adopción de una ruta para su estudio definitivo.

En esta etapa se utilizan las mismas fotografías de la etapa anterior y sólo necesitan tomarse nuevas fotografías cuando los detalles no pueden apreciarse en las primeras. En este caso, el ancho cubierto por las fotografías suele ser de 1,5 a 2 kilómetros.

Escalas de 1:20.000 a 1:5.000 son usadas en lugares de topografía montañosa. Escalas mayores, de 1:5.000 a 1:2.000, son usadas cuando la topografía varía desde pendientes grandes a pequeños declives o planicie y donde el uso de la tierra es intenso.

Para el reconocimiento de las posibles rutas alternativas, el resumen del procedimiento a seguir es el siguiente:

1. Se examinan estereoscópicamente los nuevos pares de fotografías en escala grande de cada ruta.
2. Se determinan y señalan nuevos controles secundarios y se valoriza el uso de la tierra para cada ruta alternativa.
3. Todas las rutas alternativas localizadas en la etapa anterior sobre una sola fotografía del par son ahora trazadas en los pares fotográficos. Esto se hace con un lápiz de cera, dibujando una línea sólida sobre el conjunto de imágenes de cada par sucesivo de fotografías.
4. A veces, cuando la ruta definitiva no está todavía bien definida, se requiere la elaboración de cartas topográficas a partir de las fotografías. Sobre estas



- 1.* Elaboración de mapas topográficos a escala grande por métodos fotogramétricos, utilizando las fotos de la ruta seleccionada.
- 2.* Elaboración de mapas topográficos a escala grande por levantamiento terrestre utilizando la ruta seleccionada trazada sobre las fotos.
- 3.* Diseño de la ruta preliminar.
 - a) Utilizando dimensiones topográficas sacadas del mapa a gran escala.
 - b) Por examen estereoscópico de la ruta fotografiada.
- 4.* Elaboración de los planos de construcción de la carretera.

Fig. II-56. Etapas para el desarrollo de un proyecto vial a partir del levantamiento de la ruta.

cartas se localizan las distintas alternativas y se establecen comparaciones entre ellas.

5. La mejor ruta es seleccionada para su estudio completo y definitivo en base a los mismos aspectos de comparación que fueron citados en el caso de los estudios sobre levantamientos terrestres.

2.4.4. ELABORACION DE LOS MAPAS AEROFOTOGRAMETRICOS PARA LA ELABORACION DEL PROYECTO

Una vez seleccionada sobre las fotografías aéreas la ruta o rutas alternativas, es posible iniciar el desarrollo del proyecto. Para ello se requiere la elaboración de planos topográficos, lo cual se realiza, en este caso, por procedimientos aerofotogramétricos de *restitución*, a partir de las fotografías aéreas ²⁶.

Dentro del proceso de proyecto vial, el trabajo a realizar después de seleccionada la ruta está indicado en la figura II-56.

Para la obtención de los mapas aerocartográficos es necesario combinar la toma de fotografías aéreas con la *referenciación terrestre*.

En efecto, para reducir a una escala uniforme todas las vistas aéreas tomadas y horizontalizarlas se requieren algunos puntos de control identificables en el terreno. Estos puntos son fijados en el terreno por medio de triangulaciones o por poligonales, y así son obtenidas sus coordenadas geográficas.

En base a ellas, fórmulas o tablas elaboradas al efecto, según la proyección empleada, permiten el cálculo de las coordenadas rectangulares de dichos puntos, las cuales serán empleadas por el operador del aparato de *restitución*.

En esta etapa, a veces es necesario una nueva toma de

fotografías a escala adecuada a los requerimientos del trabajo ²⁷.

Escalas usualmente empleadas son las siguientes:

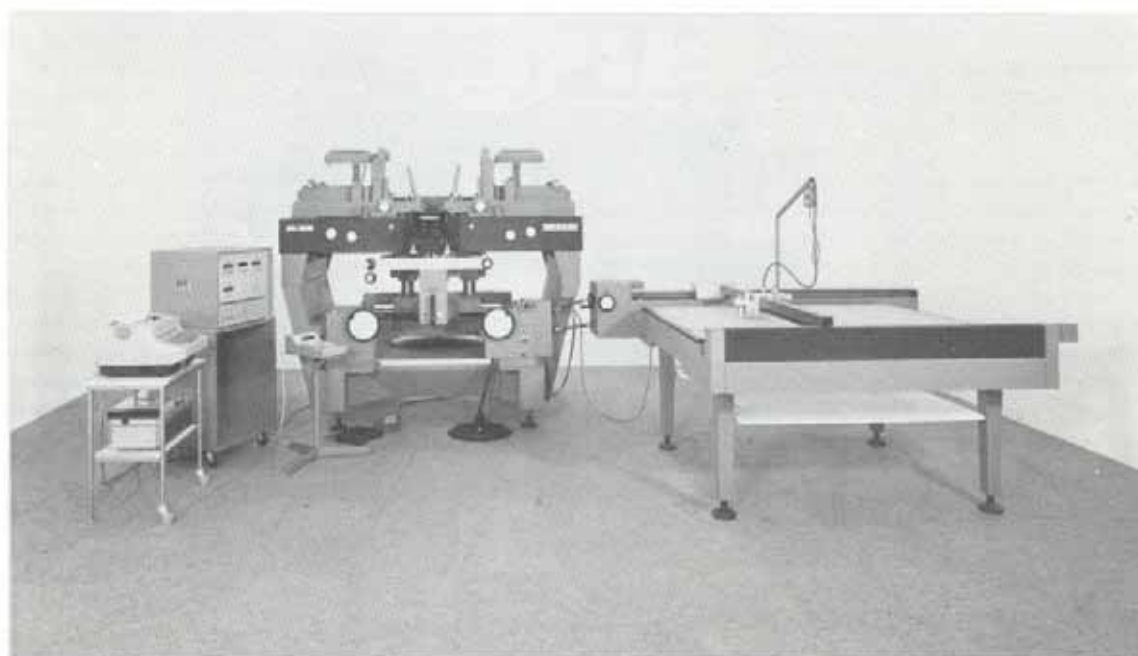
TABLA II-4. ESCALAS PARA LA ELABORACION DE PLANOS TOPOGRAFICOS

Tipo de topografía	Uso de la tierra	Escala
Accidentada Montañosa	Rural. Poco o ningún uso de la tierra.	1:2.500 a 1:1.250
Ondulada o Accidentada	Rural. Uso de la tierra variable.	1:1.250 a 1:1.000
Independiente de la topografía	Urbano. Uso de la tierra intenso.	1:500 a 1:250

El proceso de *restitución* se lleva a cabo mediante equipos especiales, entre los cuales los que más han venido utilizándose hasta ahora son los llamados *estereoplanígrafos* (Zeiss-Aerotopograph), *múltiplex* (Bausch and Lomb Optical Co.), *aerocartógrafos*, *balplex* (Bausch and Lomb Optical Co.), *kelsh* (Kelsh Instrument Co.), *autógrafos* (Wild-Heerbrugg Instruments), etc.

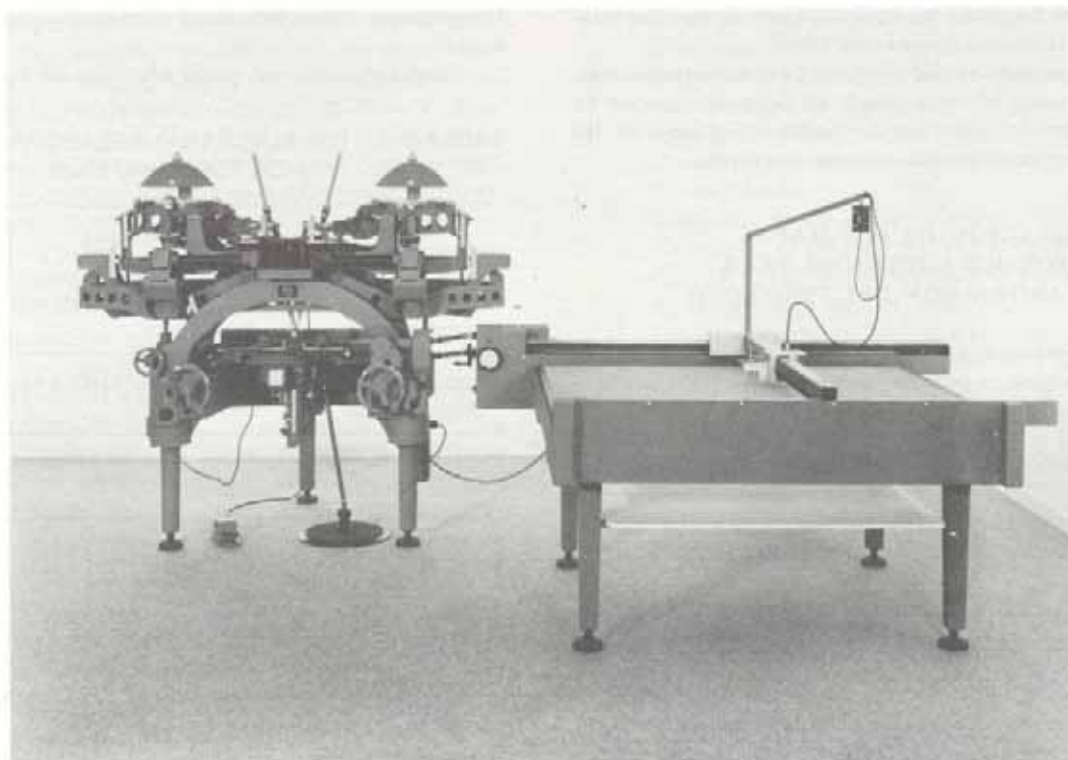
Estos equipos, que podrían considerarse como los *restituidores clásicos*, aun hoy en día disponen de un vasto campo de trabajo, a pesar de las numerosas tentativas que se llevan a cabo por automatizar el procedimiento de *medición*.

Si bien la evolución de la fotogrametría, lo mismo desde el punto de vista de los aparatos que de la técnica de *restitución*, ha sido influenciada en el transcurso de este último decenio, principalmente por la aparición de ópticas para



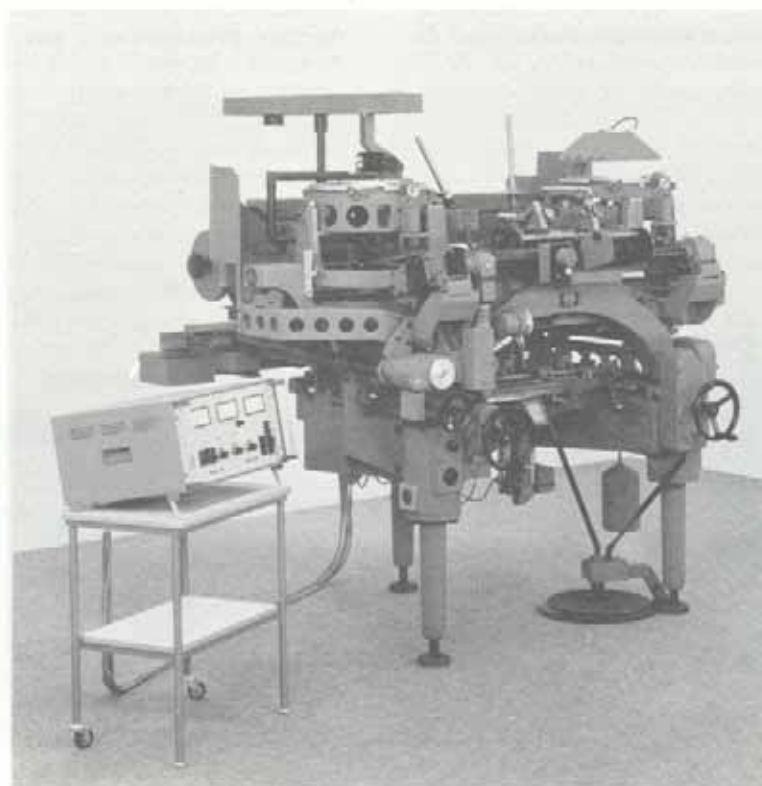
Fotografía cortesía de Wild Heerbrugg, s. a.

Fig. II-57. *Autógrafo Wild A-10 con mesa de dibujo, registrador de coordenadas, perforadora de cinta y máquina de escribir. Permite la producción de mapas a todas las escalas a partir de fotografías aéreas verticales, de ángulo normal, gran-angulares, así como también de fotografías terrestres.*



Fotografía cortesía de Wild Heerbrugg, s. a.

Fig. II-58. Autógrafo Wild A-8. Permite la restitución de fotografías de ángulo normal y gran-angulares para todo formato, hasta 23×23 cm.



Fotografía cortesía de Wild Heerbrugg, s. a.

Fig. II-59. Autógrafo Wild A-8 con dispositivo ortofotográfico PPO-8.



Fotografía cortesía de Wild Heerbrugg, s. a.

Fig. II-60. Restituidor aviógrafo BSS Wild.

cámaras fotogramétricas de mucho mejor rendimiento y también por el empleo de nuevos componentes e instrumentos eléctricos y electrónicos, la cartografía a partir de los fotogramas aéreos no había conocido hasta hace poco ningún cambio determinante. Sin embargo, la demanda de mapas en el mundo entero ha tomado proporciones tan elevadas que los métodos e instrumentos convencionales ya no bastan para satisfacerla. Paralelamente a ello, ha venido en aumento la importancia de las restituciones digitales, en particular las referentes a proyectos en escala grande ²⁸.

Por otra parte, el deseo de obtener imágenes fotográficas a una escala uniforme sobre todo su tamaño, es casi tan antiguo como la fotogrametría misma.

Todas estas aspiraciones sólo han podido satisfacerse con la incorporación de elementos electrónicos modernos en las construcciones puramente óptico-mecánicas. De esta forma, por la exigencia de los trabajos, a los equipos de restitución ya tradicionales ha venido a sumarse, en años recientes, toda una línea de dispositivos y sistemas de restitución novedosos.

Uno de estos sistemas, la *ortofotografía*, reúne en sí mismo la información de la imagen aérea con las características geométricas del mapa.

La ortofotografía sobrepasa a todo mapa clásico, constituyendo actualmente el procedimiento de restitución más apropiado para suministrar, sin gastos excesivos ni pérdidas de tiempo, los datos necesarios para establecer mapas nuevos o actualizar hojas ya existentes.

Los mapas ortofotográficos u *ortofotomapas* reúnen la ventaja de la gran riqueza informativa de las tomas fotográficas con la de la reproducción a escala de los mapas con signos convencionales.

Entre los diversos equipos con que se cuenta en la actualidad para la restitución ortofotográfica podría citarse, en primer lugar, el dispositivo ortofotográfico Wild PPO-8,

adaptable al autógrafo Wild-A-8, el cual permite producir ortofotografías en blanco y negro o en color y que, en unión con un sistema de adquisición de datos, permite registrar sobre cinta magnética las informaciones altimétricas obtenidas en el curso de la exploración de los perfiles y digitalizar modelos de terreno durante la producción de las ortofotografías.

Otros sistemas modernos para restitución ortofotográfica son los equipos denominados Aviógrafo (restituidor para fotogramas granangulares y supergranangulares), el Avio-map (para restitución gráfica o digital a toda escala a partir de fotogramas) y el sistema Avioplán 0 R1, todos ellos fabricados por la casa Wild.

Para la elaboración de un proyecto vial hay que determinar y medir muchos perfiles transversales al eje proyectado. Para acelerar y economizar la medición de estos perfiles, las secciones pueden tomarse de las mismas fotografías ^{29, 30}.

Para la lectura rápida y sistemática de los puntos de los perfiles se han desarrollado distintos equipos, entre los cuales se encuentra el perfiloscopio Wild y el perfilómetro Zeiss.

El perfiloscopio trabaja con los autógrafos y el perfilómetro con el estereoplanógrafo.

Cuando se emplea el autógrafo, el registro del número de la sección, de las coordenadas planimétricas y cota de cada punto del perfil, se efectúa automáticamente con la ayuda de un registrador automático de coordenadas conectado al autógrafo. El perfiloscopio, empleado conjuntamente con el autógrafo, constituye un aparato para la observación sistemática de la sucesión de puntos de los perfiles, tanto longitudinales como transversales.

Empleando el perfiloscopio junto con el registrador de coordenadas, el ritmo de registro de cada perfil es continuo. La conexión del registrador a una perforadora de



Fotografía cortesía de Wild Heerbrugg, s. a.

Fig. II-61. Aviomap AM Wild.

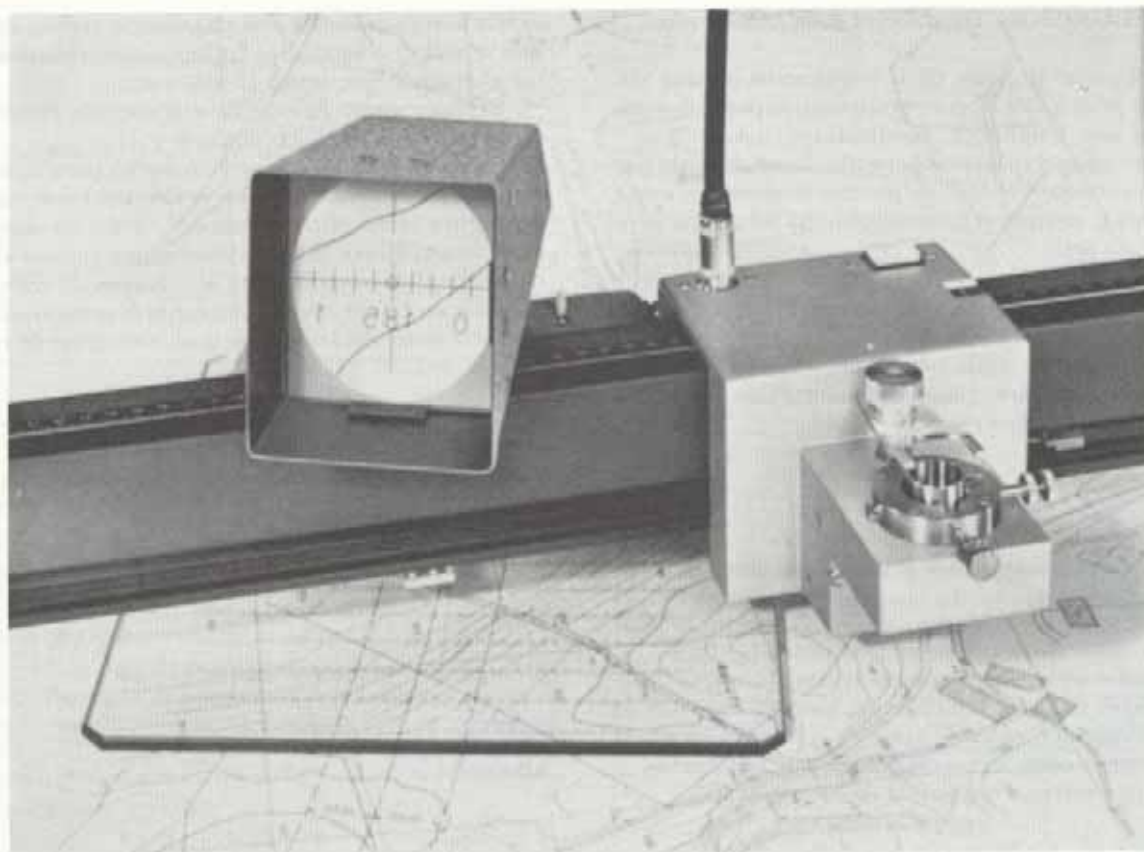


Fotografía cortesía de Wild Heerbrugg, s. a.

Fig. II-62. Avioplan ORI Wild.

cinta, registrador de cinta magnética o de tarjetas, permite utilizar los informes en los computadores. De esta manera, las cintas o tarjetas perforadas pueden introducirse en un coordinatógrafo automático para el trazado de perfiles.

Disponiendo de los planos de topografía y del dibujo de las secciones transversales, el proyecto de la carretera puede realizarse en todos sus aspectos, tal como se expone en el Capítulo 3.



Fotografía cortesía de Wild Heerbrugg, s. a.

Fig. II-63. Perfiloscopio Wild PR1.



Fotografía cortesía de IBM de Venezuela, S. A.

Fig. II-64. Unidad de representación visual IBM 3277 de doble pantalla; permite una salida separada gráfica y alfanumérica simultáneamente.

2.5. EVALUACION DE LOS TRAZADOS

Desde el punto de vista de la explotación de una vía, tres factores principales intervienen para comparar dos trazados. Estos son: longitudes, pendientes y curvaturas.

Si se determina el costo de operación de un vehículo por kilómetro recorrido^{31, 32, 33, 34} en terreno horizontal y a este valor se llama p , cuando el vehículo marcha sobre una pendiente el costo será

$$p(1 + n)$$

siendo n una función de la pendiente.

De la misma manera, cuando el vehículo va sobre una curva, el costo de operación será

$$p(1 + m)$$

siendo m una función del radio de la curva.

Si un trazado de longitud L se divide en tramos de pendiente de longitudes l_1, l_2, l_3, \dots , para los cuales el coeficiente n tiene los valores n_1, n_2, n_3, \dots , según la pendiente; y en tramos de curvas de longitudes l'_1, l'_2, l'_3, \dots , para los cuales el coeficiente m tiene los valores m_1, m_2, m_3, \dots , según el radio, el vehículo que hubiera recorrido el trazado de longitud L con sus curvas y sus pendientes habrá tenido el mismo costo de operación que si hubiera recorrido sobre un terreno horizontal, la longitud

$$L [1 + (n_1 + n_2 + n_3 \dots) + (m_1 + m_2 + m_3 \dots)]$$

o, bajo una forma general,

$$L(1 + n + m)$$

Esta longitud ha recibido el nombre de *longitud virtual del trazado*.

La comparación de dos trazados se facilita entonces, ya que se reduce a establecer las longitudes virtuales y a adoptar el trazado que tenga la más corta.

El único inconveniente de este método reside en la determinación de los coeficientes n y m .

Entre los intentos que se han hecho para aplicar el concepto de la longitud virtual a la elección entre varios trazados figura el método de Bruce³⁵. A fin de simplificar los coeficientes, Bruce toma en cuenta únicamente el aumento de longitud correspondiente al esfuerzo de tracción en las pendientes. En tal caso, si una carga P se transporta en una distancia horizontal L , siendo φ el coeficiente de tracción, el trabajo será

$$T = P \varphi L$$

Si existe un desnivel o suma de desniveles Σh , se tiene

$$T = P\varphi L + P\Sigma h = P\varphi \left(L + \frac{\Sigma h}{\varphi} \right)$$

o también
$$T = P\varphi \left(L + \frac{1}{\varphi} \Sigma h \right)$$

Llamando
$$\frac{1}{\varphi} = k$$

y haciendo
$$T = P\varphi (L + k\Sigma h)$$

y
$$L + k\Sigma h = L_o$$

queda
$$T = P\varphi L_o$$

donde L_o es la longitud resistente.

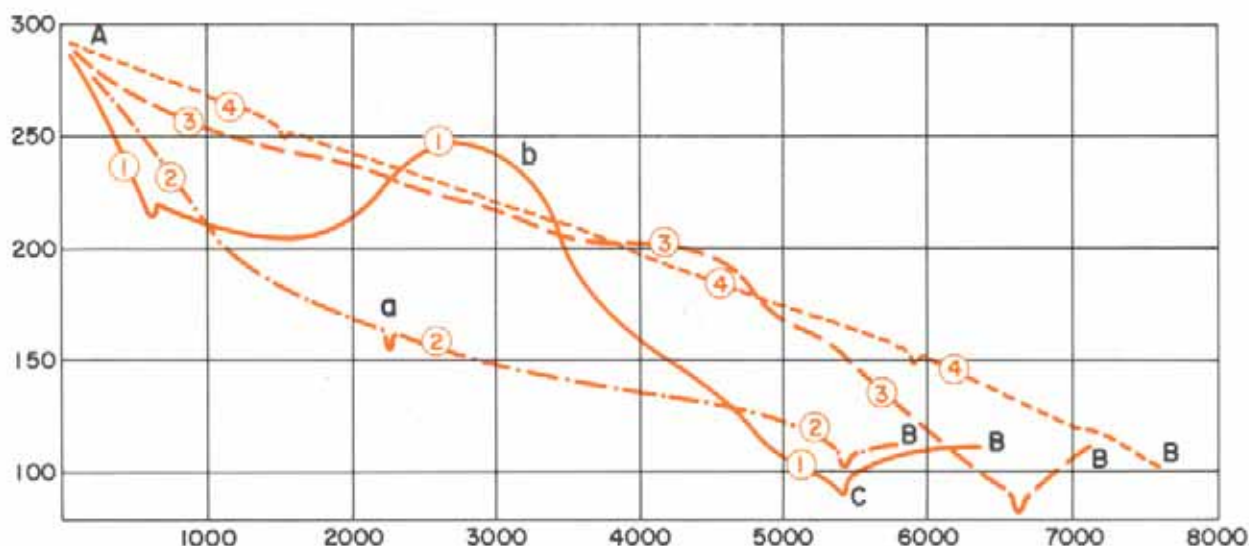


Fig. II-65. Plano de perfiles longitudinales.

Los valores de k estimados para distintos tipos de superficie son:

Superficie	Valores extremos de k	Valores medios de k
Tierra	13-29	21
Grava o asfalto	27-40	35
Macadam	20-44	32
Concreto	44	44

El método se reduce entonces a aplicar la fórmula $L_o = L + k\Sigma h$ a diversas variantes, eligiendo la correspondiente al menor valor de L_o y que satisfaga a las condiciones generales del problema.

El siguiente ejemplo ilustra el empleo de este método.

Ejemplo:

Sean las variantes 1, 2, 3 y 4 cuyos perfiles longitudinales han sido representados en la figura 11-65.

Se desea conocer los valores de la longitud resistente para cada variante, sabiendo que se va a usar un pavimento de concreto con un coeficiente $k = 44$ y que la pendiente recomendada es 2,5 por ciento. El procedimiento de cálculo que se da a continuación para la variante 1 es el mismo a emplear para cada variante.

1. Desniveles perjudiciales por contrapendientes.

Entre A y b hay una contrapendiente con un desnivel de 43 m
Entre C y B otro de 19 m

2. Desniveles perjudiciales por exceso de pendiente sobre la recomendable.

Entre A y el primer paso del río la pendiente es

$$\frac{75 \times 100}{625} = 12 \%$$

de donde resulta un desnivel perjudicial de

$$\frac{625}{100} (12 - 2,5) = 59,40 \text{ m}$$

Entre b y C la pendiente es

$$\frac{160 \times 100}{3.000} = 5,33 \%$$

de donde resulta un desnivel perjudicial de

$$\frac{3.000}{100} (5,33 - 2,50) = 84,90 \text{ m}$$

Total de desnivel 206,30 m.

Aplicando la fórmula $L_o = L + k\Sigma h$

donde $L = 6.000$ y $k = 44$

$$L_o = 6.000 + 44 \times 206,30 = 15.077 \text{ metros.}$$

En el cuadro siguiente figuran los valores de las longitudes resistentes para cada una de las variantes señaladas, obtenidos empleando el mismo procedimiento anterior.

Núm. de variante	Longitud real	Longitud resistente
1	6.000	15.077
2	6.250	9.370
3	7.000	10.230
4	7.550	7.550

Al comparar diversos trazados alternativos, no sólo los costos de explotación deben ser evaluados. A ellos habrá que añadir los costos de ingeniería, adquisición de derecho de vías, costos de construcción y gastos de mantenimiento estimados para cada una de las líneas factibles³⁶.

Pero aun así, un criterio de evaluación no debe quedar satisfecho si no incluye además la valoración del impacto social, ambiental y de desarrollo económico en la zona de influencia de cada alternativa^{37, 38}.

Estos factores todavía son difíciles de cuantificar en forma aceptable universalmente, aunque se han hecho intentos y se han aplicado con éxito^{39, 40}.

BIBLIOGRAFIA

- ¹ Ministerio de Obras Públicas. *Normas para el Proyecto de Carreteras*. Caracas, 1975.
- ² American Association of State Highway Officials. *A Policy on Geometric Design of Rural Highways*. Washington, D. C., 1965.
- ³ BRAVO, P. E. *Trazado y localización de Carreteras. Técnica y Análisis*. Popayán, Colombia, 1972.
- ⁴ BEAZLEY, J. S. *Modern Day Surveys for Highway Location and Design*. Proceedings of The American Society of Civil Engineers, Journal of the Surveying and Mapping Division, vol. 96, núm. SU 1, 1970.
- ⁵ CRON, F. W. *Modern Curvilinear Highway Location and Design*. ASCE Proceedings, Journal of the Highway Division, vol. 85, núm. HW 4, 1959.
- ⁶ TUNNARD, C. y B. PUSHKAREV. *Man-Made America: Chaos or Control?* Yale University Press, New Haven, Conn, 1963.
- ⁷ CRON, F. W. *Trazado de Carreteras*. U. S. Bureau of Public Roads, traducción al español y adaptación de L. Vera B., Ministerio de Obras Públicas, Lima, Perú.
- ⁸ MOFFIT, F. H. *Photogrammetry*. International Textbook Company, 1959.
- ⁹ American Society of Photogrammetry. *Manual of Remote Sensing*. Washington, D. C. 1976.
- ¹⁰ AMEZQUETA, M. y otros. *La fotogrametría aérea y su aplicación en la ingeniería vial*. Trabajo especial de Grado. Universidad Central de Venezuela, Facultad de Ingeniería, Caracas, 1968.
- ¹¹ U. S. Department of Agriculture. *The Look of Our Land, An Airphoto Atlas of the Rural United States: The Mountains and Deserts*. Agriculture Handbook, núm. 409, Washington, D. C. 1971.
- ¹² American Society of Photogrammetry. *Manual of Photographic Interpretation*. Washington, D. C. 1960.
- ¹³ DAVID, J. M. *Uses of Aerial Photos for Rural and Urban Planning*. United States Department of Agriculture, Handbook núm. 315, U. S. Government Printing Office, Washington, D. C., 1966.
- ¹⁴ AVERY, T. E. *Interpretation of Aerial Photographs: an Introductory College Textbook and Self Instruction Manual*. Burgess Publishing Company, Minneapolis, 1962.
- ¹⁵ BELCHER, D. J. *The Engineering Significance of Land Forms*. Highway Research Board, Bulletin núm. 13, Washington, D. C., 1948.
- ¹⁶ MACAU VILAR, F. y A. DEL AGUILA Y GOICOECHEA. *Interpretación Geológica de la Fotografía Aérea*. Boletín núm. 9 del Servicio Geológico del Ministerio de Obras Públicas. Madrid, 1960.
- ¹⁷ LEUDER, D. R. *Aerial Photographic Interpretation-Principles and Applications*. Mc Graw-Hill Book Company, Inc, New York, 1959.
- ¹⁸ COLWELL, R. N. *The Estimation of Ground Conditions from Aerial Photographic Interpretation of Vegetation Types*. Photogrammetric Engineering, vol. 12, núm. 1, 1946.
- ¹⁹ PARRY, J. T. y H. TURNER. *Infrared Photos for Drainage Analysis*. Photogrammetric Engineering, vol. 37, núm. 10, 1971.
- ²⁰ DUMBLETON, M. J. y G. WEST. *Air-Photograph interpretation for road engineers in Britain*. Road Research Laboratory, Report L R 369, Crowthorne, 1970.
- ²¹ PARVIS, M. *Drainage Pattern Significance in Airphoto Interpretation of Soils and Rocks*. Highway Research Board, Bulletin, núm. 28, Washington, D. C., 1950.
- ²² THOMSON, M. M. *Water Features on Topographic Maps*. ASCE Journal of the Surveying and Mapping Division, vol. 98, núm. SU 1, 1972.
- ²³ CLEAVES, A. B. *Landslide Investigations*. U. S. Department of Commerce, Bureau of Public Roads, Washington, D. C., 1961.
- ²⁴ DISHAW, H. E. *Massive Landslides*. Photogrammetric Engineering, vol. 33, núm. 6, 1967.
- ²⁵ NORELL, W. *Measuring and Depicting Trouble Areas in Stereomodels*. Highway Research Board, HRR núm. 452, Washington, D. C., 1973.
- ²⁶ PRYOR, N. T. *The Role of Aerial Surveys in Highway Engineering*. U. S. Department of Commerce, Washington, D. C., 1960.
- ²⁷ U. S. Department of Commerce, Bureau of Public Roads. *Reference Guide Outline Specifications for Aerial Surveys and Mapping by Photogrammetric Methods for Highways*. Government Printing Office, Washington, D. C., 1958.
- ²⁸ PARKER, L. E. *Highway Plans from Photogrammetrically-Compiled Maps*. ASCE Journal of the Surveying and Mapping Division, vol. 90, núm. SU 1, 1964.
- ²⁹ MC NOLDY, C. E. y D. E. WILBURG. *Automation in map data collection for engineering computer programs*. American Highways, vol. 46, núm. 2, AASHO, Washington, D. C., 1967.
- ³⁰ GEISSLER, E. H. *A three-Dimensional Approach to Highway Alignment Design*. Highway Research Board, Record núm. 232, Washington, D. C., 1968.
- ³¹ WINFREY, R. *Economic Analysis for Highways*. International Textbook Company, Scranton, Penn, 1969.
- ³² CLAFFEY, P. J. *Running Costs of Motor Vehicles as Affected by Road Design and Traffic*. NCHRP Report, núm. 111, Highway Research Board, 1971.
- ³³ CURRY, D. A. y D. G. ANDERSEN. *Procedures for Estimating Highway User Cost, Air Pollution and Noise Effects*. NCHRP Report, núm. 133, Highway Research Board, 1972.
- ³⁴ GIUSTI, R. J. y C. SOTO CORRALES. *Costos de operación de vehículos automotores típicos de Venezuela*. Trabajo Especial de Grado, Universidad Central de Venezuela, Facultad de Ingeniería, Caracas, 1973.
- ³⁵ BRUCE, A. G. y J. CLARKESON. *Highway Design and Construction*. International Textbook Company, Scranton, Penn, 1951.
- ³⁶ PRESTON, E. S. *Route Location en Handbook of Highway Engineering*, editado por Baker, R. I., Van Nostrand Reinhold, New York, 1975.
- ³⁷ U. S. Department of Transportation. *Social and Economic Effects of Highways*. Federal Highway Administration, Washington, D. C., 1976.
- ³⁸ ROBINSON, J. *Highway and Environment*. Mc Graw-Hill Book Company, New York, 1971.
- ³⁹ *Policy and Procedure Memorandum 20-8*. U. S. Department of Transportation, Washington, D. C., 1969.
- ⁴⁰ Ministerio de Obras Públicas. *Criterios para la selección de las vías agrícolas incluidas en los estudios de redes*. Dirección de Vialidad Agrícola, Caracas, 1976.

Anteproyecto de carreteras

3

3.1. INTRODUCCION

Del proceso de evaluación estudiado en el Capítulo anterior, se desprende que uno de los trazados será el que reúna las mejores condiciones desde el punto de vista técnico, económico, social y ambiental para el desarrollo de la carretera.

Sobre este trazado es que se va a elaborar el anteproyecto de la carretera, el cual consiste en fijar en los planos la línea que mejor cumpla los requisitos planimétricos y altimétricos que se hayan impuesto a la vía, de acuerdo a la clasificación que se haya hecho de la misma.

En esta etapa, los planos que se utilizan¹ proceden de levantamientos aerocartográficos, tal como se indicó en el párrafo 2.4.5, o pueden ser obtenidos por los métodos de la topografía terrestre clásica que serán estudiados a continuación.

3.2. INFORMACION TOPOGRAFICA PARA ANTEPROYECTAR

Para obtener la información topográfica que se precisa para la realización de un anteproyecto de carreteras, es necesario efectuar un levantamiento topográfico de la faja de terreno que fue seleccionada como la más ventajosa durante los reconocimientos preliminares.

Desde hace mucho tiempo, la base de los levantamientos topográficos ha sido la *poligonal de estudio*, de *estadía* o de *precisión*, a lo largo de la localización prevista para el eje de la carretera. Esta poligonal sirve para apoyar el levantamiento topográfico del terreno que se encuentra a los lados del eje y, referida a ella, dibujar los planos.

En las últimas décadas, las técnicas usadas para la obtención de esta topografía han sido considerablemente mejoradas mediante el uso de la fotogrametría y de los computadores electrónicos. Es así que hoy en día es muy frecuente que la elaboración de los planos se realice a partir de las fotografías de la faja de estudio, tomadas en vuelos a baja altura^{2,3}.

Sin embargo, aunque el método aerofotográfico viene desplazando gradualmente al topográfico terrestre convencional, éste todavía sigue utilizándose ampliamente.

Al planificar un levantamiento, el método que en definitiva se seleccione para realizar el trabajo —terrestre, aéreo o una combinación de ambos—, ha de quedar supeditado a

un análisis de costos, a la disponibilidad de los equipos correspondientes y al tiempo programado para la ejecución del trabajo⁴.

3.2.1. LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS TERRESTRES PARA ANTEPROYECTAR

Cuando el levantamiento de la faja de estudio se va a realizar por los métodos de la topografía convencional, en el terreno se lleva una poligonal que se supone se aproximará considerablemente a la línea que habrá de resultar como eje definitivo de la carretera.

De acuerdo a las exigencias del trabajo, las poligonales pueden ser de *estadía* o de *precisión*, las cuales sólo se diferencian entre sí por el grado de exactitud requerido. Ambos tipos de poligonales pueden servir de base para el anteproyecto de la vía.

Según la manera como se llevan, las poligonales pueden ser *libres* o *enlazadas*. Libres son aquellas cuyos puntos extremos no son puntos de posición conocida; es el tipo de poligonal que se emplea cuando no existen referencias geodésicas. Poligonales enlazadas son las que se unen a puntos de posición conocida, sea por el enlace a una red trigonométrica previa del país, sea por medición y cálculo de otra poligonal anterior.

Las poligonales libres no ofrecen seguridad alguna contra los errores de medida, ni puntos de apoyo para enjuiciar la precisión de los resultados: deben evitarse siempre que sea posible.

En la actualidad no resulta económico ejecutar los levantamientos topográficos basándose en sistemas de coordenadas convencionales y con el objetivo de servir únicamente a los requerimientos inmediatos de un proyecto o construcción⁵. Los levantamientos para carreteras, cuando se llevan a cabo bajo normas de precisión y se dejan debidamente referenciados, pueden constituir adecuados elementos de control para reconstrucciones y mejoras futuras.

En Venezuela, la División de Geodesia de la Cartografía Nacional ha establecido en todo el territorio nacional monumentos cuyas coordenadas geográficas son conocidas. Además de los monumentos para el control horizontal, ha instalado también un sistema BM (puntos de cota conocida) para el control vertical. En Venezuela es deseable referir todo levantamiento de cierta importancia a estos monumentos y sistema.

En general, la poligonal de estudio debe levantarse de forma tal que permita obtener, al menos, una precisión de tercer orden, y debe enlazarse a todos los puntos existentes de coordenadas conocidas. Para poder aprovechar los puntos geodésicos, el topógrafo los transporta mediante poligonales o triangulaciones hasta el área que le interesa. Posteriormente, las coordenadas geográficas se pueden transformar en coordenadas planas por medio de cálculos y tablas ^{6, 7}.

Los vértices de la poligonal deben estacarse con indicación de la progresiva y referenciarse adecuadamente. Las distancias entre los vértices y las medidas de los ángulos deben obtenerse según procedimientos topográficos aceptados. Todas las estaciones, así como los quiebres importantes del terreno, cruce con otras vías, pasos de corrientes de agua ⁸, etcétera, deben nivelarse, dejándose estacas o monumentos con sus debidas referencias.

Junto con el levantamiento y nivelación de la poligonal se toman secciones transversales, ubicando las estructuras existentes, casas, cercas, divisiones de propiedades, tendidos telegráficos, eléctricos, telefónicos, árboles importantes, arroyos, ríos, alcantarillas, puentes, etc., de manera de poder indicarlos en los planos.

A continuación se trata en detalle la forma de realizar los levantamientos topográficos de la línea de estadia y de la poligonal de precisión.

3.2.1.1. Levantamiento de la línea de estadia

Levantar la *línea de estadia*, también llamada *poligonal por saltos*, consiste en trazar sobre el terreno una serie de alineamientos sucesivos, en los cuales hay que medir los lados y los ángulos que éstos forman entre sí, nivelarlos y acotar la zona adyacente.

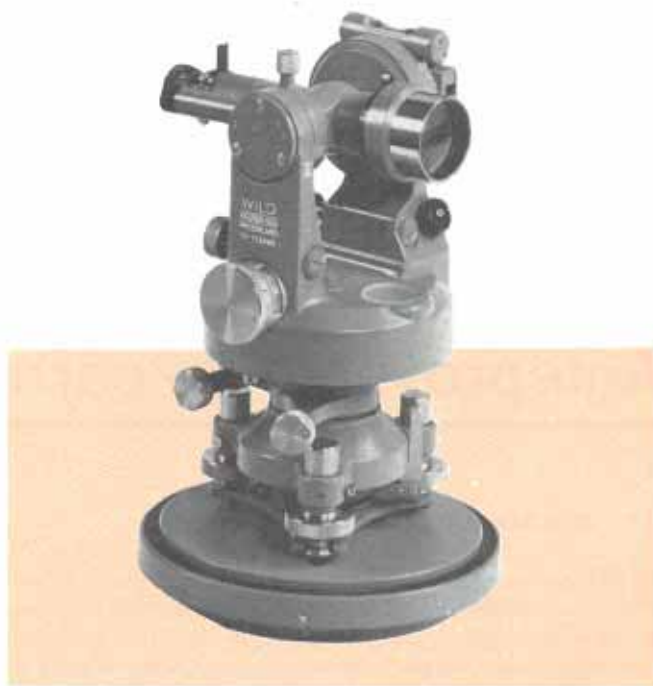
3.2.1.1.1. Levantamiento del eje

Generalmente, el eje de una poligonal está constituido por una serie de trazos rectos, siempre que las curvas que se requieran para enlazarlos no se alejen notablemente de ellos. En el caso de poligonales que encierran curvas con grandes externas (ver Cap. 6), será preferible replantear las curvas de una vez, a fin de evitar la toma de topografía demasiado distante de la que será cubierta por el trazado.

En el campo, el levantamiento del eje de la poligonal de estadia puede realizarse con equipo topográfico convencional o con aparatos de alta precisión ⁹. Un aparato que ha demostrado reunir condiciones excepcionales para el levantamiento de la poligonal por saltos es el llamado *Teodolito-Brújula*.

El Teodolito-Brújula de la figura III-1, presenta la particularidad de tener un círculo horizontal que se orienta automáticamente hacia el Norte magnético, lo que da directamente el acimut de la dirección de la puntería. En él, gracias a la lectura de coincidencia que emplea, se puede obtener el acimut de cada puntería con un error no mayor de 1', mientras que con una brújula circular no se obtiene menos de 3' en los casos más favorables.

El uso del Teodolito-Brújula es recomendable en bosques o en terrenos muy accidentados, donde los lados de las poligonales deben hacerse relativamente cortos a causa de los obstáculos que limitan la puntería.



Fotografía cortesía de Wild Heerbrugg, S. A.

Fig. III-1. Teodolito-Brújula Wild T-O.

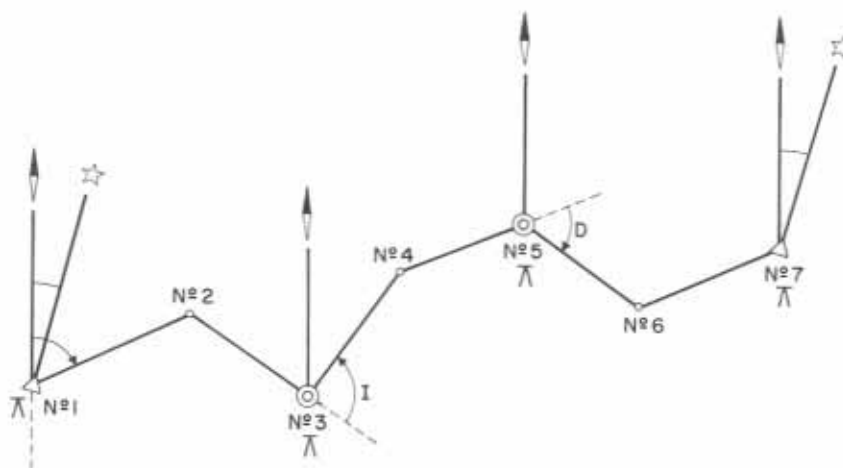
En un levantamiento convencional, la transferencia de direcciones debe hacerse por mediciones angulares, que necesitan un centraje muy preciso del instrumento y de las señales de puntería sobre los puntos de la poligonal, si se quiere obtener una buena precisión relativa de las estaciones sobre grandes distancias. En la poligonación con brújula, por el contrario, la precisión de centrado del Teodolito-Brújula y de la mira tiene mucho menos importancia, pues cada determinación de rumbo resulta independiente. La ley de propagación de los errores es más favorable en la poligonación con brújula que en la poligonación goniométrica.

Utilizando éste o cualquier otro aparato, el levantamiento de la poligonal por saltos, referido a la figura III-2, se inicia haciendo estación en el vértice #1, desde donde se toma el rumbo del primer alineamiento, bien con respecto al meridiano de ese lugar o a la Norte-Sur magnética que allí señale la aguja de la brújula (si se han tomado ambas medidas, la diferencia angular entre ellas será la *declinación* del lugar).

Desde la estación #1 se toma la medida del lado 1-2, antes de mudar el aparato a la estación #3.

Estacionado ahora el aparato en el vértice #3, desde aquí se visa hacia #2 y luego de tener los datos (distancia y rumbo) de la línea 3-2 se orienta el anteojo hacia el vértice #4. Esto permite leer la deflexión 2-3-4 (ángulo formado entre la prolongación de lado 2-3 y el lado 3-4), con base a la cual se calcula el rumbo del lado 3-4. A la vez será posible leer el rumbo magnético de 3-2 y 3-4, lo que permite llevar un control de las medidas y cálculos.

Todavía desde #3, y apuntando hacia #4, se obtiene la longitud de este lado. De esta forma se completa el levantamiento del conjunto 2-3-4 desde la estación #3.



Ahora se muda el aparato al vértice # 5, saltando el # 4, para proceder de la misma forma y obtener el levantamiento del conjunto 4-5-6.

Si entre los vértices existieran algunos puntos de detalle (PD), tales como quiebres del terreno, cruces con caños de agua, pasos de ferrocarriles, obras de arte, viviendas, etc., atravesados por la poligonal, se procedería también a medir su distancia con respecto a uno de los vértices.

Simultáneamente o a continuación del levantamiento del eje se realiza la nivelación de la poligonal, partiendo de la cota del *BM* inicial.

El levantamiento del eje de la línea de estadia hecho de esta manera resulta sistemático y rápido, ya que economiza la mitad de las estaciones y de las medidas. La minuta de campo da mayores detalles sobre la rutina de este levantamiento.

Obsérvese que en la libreta se anota de abajo hacia arriba y que lo escrito en las casillas frente a cada vértice significa lectura desde ese vértice al siguiente.

En la primera columna de la libreta se anota el número del vértice o estación y la deflexión entre los lados. También, tal como aparece en los vértices #1 y #3, debe indi-

Sta. y Dpto.	C.C.	R.M.	Dist.	Progs.	A.V.	Elevación	Pasante	Topog. Transversal
4		N22-30E	56.50	147.80	0-36	87.35	105.91	-1/1 + 1/1
P.D.			19.00	135.00	2-10	82.46	105.42	
X3 ²⁸⁻³⁵⁻³⁹		N17-10E	31.20	116.60	1-08	86.75	104.66	$-\frac{2.5}{9} - \frac{1.5}{4} + 2/1$
P.D.			12.00	104.60	-1.15m	85.60	104.18	
P.D.			29.00	87.60	-2.09m	84.68	103.50	
2 ^{65-72 km}		S47-15E	43.50	73.10	-1-47	88.10	102.92	$-3/1 \frac{-0.5}{8} \frac{+1.5}{2.5} \frac{+2.5}{4}$
X1	N67-13E	N67-25E	73.10	0	1m arriba 2-07	86.40	100.00	$\frac{0.15}{3} \frac{+1.0}{2} + 2/1$

Fig. III-3. Libreta de Estadía.

En general, la poligonal de estudio debe levantarse de forma tal que permita obtener, al menos, una precisión de tercer orden, y debe enlazarse a todos los puntos existentes de coordenadas conocidas. Para poder aprovechar los puntos geodésicos, el topógrafo los transporta mediante poligonales o triangulaciones hasta el área que le interesa. Posteriormente, las coordenadas geográficas se pueden transformar en coordenadas planas por medio de cálculos y tablas^{6, 7}.

Los vértices de la poligonal deben estacarse con indicación de la progresiva y referenciarse adecuadamente. Las distancias entre los vértices y las medidas de los ángulos deben obtenerse según procedimientos topográficos aceptados. Todas las estaciones, así como los quiebres importantes del terreno, cruce con otras vías, pasos de corrientes de agua⁸, etcétera, deben nivelarse, dejándose estacas o monumentos con sus debidas referencias.

Junto con el levantamiento y nivelación de la poligonal se toman secciones transversales, ubicando las estructuras existentes, casas, cercas, divisiones de propiedades, tendidos telegráficos, eléctricos, telefónicos, árboles importantes, arroyos, ríos, alcantarillas, puentes, etc., de manera de poder indicarlos en los planos.

A continuación se trata en detalle la forma de realizar los levantamientos topográficos de la línea de estadia y de la poligonal de precisión.

3.2.1.1. Levantamiento de la línea de estadia

Levantar la *línea de estadia*, también llamada *poligonal por saltos*, consiste en trazar sobre el terreno una serie de alineamientos sucesivos, en los cuales hay que medir los lados y los ángulos que éstos forman entre sí, nivelarlos y acotar la zona adyacente.

3.2.1.1.1. Levantamiento del eje

Generalmente, el eje de una poligonal está constituido por una serie de trazos rectos, siempre que las curvas que se requieran para enlazarlos no se alejen notablemente de ellos. En el caso de poligonales que encierran curvas con grandes externas (ver Cap. 6), será preferible replantear las curvas de una vez, a fin de evitar la toma de topografía demasiado distante de la que será cubierta por el trazado.

En el campo, el levantamiento del eje de la poligonal de estadia puede realizarse con equipo topográfico convencional o con aparatos de alta precisión⁹. Un aparato que ha demostrado reunir condiciones excepcionales para el levantamiento de la poligonal por saltos es el llamado *Teodolito-Brújula*.

El Teodolito-Brújula de la figura III-1, presenta la particularidad de tener un círculo horizontal que se orienta automáticamente hacia el Norte magnético, lo que da directamente el acimut de la dirección de la puntería. En él, gracias a la lectura de coincidencia que emplea, se puede obtener el acimut de cada puntería con un error no mayor de 1', mientras que con una brújula circular no se obtiene menos de 3' en los casos más favorables.

El uso del Teodolito-Brújula es recomendable en bosques o en terrenos muy accidentados, donde los lados de las poligonales deben hacerse relativamente cortos a causa de los obstáculos que limitan la puntería.



Fotografía cortesía de Wild Heerbrugg, S. A.

Fig. III-1. Teodolito-Brújula Wild T.O.

En un levantamiento convencional, la transferencia de direcciones debe hacerse por mediciones angulares, que necesitan un centrado muy preciso del instrumento y de las señales de puntería sobre los puntos de la poligonal, si se quiere obtener una buena precisión relativa de las estaciones sobre grandes distancias. En la poligonación con brújula, por el contrario, la precisión de centrado del Teodolito-Brújula y de la mira tiene mucho menos importancia, pues cada determinación de rumbo resulta independiente. La ley de propagación de los errores es más favorable en la poligonación con brújula que en la poligonación goniométrica.

Utilizando éste o cualquier otro aparato, el levantamiento de la poligonal por saltos, referido a la figura III-2, se inicia haciendo estación en el vértice #1, desde donde se toma el rumbo del primer alineamiento, bien con respecto al meridiano de ese lugar o a la Norte-Sur magnética que allí señale la aguja de la brújula (si se han tomado ambas medidas, la diferencia angular entre ellas será la *declinación* del lugar).

Desde la estación #1 se toma la medida del lado 1-2, antes de mudar el aparato a la estación #3.

Estacionado ahora el aparato en el vértice #3, desde aquí se visa hacia #2 y luego de tener los datos (distancia y rumbo) de la línea 3-2 se orienta el anteojo hacia el vértice #4. Esto permite leer la deflexión 2-3-4 (ángulo formado entre la prolongación de lado 2-3 y el lado 3-4), con base a la cual se calcula el rumbo del lado 3-4. A la vez será posible leer el rumbo magnético de 3-2 y 3-4, lo que permite llevar un control de las medidas y cálculos.

Todavía desde #3, y apuntando hacia #4, se obtiene la longitud de este lado. De esta forma se completa el levantamiento del conjunto 2-3-4 desde la estación #3.

carse con un símbolo el vértice donde se ha hecho estación con el aparato.

Al visar desde el vértice #3 hacia #2, con la brújula se obtiene el rumbo magnético de la línea 3-2, el cual se anota en la columna correspondiente (RM) en la casilla frente a #2.

Ahora bien, leyendo 3 a 2 se habrá obtenido el rumbo opuesto a 2-3. Para seguir la anotación antes convenida, deberá escribirse frente a 2 el rumbo obtenido, pero con las letras cambiadas. Así, si de 3 a 2 se leyó en la brújula N47-15W, de 2 a la 3 habrá que escribir S47-15E.

Como se dijo antes, convendrá obtener el rumbo astronómico de la línea 1-2, que se anotará en la columna de curso calculado (CC), deduciéndose los demás según las deflexiones y pudiendo ser verificados con observaciones solares.

Desde el vértice #3 se lee la mira colocada en el vértice #2 y se obtiene estadiméricamente la distancia.

Si el ángulo vertical con que se hizo la lectura es pequeño, por ejemplo, menos de 5°, el número generador

puede anotarse directamente como distancia horizontal. En caso de ser mayor el ángulo, será necesario reducir la distancia a la horizontal, usando la conocida fórmula $d = k \cdot g \cdot \cos^2 \alpha$, donde g es el generador o intercepto de mira y α el ángulo vertical leído, siendo k una constante del aparato ¹⁰.

La distancia 3-2 se anotará sin cambio alguno, frente a la casilla del vértice #2.

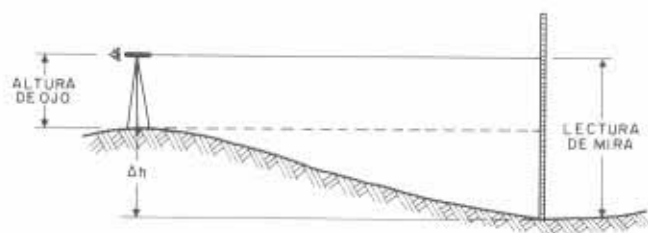
Si en la línea 3-2 se han tomado algunos puntos de detalle, el dato de la distancia anotado frente a PD significará en este caso su distancia al vértice #3, y sobre esta distancia se escribirá la palabra «atrás», expresando así que ha sido tomada desde el #3 hacia atrás. Cuando la lectura sea hacia adelante no hará falta esta anotación, ya que siempre se entenderá que los datos frente a una casilla de PD han sido tomados desde el vértice anterior.

En la columna de progresiva se anotarán las distancias acumuladas desde el origen, teniendo cuidado en su determinación con las distancias medidas hacia atrás.

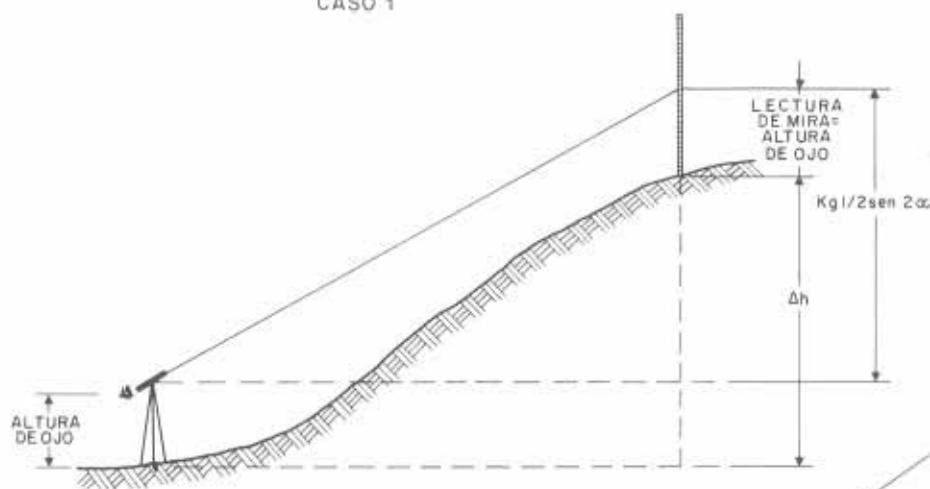
En la columna del ángulo vertical (AV) se anota éste, siempre que sea posible para una lectura de mira igual a la altura de aparato. Cuando se pueda leer con el anteojo horizontal, se anotará de una vez el desnivel entre el punto de observación y la estación visada.

Con los ángulos verticales leídos y el número generador escrito en la columna de distancia, podrán calcularse los desniveles entre los vértices y las cotas de ellos, los cuales se anotarán en la columna de elevación.

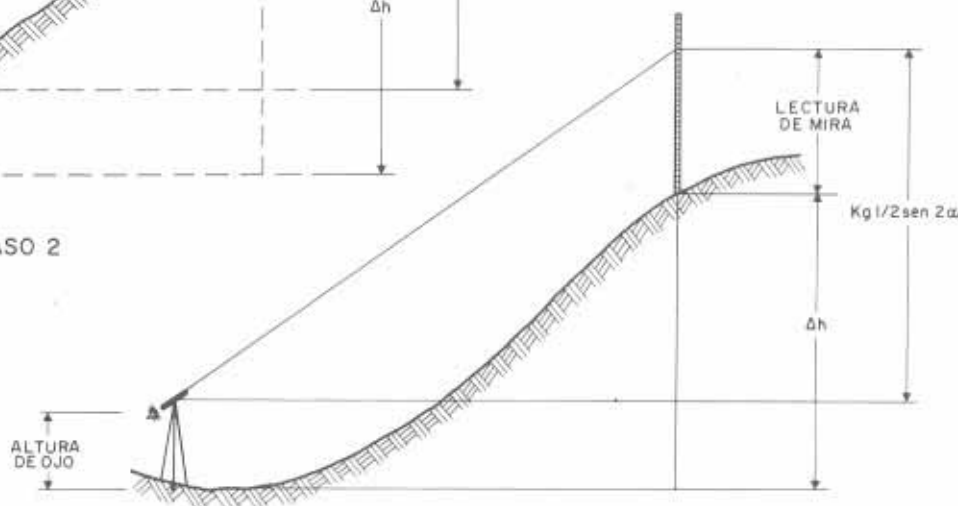
Como quiera que el cálculo de la elevación depende de la forma como haya sido leído el ángulo vertical, a continuación se indican los cuatro casos que pueden presentarse.



CASO 1



CASO 2



CASO 3

Fig. III-4. Distintas maneras de leer la mira para obtener el ángulo vertical.

CASO 1. Cuando la lectura de mira se hace con el anteojo colocado en posición horizontal.

Según se desprende de la figura III-4,

$$\Delta H = \text{Altura de ojo} - \text{lectura de mira}$$

CASO 2. Cuando la lectura de mira se hace con el anteojo inclinado, leyendo una lectura de mira igual a la altura de ojo.

De la figura III-4,

$$\Delta H = \text{Altura de ojo} \pm k \cdot g \cdot 1/2 \sin 2\alpha - \text{lectura de mira}$$

pero altura de ojo = lectura de mira
luego $\Delta H = k \cdot g \cdot 1/2 \sin 2\alpha$.

CASO 3. Cuando la lectura de mira se hace con el anteojo inclinado, leyendo una lectura de mira cualquiera.

De la figura III-4,

$$\Delta H = \text{Altura de ojo} \pm k \cdot g \cdot 1/2 \sin 2\alpha - \text{lectura de mira}$$

CASO 4. Cuando la lectura de mira se hace con el anteojo inclinado, leyendo en la mira una cierta cantidad que se anota como «encima» o «debajo» de la altura de ojo.

$$\Delta H = \text{altura de ojo} \pm k \cdot g \cdot 1/2 \sin 2\alpha - \text{lectura de mira} =$$

$$= [\text{altura de ojo} - \text{lect. mira}] \pm k \cdot g \cdot 1/2 \sin 2\alpha =$$

$$= \left[\text{altura de ojo} - \left(\begin{array}{l} \text{alt. ojo} + \text{encima} \\ \text{alt. ojo} - \text{debajo} \end{array} \right) \right] \pm k \cdot g \cdot 1/2 \sin 2\alpha$$

$$\Delta H = \left\{ \begin{array}{l} - \text{encima} \\ + \text{debajo} \end{array} \right. \pm k \cdot g \cdot 1/2 \sin 2\alpha$$

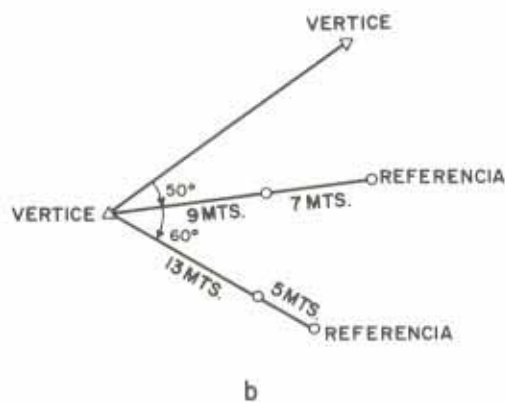
Los datos de la columna rasante (Ras) podrán calcularse si la línea ha de llevar una pendiente determinada o si durante el levantamiento se han estimado los cortes y rellenos que se quieren dar en cada punto.

Como entre el trazado de la poligonal y la localización del eje definitivo de proyecto suele transcurrir un largo tiempo, las estacas de los vértices pueden sufrir deterioro o extravío.

Por ello, y a fin de poder restablecer estos puntos cuando sea necesario, deben dejarse en el terreno referencias adecuadas.



a



b

Fig. III-5. Referenciación de vértices.

La referenciación se hace de diversas maneras. Entre ellas:

- Se miden cuidadosamente las distancias desde el vértice a tres puntos diferentes, en cada uno de los cuales se coloca un monumento de concreto sobre el que se clava una cabilla pintada de rojo o una placa de bronce. Estos puntos no deben quedar muy lejos del vértice a fin de poder hallarlos más tarde y los ángulos subtendidos no deben ser pequeños para que su intersección sea precisa.
- Estacionados en un vértice, a partir del alineamiento dado por ese vértice y el siguiente se deflexa un ángulo cualquiera y en esta dirección se fijan dos referencias a distancias conocidas. Se deflexa un nuevo ángulo y, de la misma manera, se fijan otras dos referencias. De la ubicación de las referencias se toma debida nota en la libreta de campo.

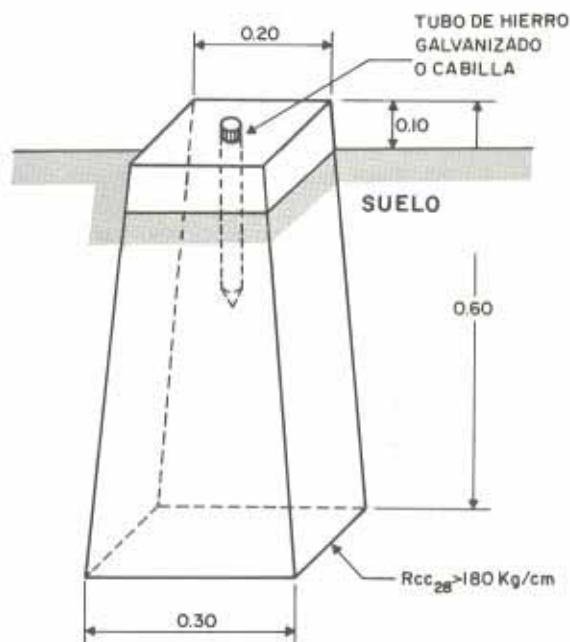


Fig. III-6. Monumento de referencia. Modelo M.O.P.

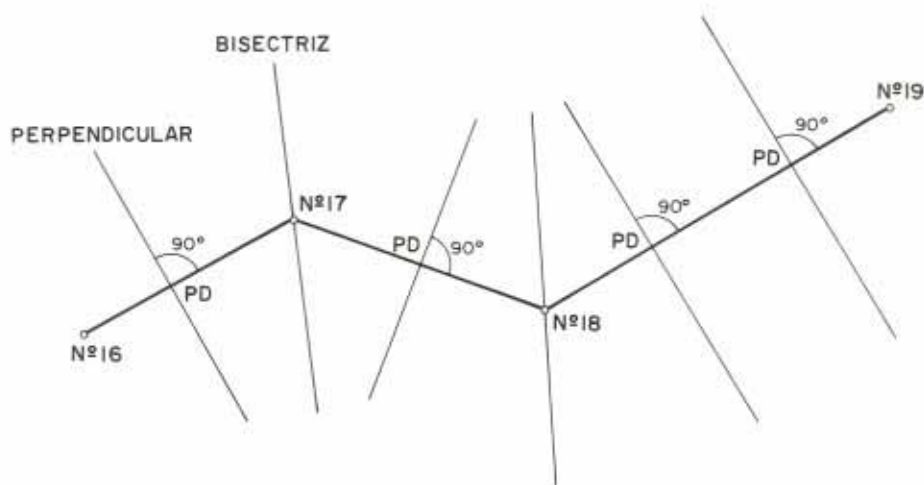


Fig. III-7. Alineamiento de las secciones transversales.

3.2.1.1.2. Levantamiento de las secciones transversales

A fin de tener la información del terreno que se encuentra a los lados de la poligonal, se toman secciones transversales a ésta. Los datos obtenidos deben anotarse en la libreta de campo y para ello se utiliza la columna que se encabeza con la denominación de «Topografía». Se adopta la línea roja de la página de la libreta como eje de la poligonal, y se escribe a derecha e izquierda de esa línea lo que en el terreno está a derecha e izquierda de la poligonal.

Si las secciones van a tomarse en un vértice de la poligonal, se orientarán según la bisectriz del ángulo que forman los lados. Si se toman en un PD, serán perpendiculares al lado. En consecuencia, al iniciarse la toma de una sección transversal habrá que dar su alineamiento, lo cual podrá hacerse a vista, con los brazos en cruz o con una escuadra de agrimensor.

Existen muchas maneras de tomar secciones transversa-

les. La que se adopte dependerá de la topografía, de la precisión y de la rapidez requerida en el trabajo que se esté realizando.

Entre las formas más usuales para tomar secciones transversales se pueden citar las siguientes:

Método del clisímetro, mira y cinta métrica

Cuando el clisímetro usado es del tipo Abney, se puede utilizar para efectuar nivelaciones directas o para medir ángulos verticales. En terreno plano, el clisímetro a emplear puede ser del tipo Locke.

En cualquier caso, como estos aparatos no tienen lente de ampliación, las visuales a la mira deben ser cortas, requiriéndose por ello numerosos cambios, los cuales ocasionan acumulación de errores.

El trabajo de la toma de secciones transversales se inicia orientando la sección, tal como se indicó antes, y colocando estacas o jalones que señalen el alineamiento.

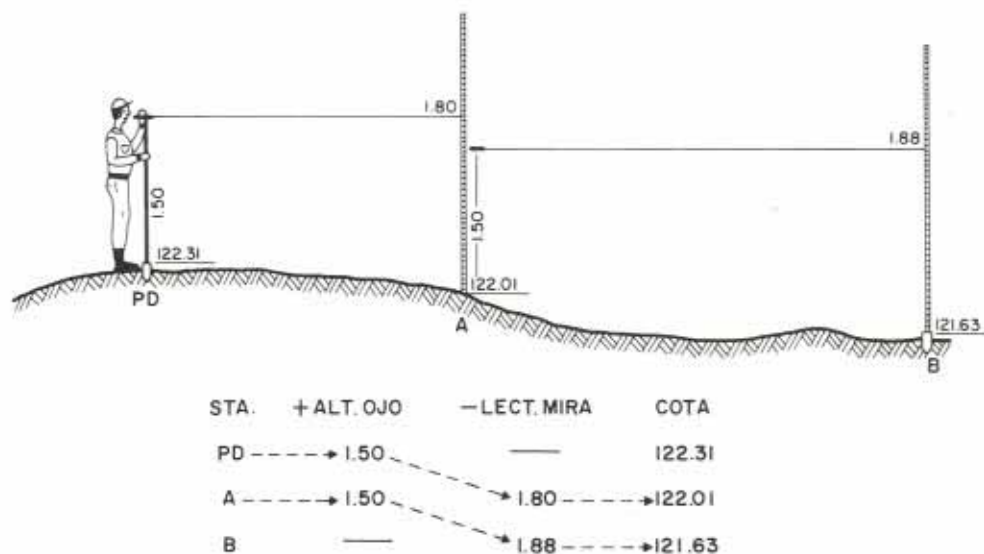


Fig. III-8. Toma de sección transversal usando el nivel Locke.

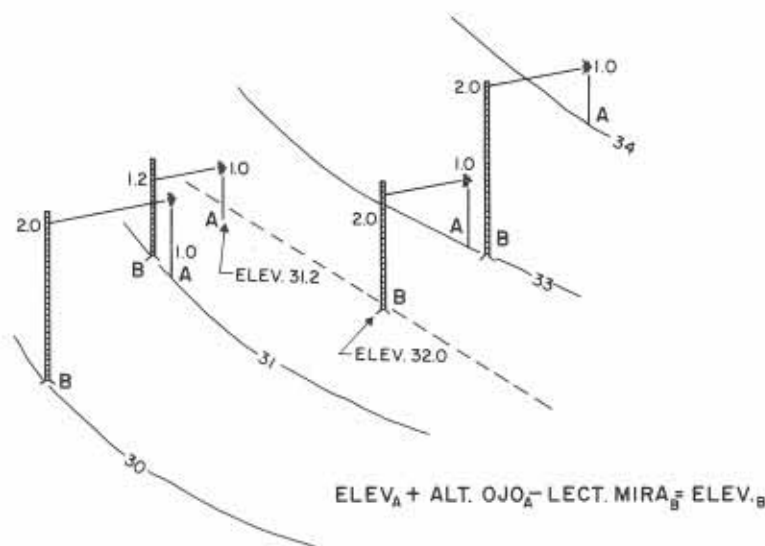


Fig. III-9. Toma de puntos acotados para el dibujo de curvas de nivel.

Para obtener los desniveles entre los puntos, se estaciona en el vértice o en *PD* y con el clisímetro se lee el desnivel entre la estación y un punto *A* (altura de ojo-lectura de mira). Se pasa luego al punto *A* y de la misma forma se lee el desnivel entre *A* y *B*, etc.

A la vez que se van obteniendo los desniveles, se van midiendo con cinta las distancias entre los distintos puntos. De esta manera el método resulta sumamente rápido.

El procedimiento indicado puede utilizarse también para obtener los puntos acotados que permitan dibujar las curvas de nivel del terreno.

En la figura III-9, se ilustra la manera de hacerlo.

Para una altura de ojo establecida, bastará ir buscando los puntos donde, colocada la mira en el alineamiento dado, la elevación corresponda a la cota de la curva que se busca. Así:

$$\text{Elev}_B = \text{Elev}_A + \text{altura de ojo}_A - \text{lect. de mira}_B$$

Un método de toma de secciones transversales, preferido por los topógrafos cuando se usa el clisímetro, es el indicado en la figura siguiente.

Aquí, el topógrafo se sitúa convenientemente entre los dos puntos donde se ha colocado la mira. Visa la mira colocada atrás y luego la de adelante, obteniendo la diferencia de nivel entre los dos puntos al restar de la lectura atrás la lectura adelante. A continuación mide la distancia entre los puntos, anotando ambos valores en la libreta de campo.

En la toma de secciones transversales es frecuente encontrarse con terrenos cuya pendiente es uniforme. En estos casos bastará obtener dicha pendiente, la cual se expresa como *pendiente en uno*, o sea, cotangente del ángulo de inclinación. La determinación de la pendiente en uno en el campo se obtiene leyendo con un clisímetro que disponga de dicha graduación, una lectura de mira igual a la altura de ojo.

Método del nivel de anteojo, mira y cinta métrica

Este es un método que se emplea con características de buena precisión en terrenos planos o casi planos.

Inicialmente, el proceso es igual que el anterior, sólo que en vez de clisímetro se utiliza un nivel de anteojo.



Fig. III-10. Toma de secciones transversales con nivel Locke.

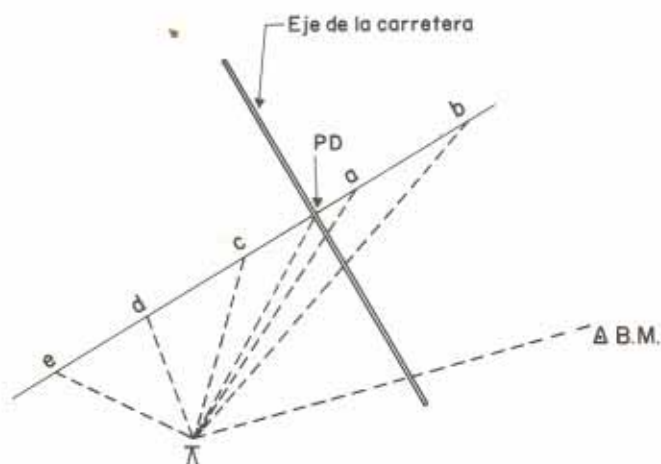


Fig. III-11. Toma de secciones transversales con nivel.

Este se sitúa fuera del alineamiento y se obtienen las lecturas para los desniveles $PD-a$, $a-b$, etc., figura III-11.

En este método, la lectura inicial (lectura atrás) se hace sobre la estaca central (PD) cuando el eje de la vía ha sido previamente nivelado. En caso contrario, deberá efectuarse sobre un punto de nivelación, $B.M.$

En el primer caso, las otras lecturas (lectura adelante) recaerán sobre puntos a la derecha e izquierda del PD , en tanto que en el segundo se harán sobre la estaca PD y luego sobre puntos a la derecha e izquierda.

De esta forma, la diferencia de nivel entre los distintos puntos será

entre PD y a = lectura atrás - lectura adelante
entre BM y PD = lectura atrás - lectura adelante
...etcétera.

Simultáneamente con la lectura de mira, se miden con cinta las distancias $PD-a$, $a-b$, etc.

Método estadimétrico

Cuando el terreno es muy accidentado, pero su pendiente es relativamente uniforme, de manera que la mira se pue-

da ver desde el punto de estación, o cuando la precisión requerida es mayor que en los casos anteriores, alineamientos, distancias y desniveles pueden obtenerse por los métodos estadimétricos tradicionales.

Anotación de los datos de las secciones transversales

Así como hay diversas formas de tomar las secciones transversales, hay distintas maneras de anotar sus datos.

Entre esas maneras se pueden señalar:

I. Refiriendo todos los datos al vértice o PD de la poligonal. Los datos de desnivel y distancia, con relación al vértice o PD de la poligonal, se anotan en forma de fracción y en ese mismo orden

$$\frac{\text{Desnivel}}{\text{Distancia}}$$

II. Anotando cotas en vez de desniveles. Cuando se tiene nivelada la poligonal y, por consiguiente, las cotas de los vértices y PD , será preferible referir los desniveles en forma de cotas. Ello facilitará el dibujo de las curvas de nivel.

Modelos de minutas de secciones transversales

La forma de anotar los datos de las secciones transversales, según la manera de tomarlas, se indica en la página siguiente con copias de libretas de campo ⁷.

En la libreta de la figura III-16, los datos anotados fueron calculados usando tablas taquimétricas, tal como se indica a continuación:

Gene- rador	Ang. vert.	$\cos^2 \alpha$	$1/2 \sin 2 \alpha$	Distancia reducida	Diferen- cia de nivel
10	- 2° 30'	0,9981	0,0436	9,98	- 0,44
30	- 11° 40'	0,9591	0,1980	28,77	- 5,94
41,50	- 11° 00'	0,9636	0,1873	39,99	- 7,77
11,20	+ 4° 40'	0,9934	0,0811	11,13	+ 0,91
21,10	+ 7° 30'	0,9829	0,1294	20,74	+ 2,73
30,00	+ 9° 20'	0,9737	0,1600	29,21	+ 4,80

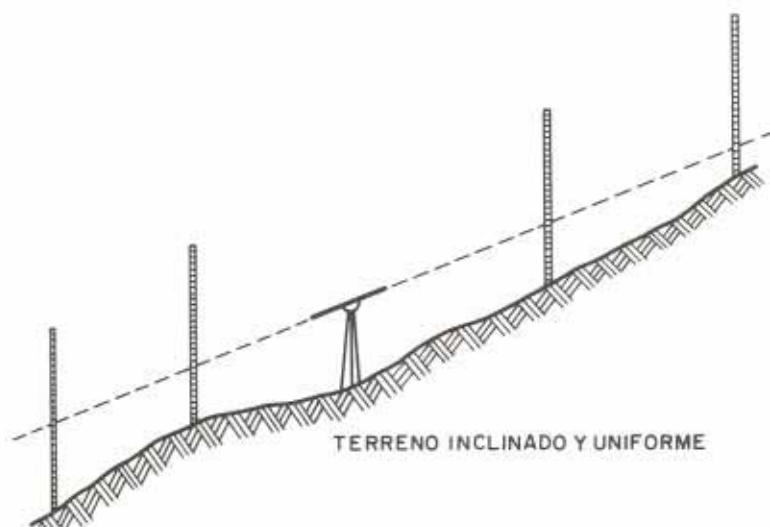


Fig. III-12. Toma de secciones transversales con teodolito.

Izquierda	Eje	Derecha
$\frac{+1,43}{5,30}$	$\frac{+1,47}{4,50}$	$\frac{+1,21}{5,00}$
	$\frac{0}{7+480}$	$\frac{-0,90}{4,80}$
		$\frac{-0,81}{5,00}$
		$\frac{-0,10}{5,00}$
		$\frac{-0,40}{4,00}$

Fig. III-13. Anotación de secciones transversales tomadas con nivel Locke (los ángulos y distancias están referidos al punto anterior).

Izquierda	Eje	Derecha
$\frac{+31^\circ}{20,0}$	$\frac{+14^\circ}{18,0}$	$\frac{-17^\circ}{12,2}$
	$\frac{2+560}{20,0}$	$\frac{-14^\circ}{20,0}$
		$\frac{-7^\circ}{20,0}$
		$\frac{-14^\circ 50'}{6,2}$
		$\frac{-27^\circ 50'}{8,3}$
		$\frac{+17^\circ}{18,1}$
$\frac{+30^\circ 20'}{20,0}$	$\frac{+9^\circ}{16,2}$	$\frac{-13^\circ}{10,6}$
	$\frac{2+520}{20,0}$	$\frac{-28^\circ}{7,1}$
		$\frac{+13^\circ 50'}{18,0}$
		$\frac{+5^\circ}{20,0}$

Fig. III-14. Anotación de secciones transversales tomadas con nivel Abney (los ángulos y distancias están referidos al punto anterior).

Izquierda	Eje	Derecha
$\frac{1,63}{40,10}$	$\frac{1,72}{28,50}$	$\frac{1,80}{14,60}$
	$\frac{1,62}{2+480}$	$\frac{1,70}{3,80}$
		$\frac{1,68}{14,50}$
		$\frac{1,52}{18,10}$
		$\frac{1,49}{40,20}$
$\frac{1,55}{40,30}$	$\frac{1,65}{23,90}$	$\frac{1,77}{15,10}$
	$\frac{1,51}{2+460}$	$\frac{1,81}{2,30}$
		$\frac{1,62}{14,60}$
		$\frac{1,37}{18,00}$
		$\frac{1,30}{40,00}$

Fig. III-15. Anotación de secciones transversales tomadas con nivel y cinta.

Izquierda	Eje	Derecha
$\frac{+0^\circ 20'}{30}$	$\frac{+7^\circ 30'}{21,10}$	$\frac{+4^\circ 40'}{11,20}$
	$\frac{815,35}{0+680}$	$\frac{-2^\circ 30'}{10,00}$
		$\frac{-1^\circ 40'}{30,0}$
		$\frac{-11^\circ 00'}{41,50}$
estos datos, calculados estadimétricamente, se pueden escribir		
	$\frac{+4,80}{29,21}$	$\frac{+2,73}{20,74}$
	$\frac{0}{0+680}$	$\frac{+0,91}{11,13}$
		$\frac{-0,44}{9,98}$
		$\frac{-5,94}{28,77}$
		$\frac{-7,77}{39,99}$

Fig. III-16. Anotación de secciones transversales tomadas con teodolito (anotación: $\frac{\text{ang. vert.}}{\text{generador}}$; el ángulo vertical está leído para igual altura que la de ojo, todas las distancias están tomadas desde el eje de la poligonal).



Fig. III-18. Libreta de Campo de la línea P.

3.2.1.2. Levantamiento de la poligonal de precisión

La poligonal de precisión o línea *P* es una línea similar a la de estadía, pero que requiere en su levantamiento una mayor precisión, usándose para ello instrumentos tales como teodolitos, niveles, cintas metálicas, estadia invar, miras, etc., o cualquier otro equipo que garantice la precisión exigida.

El levantamiento de esta poligonal consiste en la medición de los ángulos y de los lados, en la nivelación de todos sus vértices y en la toma de las secciones transversales.

Según se indica en la figura III-17, después de haber determinado el rumbo del alineamiento 1-2 por observación solar, el levantamiento de dicho lado se realiza de la siguiente manera: con el teodolito colocado en la estación #1 se visa la #2; la distancia 1-2 se mide con precisión de centímetros, empleando la estadia invar y verificando el valor por lecturas de doble estadia o empleando cinta métrica.

Desde el vértice #1 se hace una nivelación de precisión del vértice #2, leyendo milímetros con control taquimétrico. Los puntos intermedios entre vértices, *PD*, se nivelan taquimétricamente y se controlan con las cotas de precisión de los vértices.

Finalizado el levantamiento de la línea 1-2, se muda el aparato al vértice #2, donde se procede de igual manera, y así sucesivamente, pues el teodolito debe estacionarse en todos los vértices. En cada uno de ellos, las distancias se miden siempre hacia adelante y se toma el ángulo de deflexión por el método de doble deflexión acumulada o doble ángulo horizontal con vuelta de campana, con precisión suficiente que garantice los rumbos astronómicos de cada lado de la poligonal al segundo. De esta manera, se puede calcular el rumbo de cada lado partiendo del obtenido astronómicamente.

Diariamente, o cada 5 kilómetros como máximo, deben realizarse nuevas observaciones solares y comprobarse los rumbos magnéticos.

También deberá hacerse una nivelación geométrica de todos los vértices de la poligonal, con su respectiva ida y vuelta, en tramos no mayores de 3 kilómetros, y tomarse secciones transversales a la poligonal con una separación no mayor de 20 metros, utilizando para ello cualquiera de los métodos indicados anteriormente.

La libreta de la línea *P* da mayores detalles sobre la rutina del levantamiento. Esta libreta, al igual que la de estadía, se lleva anotando los datos de abajo hacia arriba.

En esta libreta obsérvese que:

En todos los vértices están anotadas las deflexiones y las alturas de instrumento.

En la columna de curso calculado (CC), el acimut del lado 1-2 se obtuvo astronómicamente, siendo los demás deducidos según las deflexiones y verificados diariamente con las observaciones solares.

La columna rumbo magnético (RM) controla a la anterior, ya que las declinaciones magnéticas deben ser parecidas y de igual signo.

En la columna de distancias, las cantidades encerradas en un círculo son las distancias medidas estadimétricamente: sirven de comprobación a las medidas con cinta.

Los ángulos verticales corresponden siempre a visuales hacia adelante.

En la columna de elevación, los valores encerrados en un círculo son las cotas taquimétricas: sirven de comprobación a las obtenidas con el nivel.

3.2.2. CALCULO DE LAS COORDENADAS DE LA POLIGONAL DE ESTUDIO

Con los datos de la poligonal de estudio anotados en la libreta de campo se van a elaborar los planos correspondientes de planta, perfil longitudinal y secciones transversales.

Como base para el dibujo de la zona topográfica levantada con destino al anteproyecto de la carretera, deben calcularse las coordenadas de los vértices de la poligonal.

Para ello, las poligonales comúnmente se refieren a un sistema de coordenadas rectangulares, uno de cuyos ejes es la N-S geográfica de uno de sus puntos tomado como origen ⁷.

El principio fundamental del cálculo de las coordenadas rectangulares es el siguiente:

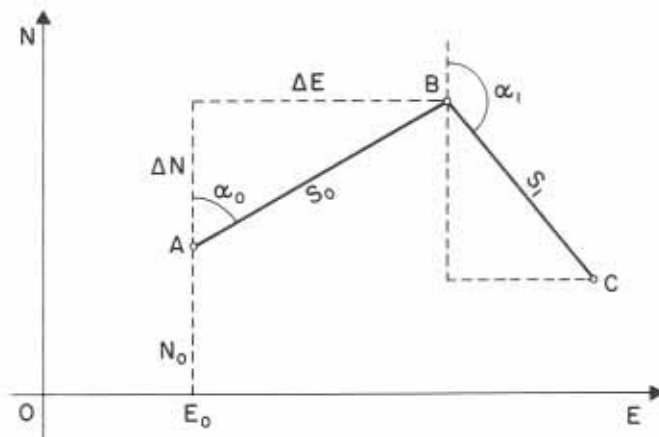


Fig. III-19. Coordenadas y sus proyecciones.

Sean *ON* y *OE* los ejes de coordenadas; *A* y *B* dos estaciones consecutivas de la poligonal, cuya distancia es *S₀* (Fig. III-19). Llamando *N₀*, *E₀* a las coordenadas de *A* y conocido el ángulo *α₀*, ángulo de dirección o acimut de *AB*, se tiene

$$\begin{aligned} N_B &= N_0 + \Delta N = N_0 + S_0 \cdot \cos \alpha_0 \\ E_B &= E_0 + \Delta E = E_0 + S_0 \cdot \sin \alpha_0 \end{aligned}$$

y para el punto *C*

$$\begin{aligned} N_C &= N_B + S_1 \cdot \cos \alpha_1 = N_0 + S_0 \cdot \cos \alpha_0 + S_1 \cdot \cos \alpha_1 \\ E_C &= E_B + S_1 \cdot \sin \alpha_1 = E_0 + S_0 \cdot \sin \alpha_0 + S_1 \cdot \sin \alpha_1 \end{aligned}$$

y, en general, para un punto de orden *m*

$$\begin{aligned} N_m &= N_0 + (S \cdot \cos \alpha) \\ E_m &= E_0 + (S \cdot \sin \alpha) \end{aligned}$$

siendo la cantidad entre paréntesis la suma de los elementos *S*·cos *α* o *S*·sen *α*, respectivamente.

Como se ve, para el cálculo de coordenadas se requiere el conocimiento de los ángulos de dirección o acimutes de cada lado de la poligonal, los cuales pueden deducirse del acimut del primer lado y de los ángulos que se han medido, o sea los formados por los lados consecutivos de la poligonal (exteriores o interiores), o del ángulo de deflexión.

Generalmente *α₀*, o acimut de partida, se obtiene por determinación astronómica directa o por deducción a partir de las coordenadas de dos postes de triangulación conocidos.

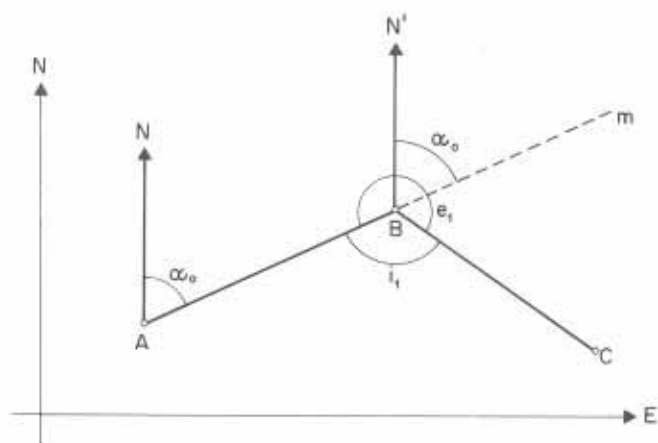


Fig. III-20. Deducción del acimut de una línea.

Determinado el primer acimut, los demás se deducen de la siguiente forma (Fig. III-20)

Sea BC el lado cuyo acimut interesa conocer. Se ha medido el ángulo exterior $e_1 = ABC$. Se tiene

$$N'BC = \alpha_0 + mBC$$

pero

$$mBC = e_1 - 180^\circ,$$

luego

$$N'BC = \alpha_0 - 180^\circ + e_1$$

de donde, generalizando para el vértice de orden $n + 1$

$$\alpha_{n+1} = \alpha_n - 180^\circ + e_{n+1}$$

Si se han medido los ángulos interiores del polígono, llamando i_1 el ángulo interior en B , se tiene, como anteriormente,

$$N'BC = \alpha_0 + mBC$$

pero

$$mBC = 180^\circ - i_1,$$

luego

$$N'BC = \alpha_0 + 180^\circ - i_1$$

y generalizando para el vértice de orden $n + 1$

$$\alpha_{n+1} = \alpha_n + 180^\circ - i_{n+1}$$

En ambos casos deberá de restarse de 360° en caso de que α_{n+1} resulte negativo.

Cuando los ángulos leídos son los de deflexión, la expresión anterior toma la forma

$$\alpha_{n+1} = \alpha_n \pm \delta_{n+1}$$

siendo δ el ángulo de deflexión, y utilizándose el signo $+$ o $-$ según la deflexión sea derecha o izquierda, respectivamente.

De la expresión anterior también se deduce que el ángulo de deflexión entre dos líneas de acimutes conocidos es igual a la diferencia entre ellos, siendo la deflexión derecha o izquierda según que el resultado sea positivo o negativo.

$$\text{Deflex} = \text{Acimut}_{n+1} - \text{Acimut}_n$$

A veces, en vez de disponer de los acimutes se han tomado los rumbos de los lados de la poligonal, por lo que,

para el cálculo de las coordenadas, se requiere transformarlos en acimutes.

De acuerdo al cuadrante donde se encuentre el rumbo, el acimut será:

Rumbo-Cuadrante	Acimut
NE	$Ac = \text{Rumbo}_{NE}$
SE	$Ac = 180 - \text{Rumbo}_{SE}$
SW	$Ac = 180 + \text{Rumbo}_{SW}$
NW	$Ac = 360 - \text{Rumbo}_{NW}$

Otras veces, en vez de trabajar con los acimutes, se prefiere trabajar directamente con los rumbos o ángulos que forman los alineamientos con la N-S, calculados a partir de los acimutes o de las deflexiones.

Las siguientes relaciones existen entre rumbos y acimutes:

En el cuadrante NE

$$\text{Rumbo} = \text{Acimut}$$

En el cuadrante SE

$$\text{Rumbo} = 180^\circ - \text{Acimut}$$

En el cuadrante SW

$$\text{Rumbo} = \text{Acimut} - 180^\circ$$

En el cuadrante NW

$$\text{Rumbo} = 360^\circ - \text{Acimut}$$

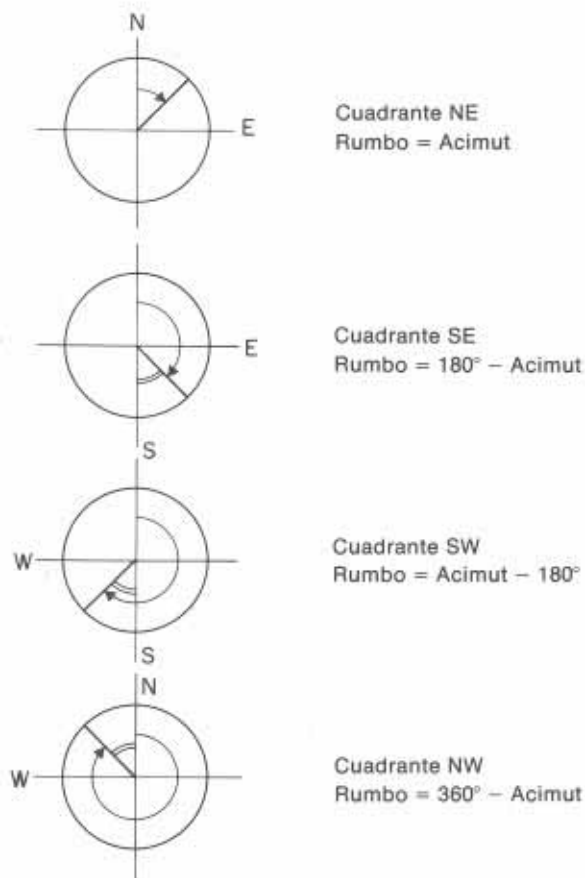


Fig. III-21. Determinación de los rumbos a partir de los acimutes.

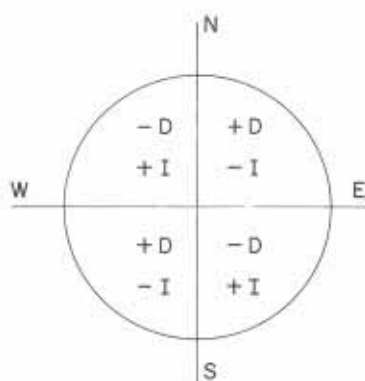


Fig. III-22. Círculo orientado para el cálculo de los rumbos.

Para el cálculo de los rumbos, a partir de las deflexiones, se aplica una regla práctica ¹¹, consignada en un círculo orientado como el que se representa en la figura III-22.

Cada cuadrante ubica el rumbo del alineamiento anterior, y las letras *D* o *I* allí contenidas, expresan el sentido, derecho o izquierdo de la deflexión correspondiente al alineamiento que sigue. Los signos de tales letras significan que el ángulo de la respectiva deflexión debe sumarse o restarse al del rumbo precedente.

Los resultados de las operaciones se reducirán y se contarán invariablemente de 0 a 90° a partir de N o de S hacia E u W.

Cuando, a la inversa, se quieren determinar los ángulos de deflexión de un trazado donde se conocen los rumbos de los lados, las reglas a aplicar son:

1. Dos rumbos de igual dirección se restan.
2. Cuando la primera letra del rumbo es igual y la segunda distinta, se suman.
3. Cuando la primera letra del rumbo es distinta y la segunda igual, se suman y se resta de 180°.
4. Cuando las dos letras del rumbo son distintas en los dos alineamientos, se restan y se resta de 180°.

3.2.3. PRECISION DE LOS LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS

Cuando la línea de estadia se encuentra enlazada a un sistema de coordenadas, tal como se indicó anteriormente, la medición de sus lados y de los ángulos de deflexión permite establecer las tres ecuaciones de condición de las poligonales ^{12, 13}.

Como se puede deducir en la figura III-23, en una poligonal se deben cumplir las siguientes condiciones:

- 1.º El acimut de llegada debe ser igual al de partida más la suma de todas las deflexiones (las deflexiones derechas son positivas; las izquierdas, negativas).

$$\alpha_{c-d} = \alpha_{a-b} + \Sigma \delta$$

- 2.º La suma de las diferencias de ordenadas debe ser igual a la diferencia de ordenadas entre los puntos de llegada y partida, o sea

$$\Sigma \Delta y = N_C - N_B$$

- 3.º La suma de las diferencias de abscisas debe ser igual a la diferencia de abscisas entre los puntos de llegada y partida, o sea,

$$\Sigma \Delta x = E_C - E_B$$

Ahora bien, las magnitudes que se miden durante el levantamiento de una poligonal son ángulos y distancias. Estas magnitudes estarán siempre sujetas a errores, debido a la natural imperfección de los instrumentos empleados. Pero, si previamente se ha establecido la magnitud del error que puede ser permitido para el tipo de trabajo que se está llevando a cabo, tanto los errores angulares como los lineales podrán ser compensados.

Todos los países tienen normas que establecen las tolerancias para cada tipo de trabajo y diferentes tipos de terreno.

En Venezuela, de acuerdo con las *Especificaciones Generales para Estudios de Carretera con Poligonal de Precisión* ¹⁴, las siguientes son las tolerancias permitidas, propias de una poligonal de tercer orden,

Medidas horizontales

Error de cierre lineal no mayor de:

Terreno llano: $0,015 \sqrt{L}$ metros.

Terreno ondulado: $0,025 \sqrt{L}$ metros.

Siendo *L* la longitud de la línea en metros.

Ángulos horizontales

Desviación máxima de los rumbos astronómicos: 30"

Tolerancia entre rumbos astronómicos observado y calculado por deflexión: $30'' \sqrt{n}$ segundos,

Siendo *n* el número de vértices.

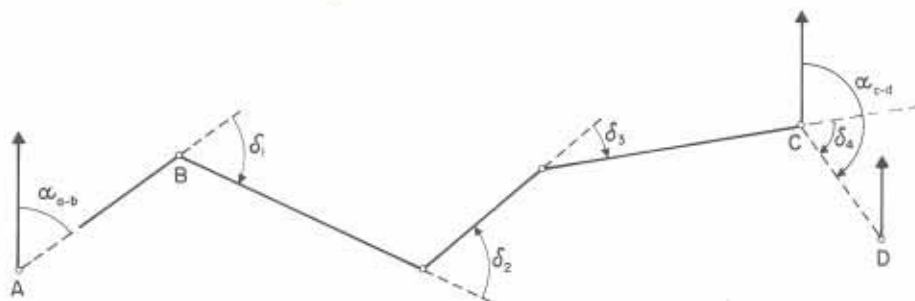


Fig. III-23. Controles en el levantamiento topográfico.

Medidas Verticales

Error de cierre altimétrico: no mayor de $15 \sqrt{L}$ milímetros

Siendo L la longitud de la línea en kilómetros.

Al calcular una poligonal, el error angular resultante es la diferencia entre los rumbos calculados y medidos

$$\text{error} = (\alpha_{a-b} + \Sigma \delta) - \alpha_{c-d}$$

el cual, para corregir la poligonal, se reparte por igual entre los ángulos de deflexión mientras se halle dentro de las tolerancias permitidas.

A su vez, los errores de cierre de las coordenadas son:

$$\text{error}_E = (E_c - E_b) - \Sigma \Delta x$$

$$\text{error}_N = (N_c - N_b) - \Sigma \Delta y$$

que, mientras no excedan los límites permitidos, se reparten entre los valores de Δx y Δy en la relación del correspondiente lado a la longitud de la poligonal.

En la planilla de cálculo, en la página de enfrente, correspondiente al levantamiento de una poligonal, se ha arrancado del punto D-1, de coordenadas N 204.871,89 y E 213.938,87 para llegar al punto D-16, de coordenadas N 192.400,97 y E 211.040,94.

Entre los puntos D-1 y P-1 se ha tomado una solar, obteniéndose el rumbo S 71° 25' 27" W. Asimismo, entre los puntos Aux.4 y D-16, el rumbo astronómico es S 59° 47' 57" E.

Las deflexiones entre los lados de la poligonal y las distancias entre los vértices aparecen indicadas en la planilla.

Antes de calcular las coordenadas de los distintos vértices, se hace necesario verificar angular y linealmente el levantamiento. Los cálculos al pie de la planilla indican el procedimiento usual.

3.2.4. DIBUJO DE LOS PLANOS DE LA FAJA DE ESTUDIO

Con los datos de las poligonales de estudio, ya sea de estadia o de precisión, anotados en la libreta de campo, se van a confeccionar los planos de conjunto, plantas, perfil longitudinal y secciones transversales.

El plano de conjunto, dibujado generalmente a escala 1:25.000 ó 1:10.000, permite obtener la disposición adecuada de las láminas de planta sobre las cuales va a elaborarse el anteproyecto. De esta manera, dentro de cada lámina deberá quedar dispuesta la mayor longitud posible de la poligonal.

Dibujo de la planta

El dibujo de la planta se hace generalmente en láminas o en rollos de papel transparente de 50 a 55 cm de ancho y tan largos como sea posible, usándose la escala 1:1.000, aunque en terrenos francamente llanos también se puede emplear la escala 1:2.000 ¹⁵.

En estos planos debe aparecer la poligonal de precisión dibujada a escala, con los siguientes datos:

Número de cada vértice.

Angulo de deflexión en cada vértice.

Rumbo entre los vértices.

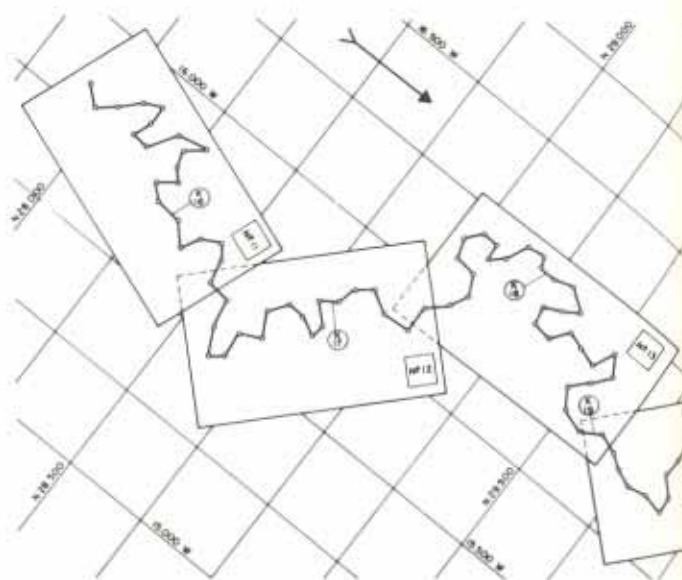


Fig. III-24. Disposición de las láminas de planta sobre un plano de conjunto.

Distancia calculada entre los vértices.

Coordenadas de cada vértice.

Igualmente deben indicarse en líneas finas, pero visibles, las secciones transversales con sus acotamientos respectivos, las curvas de nivel dibujadas de 2 en 2 metros en zonas montañosas y onduladas, y de metro en metro en zonas llanas, destacando las curvas correspondientes a las cotas que son múltiplo de diez.

En cada plano debe señalarse el Norte astronómico y una cuadrícula de coordenadas.

Dibujo de perfil longitudinal

Este se hace en papel milimetrado, en escalas 1:1.000 horizontal y 1:100 vertical, ó 1:2.000 horizontal y 1:200 vertical. Esta relación de escalas facilita la visualización de los datos del perfil.

En estos planos se dibujará el perfil natural del terreno, deducido de las curvas de nivel de la planimetría, indicando todos los detalles importantes de la topografía del terreno, quiebres del mismo, quebradas, ríos, rumbos obligados, etc.

Dibujo de las secciones transversales

Los datos de las secciones transversales se utilizan para dibujar el perfil del terreno, en dirección transversal a la poligonal de estadia, y para dibujar las curvas de nivel en el plano de planta.

Para el dibujo de los perfiles transversales en perfil se usan las escalas 1:100 ó 1:200.

En la lámina de papel milimetrado se señala un eje vertical y para cada sección se marca un datum. Los datos de la sección transversal son dibujados a derecha e izquierda del eje, como están anotados en la libreta.

Cuando se quieren llevar al plano de planta los datos de las secciones transversales, se levantan por los PD perpendiculares a los lados y por los vértices bisectrices a los ángulos. Por ellas se medirá la distancia que hay desde el PD o vértice a cada punto de la sección.

CÁLCULO DE COORDENADAS														
CARRETERA		SITUACIÓN		EJECUTADO POR		FECHA		HOJA N°		N° DE HOJAS				
SECCION		LEVANTAMIENTO		CALCULADO POR		REVISADO POR								
ORIGEN DE COORDENADAS		CORRECC.		PROYECCIONES		PROYECCIONES-CORREGIDAS		COORDENADAS		ESTACION		NOTAS		
ESTACION	DEFLEXION	DEFLEXION CORREGIDA	RUMBO O ACIMUT	DISTANCIA	COS	SEN	N	S	E	W	ORDENADAS-N	ABSCISAS-E	ESTACION	NOTAS
D-1														
P-1	- 32°10'21"	- 32°10'28"	S 71°25'27" W	14 149 02							204	871 89	213	938 87 D-1
P-2	- 0°22'00"	- 0°22'06"	S 39°14'59" W	272 19							200	364 58	200	526 97 P-1
P-3	+ 1°19'41"	+ 1°19'35"	S 38°52'53" W	208 82							200	153 79	200	354 74 P-2
P-4	- 28°31'07"	- 28°31'13"	S 40°12'28" W	193 03							199	991 22	200	223 66 P-3
P-5	+ 104°04'44"	+ 104°04'38"	S 11°41'15" W	223 55							199	843 80	200	099 04 P-4
P-6	- 97°26'56"	- 97°27'03"	N 64°14'07" W	141 83			61 65				199	824 87	200	053 75 P-5
P-7	+ 86°34'29"	+ 86°34'23"	S 18°18'50" W	40 53							199	586 52	199	926 02 P-6
P-8	+ 1°27'57"	+ 1°27'51"	N 75°06'47" W	122 14			31 38				199	548 04	199	913 28 P-7
P-9	- 6°57'15"	- 6°57'21"	N 73°38'56" W	152 18			42 84				199	679 42	199	795 24 P-8
P-10	+ 6°42'11"	+ 6°42'05"	N 80°36'17" W	173 65			28 35				199	722 26	199	649 21 P-9
P-11	- 8°23'04"	- 8°23'10"	N 73°54'12" W	182 33			50 55				199	750 61	199	477 88 P-10
C	- 16°34'52"	- 16°34'58"	N 82°17'22" W	215 64			28 93				199	801 16	199	302 69 P-11
P-12 A	- 84°26'00"	- 84°26'06"	S 81°07'40" N	209 49							199	830 09	199	068 99 C
A-46	- 3°21'37"	- 3°21'43"	S 3°18'26" E	174 46					10 06		199	797 78	198	862 00 P-12A
A-47	+ 1°12'20"	+ 1°12'14"	S 6°40'09" E	110 09					12 79		199	823 60	198	892 06 A-46
Aux. 4	- 54°19'55"	- 54°20'02"	S 5°27'55" E	52 84					5 03		199	514 25	198	904 85 A-47
Puente			S 59°47'57" E	14 036 23					12 131 06		199	461 65	198	909 88 Aux 4
D-16							243	70	12 714 58	12 158 94	15 056 81	15 056 87	192	400 97 211 040 94 Puente D-16

- Rumbo de salida (solar) S 71° 25' 27" W + 180°
Acimut de salida (solar) 251° 25' 27"
- Σ deflexiones izquierdas - 328° 269' 247" + 199° 138' 202"
Σ deflex - 129° 131' 45"
- Acimut de llegada (calculado) 251° 25' 27" - 129° 131' 45" = 120° 13' 42"
- Rumbo de llegada (solar) S 59° 47' 57" E - 180° = 120° 12' 03"
- Diferencia de acimutes (3 - 4) 120° 13' 42" - 120° 12' 03" = 1' 39"
- Tolerancia permitida $30'' \sqrt{n} = 30'' \sqrt{16} = 120'' = 2'$
 $1' 39'' < 2'$
- El acimut de llegada calculado es mayor que el solar, pero dentro de los límites de la tolerancia permitida; luego, deben corregirse las deflexiones, aumentando las deflexiones izquierdas y disminuyendo las deflexiones derechas. Así:
Número de vértices de la poligonal: 16
Corrección por vértice: $99''/16 = 6,1875''$
por lo que en 13 vértices se corregirá 6" y en 3 vértices 7" (arbitrariamente, este valor se ha corregido en los vértices P-1, P-6 y Aux. 4. En los restantes se ha corregido 6").
- Corregidas las deflexiones, se calculan los rumbos de los lados, o mejor aún sus acimutes. A continuación se obtienen las proyecciones y se determina el error lineal
- Dado lo pequeño del error, se distribuye arbitrariamente entre los distintos lados, tal como se ha indicado en la hoja de cálculo.
- Con las proyecciones corregidas se calculan las coordenadas.

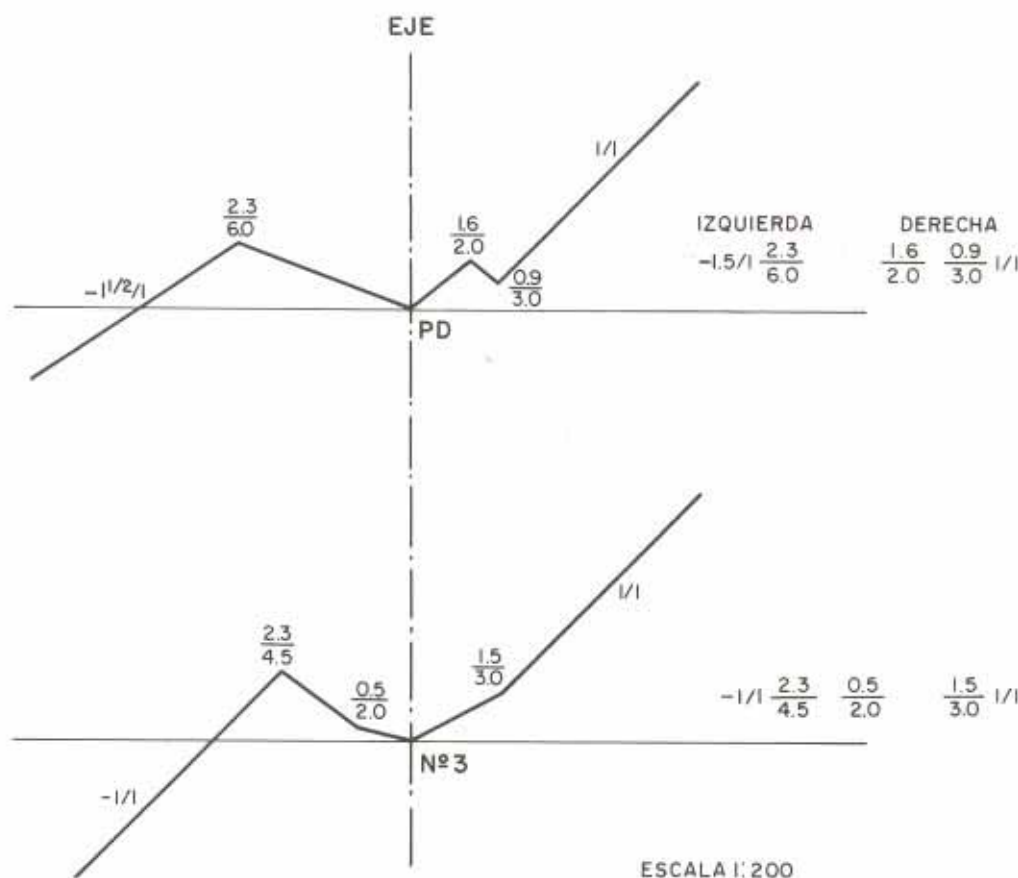


Fig. III-25. Perfiles transversales.

Fijados esos puntos, se los tomará además para separar la parte entera de la decimal de los números que representan los desniveles de esos mismos puntos sobre el origen. Así se obtienen los llamados *puntos acotados* que se han indicado en el plano de planta de la figura III-26.

Los puntos acotados también se pueden indicar señalando las cotas de los diversos puntos, en vez de los desniveles con respecto a la poligonal.

Los puntos acotados, cuando han sido anotados de esta última manera, permiten trazar fácil y rápidamente las curvas de nivel, pues interpolando entre ellos se sitúan los puntos correspondientes a dichas curvas.

En los tramos de las secciones transversales, en los que no se han fijado puntos acotados pero se ha expresado la inclinación del terreno por la pendiente en uno, los puntos correspondientes a las curvas de nivel se establecen muy simplemente, por ser el valor de la pendiente en uno la separación de las curvas para un intervalo de nivel de un metro.

Dibujo de las curvas de nivel

Establecidos los puntos acotados en el plano de planta, la búsqueda de los puntos que corresponden a las cotas de las curvas de nivel se realiza de la manera que se indica en el ejemplo siguiente referido a la figura III-27.

Ejemplo:

Sea una zona del plano acotado en la que se quiere dibujar la curva de nivel de cota 122.

Búsqueda del punto entre A y B.
En A, y normal a la sección, se lleva, a una escala cualquiera, Aa, siendo

$$Aa = 122 - 121.49 = 0.51$$

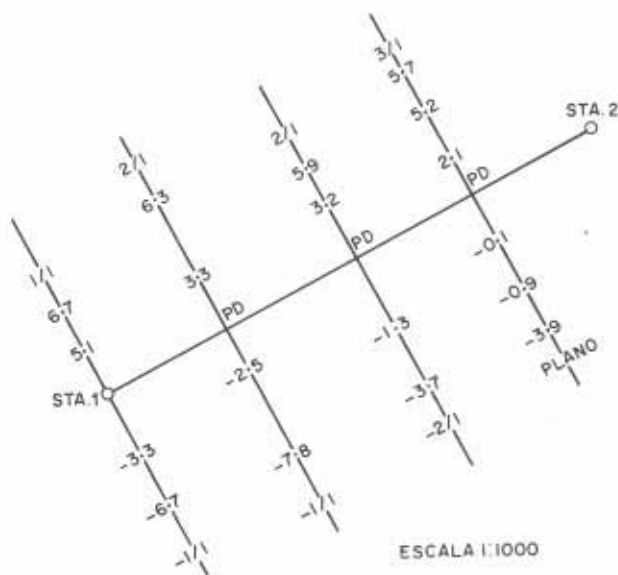


Fig. III-26. Perfiles transversales en plano de planta.

En B se lleva, en la misma escala pero en sentido opuesto

$$Bb = 122,20 - 122 = 0,20$$

Uniendo a y b , el punto P pertenece a la curva de cota 122.

Búsqueda del punto entre B y C.

Se une B y C y normal a esa recta se lleva

$$\text{en C } Cc' = 122 - 121,80 = 0,20$$

$$\text{en B } Bb' = 122,20 - 122 = 0,20$$

La unión de b' y c' da el punto P' que pertenece a la curva de cota 122.

Búsqueda de punto entre D y E.

Se realiza la misma operación

$$\text{en D } Dd = 122,95 - 122 = 0,95$$

$$\text{en E } Ee = 122 - 121,90 = 0,10$$

La unión de d y e da el punto P'' , que también pertenece a la curva de cota 122.

La unión de los puntos P, P', P'' ..., produce la curva de nivel de cota 122.

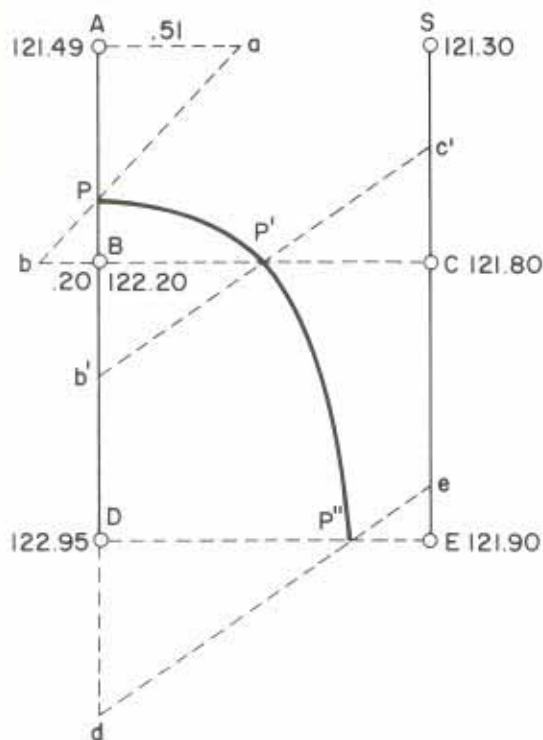


Fig. III-27. Dibujo de curvas de nivel: método analítico.

La búsqueda de los puntos correspondientes a las curvas de nivel resulta demasiado larga según el método anterior, ya que sobre un plano acotado los puntos son muy numerosos.

El siguiente método gráfico resulta más rápido y suficientemente aproximado a la realidad.

Sobre un papel transparente se trazan dos paralelas a una distancia, por ejemplo, de 5 cm.

Este intervalo se divide en 10 partes iguales y se trazan paralelas por cada división.

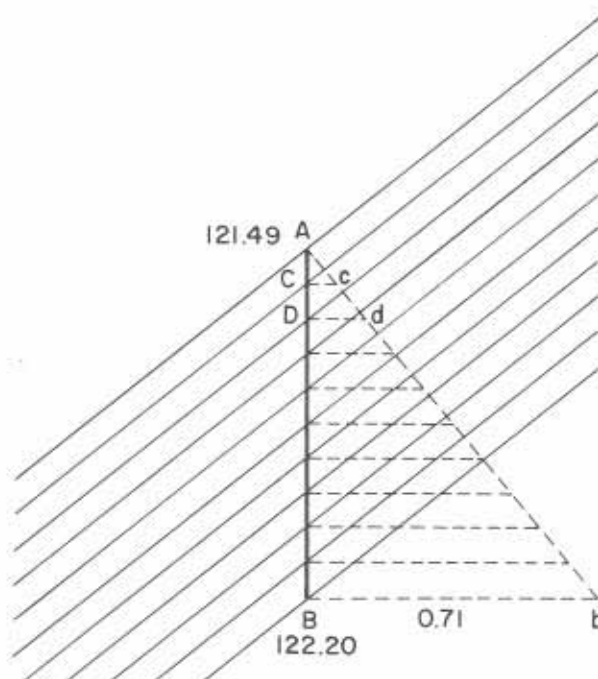


Fig. III-28. Dibujo de curvas de nivel: método gráfico.

Se coloca esta faja de papel sobre el plano (Fig. III-28), haciendo pasar las paralelas extremas por los dos puntos entre los cuales se quiere buscar el punto de cota establecida.

El intervalo AB estará dividido en 10 partes iguales, cualquiera que sea la posición de la faja.

Rebatiendo el plano vertical que pasa por AB sobre el plano horizontal del punto A , se obtiene el triángulo ABb , en el cual

$$Bb = 122,20 - 121,49 = 0,71$$

y para cualquier división

$$Cc = \frac{Bb}{10} = 0,071$$

$$Dd = \frac{2Bb}{10} = 2 \times 0,071 = 0,142$$

etcétera; de donde, para hallar la cota 122, bastará hacer

$$122 - 121,49 = 0,51$$

$$\frac{0,51}{0,071} = 7,1$$

es decir, que el punto P estará entre la 7.^a y 8.^a división.

Una vez hallados todos los puntos de una misma cota, se unen mediante una línea continua, obteniéndose así la curva de nivel.

3.3. CRITERIOS Y NORMAS PARA ESTABLECER LOS ALINEAMIENTOS Y PENDIENTES EN UN ANTEPROYECTO

Un trazado óptimo es, probablemente, aquél que se adapta económicamente a la topografía del terreno. Sin embargo, la selección de un trazado y su adaptabilidad al terreno depende de los criterios de diseño geométrico adoptados. Estos criterios, a su vez, dependen del tipo e intensidad del tráfico futuro, así como de la velocidad escogida para proyectar.

Por consiguiente, una vez clasificada la vía y fijados los criterios de diseño geométrico, se debe buscar una combinación de alineamientos rectos y curvos que se adapten al terreno, planimétricamente, y altimétricamente, y cumplan los requisitos establecidos.

En muchas ocasiones, ciertos factores pueden forzar un trazado. Entre ellos pueden citarse los requerimientos del derecho de vía⁵, la división de propiedades, el efecto de la vía proyectada sobre obras existentes, los cruces con otras carreteras o ferrocarriles, las previsiones para lograr un buen drenaje, la naturaleza geológica de los terrenos atravesados, la proximidad de obras públicas o sociales, tales como cementerios, iglesias, colegios, etc.

Estos factores, o cualesquiera otros que pudieran establecerse, influyen en la determinación de los alineamientos y pendientes de una carretera. Alineamientos y pendientes dependen mutuamente entre sí y es probable que, dentro de los criterios que se fijen, el mejor alineamiento no permita siempre la pendiente más económica.

Satisfaciendo las exigencias de los factores anteriores, uno de los principales objetivos del anteproyecto deberá ser lograr el equilibrio entre alineamientos y pendientes que permita la construcción de la carretera con el menor movimiento de tierras posible y con el mejor balance entre los volúmenes de excavación y relleno que se produzcan.

Estos conceptos se reflejan en los siguientes «controles generales para el alineamiento horizontal» y «controles básicos para el alineamiento vertical» del Ministerio de Obras Públicas¹⁶.

a) Controles generales para el alineamiento horizontal

El alineamiento horizontal debe ofrecer seguridad y permitir, asimismo, uniformidad de operación a velocidad aproximadamente uniforme, en trayectos de longitud apreciable de una carretera.

Los requisitos generales que debe satisfacer el alineamiento horizontal de un proyecto de carretera son: seguridad y coordinación con el perfil de rasante, tipo de servicio, velocidad de proyecto, topografía y costo de construcción; en relación a ellos conviene destacar lo siguiente:

- a) La seguridad al tránsito que debe ofrecer el proyecto es condición que debe tener preferencia. Esa seguridad condiciona el proyecto de una manera directa al limitar características básicas (geométricas y otras) y de una manera indirecta, ya que en la consideración general de cualesquiera características debe intervenir y prevalecer el concepto seguridad.
- b) La topografía condiciona muy especialmente los radios de curvatura y la velocidad de proyecto.
- c) La velocidad de proyecto controla las distancias de visibilidad en las curvas, pero la distancia de visibili-

dad debe ser considerada conjuntamente con la topografía, porque con frecuencia la visibilidad requiere radios mayores que la velocidad en sí. Por tal razón, deben equilibrarse todos estos factores para alcanzar el alineamiento que proporcione mayor seguridad y que sea el más económico y adecuado para el tipo de carretera en proyecto.

- d) Las exigencias para las características del alineamiento horizontal y del perfil de rasante, en carreteras de múltiples carriles que se desarrollan en terrenos fuertemente ondulados o montañosos, son menores que para carreteras de dos carriles, debiéndose esto al problema, sólo inherente a estas últimas carreteras, de la visibilidad de paso.
- e) El alineamiento debe seguir en lo posible una dirección general, pero siempre guiado por la topografía. Un alineamiento que siga la ondulación de las curvas de nivel del terreno es preferible a otro con tangentes largas, pero con repetidos cortes y rellenos sucesivos de colinas y depresiones; esto siempre, por supuesto, que no haya detrimento de la visibilidad, especialmente en las carreteras de dos carriles.
- f) En terraplenes altos y largos sólo son aceptables alineamientos rectos o de muy suave curvatura, sobre todo en las inmediaciones de cortes grandes en trinchera.
- g) En terrenos muy planos, el empleo de rectas muy largas presenta el inconveniente del encandilamiento de los conductores durante la noche. Rectas muy largas, además, en las que la atención de los conductores se concentra durante largo tiempo en puntos fijos, motivan somnolencia que, especialmente de noche, es muy peligrosa. Por tal razón, conviene limitar a dos kilómetros las rectas a establecerse en terrenos muy planos y proyectar el alineamiento de manera ondulante con curvas amplias.
- h) En el anteproyecto de vías dentro de zonas urbanas, el factor dominante en la selección de soluciones alternativas lo constituye generalmente la obtención del derecho de vía.

Cabe insistir, dentro de estas consideraciones, que el alineamiento horizontal debe proporcionar, en todos los trayectos de la carretera, visibilidades mayores que la visibilidad mínima de frenado para la velocidad de proyecto correspondiente.

Variación de la curvatura

Cuando en un proyecto de carretera hay una curva cuyo radio es apreciablemente pequeño en relación al rango de radios de las curvas del trayecto, dicha curva constituye un elemento peligroso y sorpresivo para los conductores. Tales reducciones sorpresivas de curvatura deben evitarse. A este respecto, deben tenerse en cuenta las siguientes reglas:

- a) La velocidad de proyecto en una zona de fuerte curvatura la determinan especialmente las curvas de radios menores.
- b) La curvatura debe ser consistente con la velocidad de proyecto. Los rangos de radios a emplearse no sólo deben atender a las condiciones topográficas,

sino que deben inducir a mantener la velocidad de proyecto.

- c) Los conductores adoptan normalmente las velocidades de proyecto cuando las condiciones limitativas de velocidad por curvatura se mantienen. Si las condiciones limitativas permiten una velocidad mayor, u obligan a una menor, en trayectos de cierta extensión, tentativamente 1 a 2 km, los conductores tratan de ajustar la velocidad, con lo que se impone un cambio de la velocidad de proyecto.
- d) Cuando condiciones topográficas muy particulares obligan en un determinado sitio a emplear radios menores que el mínimo aceptado para una determinada velocidad de proyecto, deberá contemplarse para el proyecto en ese sitio una gradual reducción de la velocidad a razón de 15 km/h por curva a lo sumo.
- e) La reducción de la velocidad de proyecto entre dos trayectos de velocidades de proyecto diferentes debe efectuarse disminuyéndola a razón de 5 km/h por curva; en ningún caso esta disminución debe ser mayor de 15 km/h por curva.
- f) El enlace de un trazado de fuerte curvatura que se desarrolla por la ladera de una montaña con el fácil alineamiento que sigue por terrenos llanos debe realizarse, preferiblemente, aumentando gradualmente hacia el final de la montaña la velocidad de proyecto. De no ser esto posible, la transición de velocidad se efectuará al comenzar el terreno llano.
- g) En ningún caso un alineamiento recto largo podrá enlazarse con curvas de radios menores que los indicados a continuación:

Longitud de los alineamientos rectos (km)	Condición topográfica	Radio mínimo (m)
0,75 a 2,00	Llano	700
Más de 2,00	Llano	2.000
0,75 a 2,00	Ondulado	500
Más de 2,00	Ondulado	1.200
0,75 a 2,00	Montañoso	350
Más de 2,00	Montañoso	700

- h) Al diseñar las curvas debe procurarse que éstas tengan deflexiones pequeñas y radios grandes. Radios cercanos al mínimo permisible para la velocidad de proyecto deben emplearse solamente en condiciones extremas. Deflexiones hasta de 30 ó 40° pueden considerarse aceptables en un trazado sinuoso; deflexiones mayores hacen sentir las curvas al conductor.
- i) Las curvas deberán ser siempre suficientemente largas, a fin de evitar la sensación de quiebres bruscos en los alineamientos; en general, 150 metros es suficiente para deflexiones hasta de 5°; para deflexiones menores, la longitud mínima debe aumentarse en 30 metros por cada grado menos de deflexión.

Rectas de paso

Rectas de paso son las que ofrecen oportunidades de paso en carreteras de dos carriles. Deben disponerse tales rectas lo más frecuentemente posible, siendo 800 metros la longitud mínima adecuada de ellas.

Aunque debe procurarse disponer del mayor número posible de rectas de paso, teniendo en ellas, además, las mayores longitudes posibles, debe tenerse en cuenta que en condiciones topográficas difíciles, la introducción de rectas de paso o el aumento de longitud sobre el mínimo que se obtiene naturalmente, debe justificarse por un sobre costo razonable. Nada se consigue con el proyecto de curvas largas con radios muy grandes si ellas limitan el alineamiento recto a una longitud menor que la requerida para una recta de paso adecuada. Es preferible utilizar radios menores y aumentar así la longitud de la recta intermedia. Por otra parte, se ha de evitar el proyecto de curvas cerradas en los extremos de una recta de paso. Cabe destacar, además, que en ciertas circunstancias es conveniente, en vez de establecer rectas de paso, proveer la visibilidad necesaria cambiando la sección transversal de la vía.

Curvas compuestas

En lo posible, se evitará el proyecto de curvas compuestas, particularmente si la adopción de un solo radio motiva solamente un pequeño aumento de costo.

El enlace de los arcos circulares deberá efectuarse con un arco de espiral cuyo parámetro será el mayor de los correspondientes a las dos curvas. La longitud total de una curva compuesta en ningún caso podrá ser menor de 150 metros y debe procurarse que el radio mayor no exceda en más de 2,5 veces al menor.

Curvas revertidas

Las curvas revertidas deben estar provistas de sus correspondientes espirales de transición. En general, en carreteras rurales en terrenos fáciles debe evitarse el empleo de curvas revertidas. Su empleo debe limitarse a terrenos montañosos y condiciones especiales en vías urbanas.

Curvas consecutivas con recta intermedia corta

Deben evitarse, en lo posible, curvas consecutivas con recta intermedia corta, procurando resolver el alineamiento en estos casos con una sola curva o con curvas compuestas, cuando son de igual sentido, o con curvas revertidas, cuando son de sentido contrario.

De ser imposible evitar una recta intermedia corta, se procurará que la longitud del trayecto con bombeo normal tenga, por lo menos, 40 metros de longitud.

Localización de puentes

Debe evitarse, en lo posible, la localización de puentes en las proximidades de una curva, por el aspecto irregular que presentan y por la brusca sensación de presencia que ofrecen al conductor.

En los lugares donde no se pueda evitar la localización del puente en las cercanías de una curva, debe ubicarse la estructura de tal manera que la transición del peralte de la curva no se extienda hasta el puente.

En condiciones especiales donde se imponga la curvatura, los puentes deben establecerse en curvas simples, tan amplias y planas como lo permitan las condiciones topográficas.

En ningún caso se debe permitir la localización de puentes en curvas compuestas.

b) *Controles básicos para el alineamiento vertical*

En el perfil longitudinal de una carretera, la rasante es la línea de referencia que define los alineamientos vertica-

les. La fijación de la rasante depende, principalmente, de la topografía de la zona atravesada; pero otros factores, como son las características del alineamiento horizontal, la seguridad, la visibilidad, la velocidad de proyecto, los costos de construcción y el rendimiento de los vehículos pesados en pendientes, deben considerarse también.

La rasante debe satisfacer, a todo lo largo de la vía, los requisitos de visibilidad para la velocidad de proyecto escogida.

La condición topográfica del terreno influye en diversas formas en el establecimiento de la rasante. Así, en terrenos

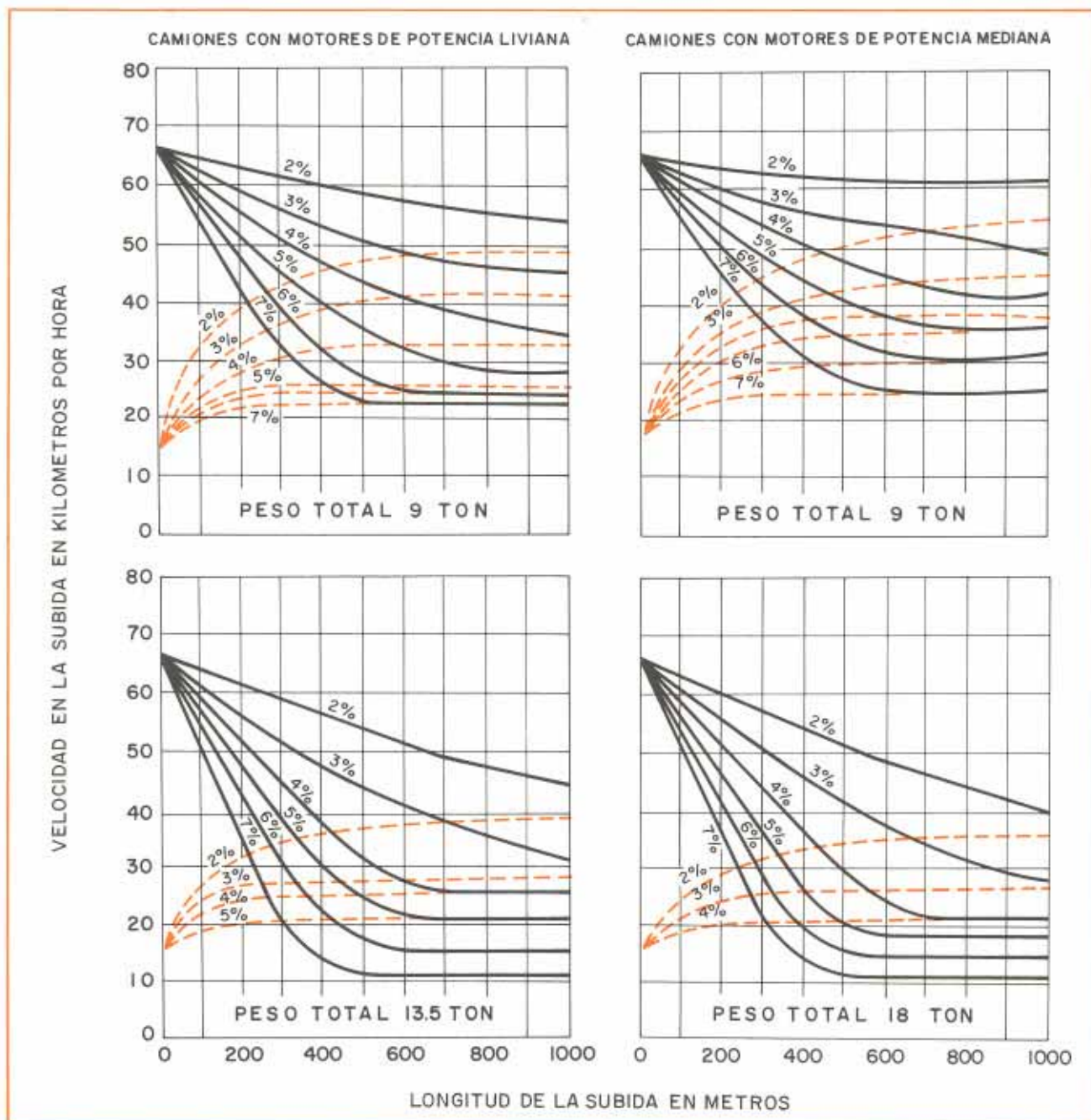


Fig. III-29. Efecto de la pendiente y su longitud en la velocidad de los camiones.
 Las curvas punteadas indican el comportamiento de los camiones cuando éstos inician la subida a velocidad inferior a 14 km/hora.

llanos, la altura de la rasante sobre el terreno es regulada, generalmente, por el drenaje. En terrenos ondulados se adoptan, en cambio, rasantes onduladas, las cuales convienen tanto en razón de la operación de los vehículos como por la economía del costo. En terrenos montañosos, la rasante es controlada estrechamente por las restricciones y condiciones de la topografía.

Pendientes fuertes

La velocidad máxima que pueden desarrollar los vehículos en trayectos cuya pendiente es fija, depende de los tipos de vehículos que se consideren. Las pendientes máximas a permitir en una carretera, en consecuencia, están supeditadas a la velocidad de proyecto y a la composición del tráfico.

Los siguientes son los valores máximos admisibles:

Velocidad de proyecto (km/h)	50	65	80	95	110
Pendiente máxima (%)	6-8	5-7	4-6	3-6	3-5

La velocidad de los vehículos pesados se reduce en las pendientes fuertes, como indica el gráfico de la figura III-29.

Reducciones mayores de 25 km/h en la velocidad de operación resultan desagradables a los conductores y origi-

nan problemas de paso, especialmente en carreteras de dos carriles, con las consecuentes reducciones de la capacidad y seguridad.

Las longitudes de trayectos en pendientes que motivan reducciones de 25 km/h en las velocidades de los vehículos pesados constituyen las longitudes críticas de pendientes. La determinación de las longitudes críticas se hará con el gráfico de la figura III-30.

La siguiente tabla da valores característicos de dichas longitudes:

Pendiente de subida (porcentaje)	3	4	5	6	7	8
Longitud crítica de pendiente en subida (m)	500	350	245	200	170	150

En lo posible, deben evitarse rasantes cuyas pendientes fuertes ocasionen reducciones de velocidad mayores de 25 km/h, y la importancia de esto aumenta con la proporción de vehículos pesados (T) y con la proporción entre el volumen previsible de tráfico y la capacidad de la vía. Así, en casos de $T = 5\%$ con volúmenes del orden del 50 por ciento de la capacidad, reducciones de velocidad en 25 km/h o más para los vehículos pesados motivan rendimiento muy poco satisfactorio en la operación de las carre-

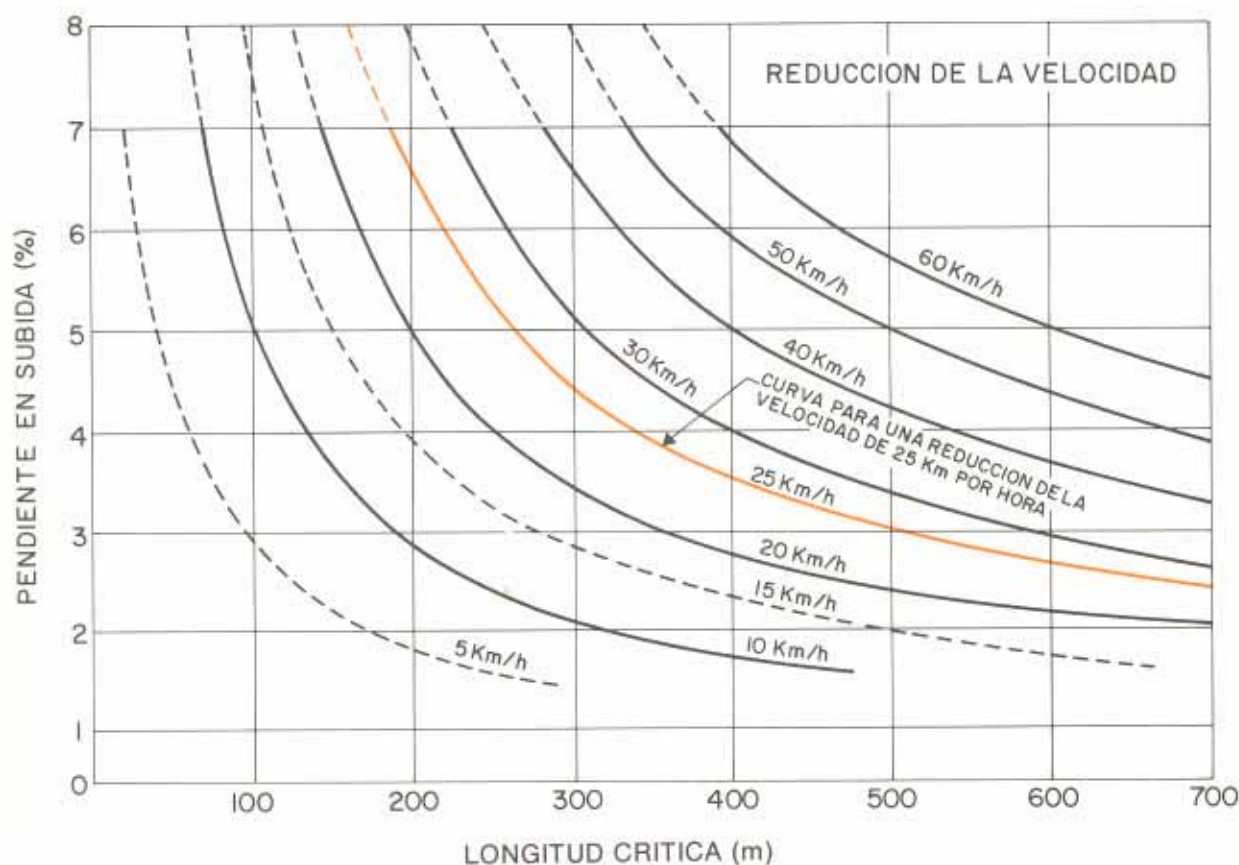


Fig. III-30. Longitudes críticas de pendientes.

teras, especialmente en carreteras de dos carriles, aun en las que ofrecen buena visibilidad de paso.

Las curvas del diagrama anterior son promedios de valores diversos, obtenidos de los diagramas de la figura III-29. Se destaca que para una determinada pendiente y una determinada variación de velocidad, la longitud que ocasiona dicha variación cambia muy poco con la velocidad, por lo cual se emplean las curvas simples de este diagrama.

La diferencia entre la velocidad media de operación de una carretera y la mitad de la velocidad de proyecto es aproximadamente la misma para diversas velocidades de proyecto e igual a 25 km/h. El criterio de adoptar una reducción de velocidad de 25 km/h para determinar las longitudes críticas de pendientes es, en realidad, el de considerar que la condición es crítica cuando la velocidad se reduce a la mitad de la velocidad de proyecto.

Las longitudes críticas que indica el diagrama suponen que son antecedidas por trayectos horizontales (donde la velocidad es la media de operación).

Cuando anteceden trayectos en subida de determinadas pendiente y longitud, el diagrama da la reducción de velocidad en el trayecto que antecede a la pendiente fuerte. La longitud crítica en el tramo se obtiene entrando en el diagrama con dicha pendiente y con la diferencia para completar la reducción de 25 km/h. Así, por ejemplo, para un tramo de 300 m con pendiente de 2,5 por ciento, el diagrama indica que la reducción de velocidad es de 12 km/h. Si este tramo antecede a otro de 5 por ciento de pendiente, la diferencia para completar la reducción de 25 km/h sería $25 - 12 = 13$ km/h y la longitud crítica 130 m.

Cuando anteceden trayectos en bajada, deben preverse aumentos de 10 a 20 km/h en la velocidad de operación en pendientes largas, medias o fuertes.

El desnivel que salvan las longitudes críticas de pendiente varía poco con la pendiente. Su valor medio es de 14 m. Este valor cambia a 18 m o a 10 m si la pendiente con longitud crítica es precedida por una bajada o por un tramo de velocidad reducida, respectivamente.

A veces, un perfil escalonado es preferible a una sola pendiente mantenida, porque permite aprovechar el aumento de velocidad previo a la subida y el correspondiente impulso, pero, evidentemente, sólo puede adoptarse tal sistema para vencer desniveles pequeños o cuando no hay limitaciones de distancia.

Otras veces, la magnitud del desnivel a vencer o la limitación del desarrollo, por razones topográficas o por otras consideraciones, motiva que haya que adoptarse largas pendientes uniformes; en estos casos, de acuerdo a las características previsibles del tráfico, puede convenir introducir un carril adicional en la sección transversal.

Cuando se trate de salvar desniveles apreciables, bien con pendientes escalonadas o con largas pendientes uniformes, deberá procurarse disponer las pendientes más fuertes al comenzar la subida.

Pendientes suaves

Se admiten tramos horizontales (pendiente de cero por ciento) siempre que la sección transversal no presente problemas de drenaje longitudinal. Donde se requiera drenar longitudinalmente, la pendiente mínima de la carretera debe asegurar drenaje satisfactorio.

Salvo en casos especiales, las pendientes no deben ser menores que los valores de la siguiente tabla.

Drenaje longitudinal	Pendiente mínima (%)
Cunetas sin revestir	0,5
Canal-dren	0,4
Cunetas revestidas	0,3
Brocales (en rampas, calles, etc.)	0,3

Perfiles ondulados

En terrenos ondulados, generalmente resulta más económico adoptar rasantes que sigan la configuración del terreno que establecer perfiles rectos de poca pendiente. Estos perfiles son apropiados, especialmente, para lograr compensaciones del movimiento de tierras.

Al proyectar tales rasantes debe tomarse en cuenta la longitud crítica de pendientes y se deben verificar las condiciones de estética y seguridad resultantes de tal tipo de perfil.

Pendientes para terrenos muy planos

Por razones de drenaje, la rasante deberá disponerse sobre el terreno, siempre que sea posible, aun a expensas de la compensación del movimiento de tierras. Cuando sea imprescindible trazarla en corte, deberán adoptarse las pendientes mínimas, y cuando sea preciso emplear pendientes menores, deberán preverse zanjas de drenaje o secciones especiales de cunetas con pendiente de 0,20 por ciento, por lo menos.

Rectas muy largas en el perfil, en terrenos muy planos, dan lugar a rasantes muy planas que son innecesariamente costosas y dificultan establecer los elementos para el drenaje. Por eso, muchas veces resulta preferible adoptar perfiles de pendientes suaves, del orden de 0,2 por ciento, de signos alternados, cuyos cambios se establecen de acuerdo al alineamiento horizontal.

Otras consideraciones referentes al establecimiento de las rasantes

Al establecer un perfil de rasante debe tratarse, en lo posible, de compensar el movimiento de tierras con acreos de menos de 1 km. Donde forzosamente deba haber excedentes de corte o de terraplén, debe tratarse de que dichos excedentes sean mínimos.

La altura de los terraplenes sobre el nivel de aguas máximas, en los cruces de agua, variará según las características que presente el curso de agua. Como regla general, esa altura podrá estar comprendida entre 0,7 y 1,0 metros.

En las rectas del alineamiento horizontal deben introducirse, donde sea posible, tramos de rasantes rectas o cóncavas de 600 a 800 m de longitud, a fin de dar facilidades de paso, especialmente en las carreteras de dos carriles.

Perfiles ondulados en los que los puntos bajos desaparecen a la vista del conductor, por ocultárselos los puntos altos, son peligrosos y antiestéticos, y deben evitarse.

En las proximidades de las intersecciones a nivel de carreteras con pendientes fuertes, las pendientes deben reducirse.

En sectores urbanos, las rasantes deben proyectarse como rasantes de calles y no como rasantes de carreteras.

Aunque la construcción a realizarse de inmediato no contemple brocales y aceras, las rasantes deben establecerse como si fuera a haberlos. De ser posible, las aceras deben ser dispuestas de manera que queden por debajo del nivel de las propiedades adyacentes o, al menos, del nivel de la propiedad alta, excepto en puntos bajos donde sea obvio que las aceras deben quedar más altas que el terreno a los lados.

Además, se procurará disponer puntos altos de la rasante en las intersecciones de calles, y puntos bajos en los controles de drenaje.

Curvas verticales

Las rectas del perfil longitudinal deben enlazarse con curvas verticales, proyectadas de modo que proporcionen la visibilidad necesaria, así como buena apariencia, drenaje satisfactorio y, asimismo, que puedan ser transitadas con comodidad por los conductores.

La parábola de eje vertical será la curva vertical normal.

3.4. METODO GENERAL PARA ANTEPROYECTAR

Una vez que se dispone de los planos —plantas, perfil longitudinal y secciones transversales de la faja de estudio—, el ingeniero puede estudiar gráficamente un número variable de trazados. Mediante un proceso de aproximaciones sucesivas situará en los planos una línea, llamada *línea L*, que se considerará como tentativa del eje y que constituirá el anteproyecto de la carretera.

Al ejecutar un anteproyecto, se puede encontrar que el mismo esté controlado por las pendientes, como es el caso de los terrenos montañosos y ondulados, o que no existe tal control, como sucede cuando los terrenos son planos.

En el primer caso, uno de los principales objetivos del anteproyecto será el lograr la combinación de alineamientos

y pendientes que reduzca al mínimo el movimiento de tierras y que proporcione la mejor compensación entre los volúmenes de excavación y relleno; en el segundo, la guía principal será la dirección de los alineamientos, según los controles que se hayan establecido.

Cada una de las líneas anteproyectadas requerirá una evaluación razonablemente exacta de la geometría del trazado, sin hacer falta una exactitud minuciosa, ya que al final serán desechados cuantos cálculos se hayan hecho para cada uno de los trazados, excepto para aquél que se juzgue el mejor.

3.4.1. MANERA GENERAL PARA ANTEPROYECTAR LA LÍNEA *L* CUANDO LA PENDIENTE ES EL CONTROL

El proceso de anteproyectar una línea *L*, cuando la pendiente es el control, consiste en realizar una serie de tanteos con los alineamientos y pendientes, hasta llegar a la línea que mejor satisfaga los requisitos establecidos. Es un proceso donde la habilidad sólo se consigue con la práctica.

A fin de ordenar este proceso, se ha dividido en seis etapas:

Primera etapa. Fijación de la rasante. Cortes y rellenos iniciales.

El primer paso al anteproyectar es considerar a la poligonal de estadia como primera aproximación de la línea *L*.

Es decir, se supone inicialmente que la poligonal y la línea *L* van a coincidir.

De esta forma, el perfil de terreno que se tiene dibujado, y que corresponde a la poligonal, puede considerarse en esta etapa como perfil de terreno de la línea *L*.

Entonces se puede señalar, para cada estación o punto de detalle conocido, el nivel que allí se quiere dar a la carretera. Algunas veces, estos niveles se habrán anotado en la libreta de estadia, en la columna Rasante; otras, se habrá determinado la pendiente que debe tener la carretera en

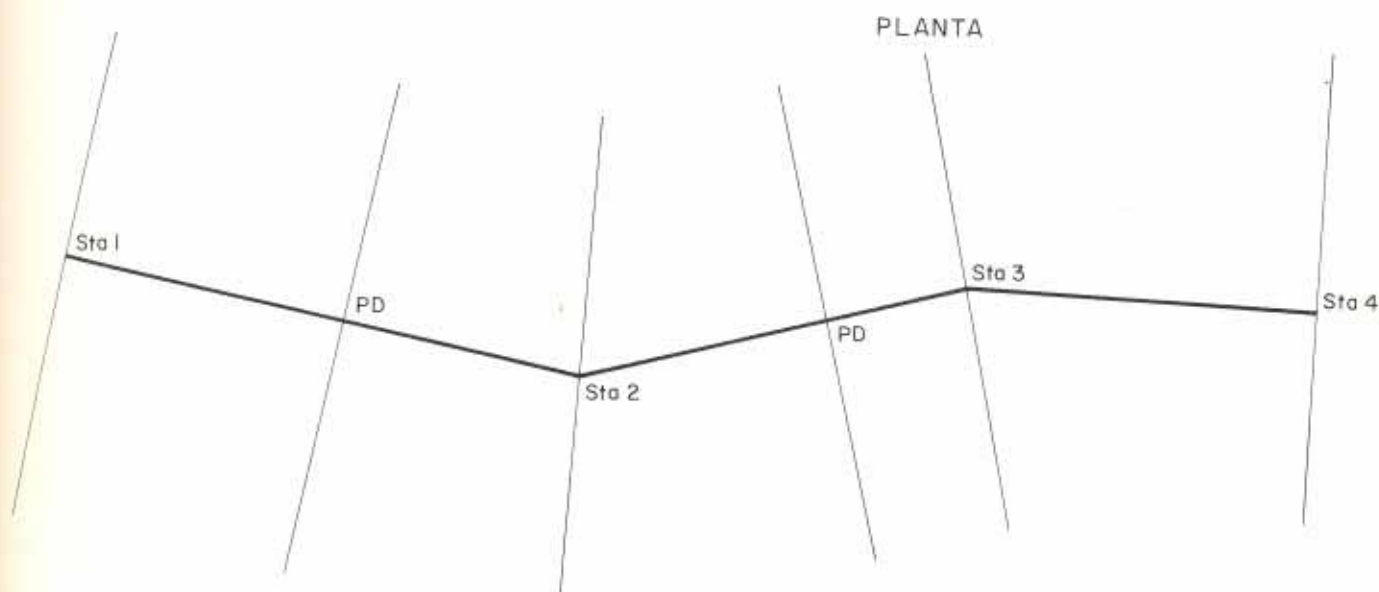


Fig. III-31 a) Plano de planta.

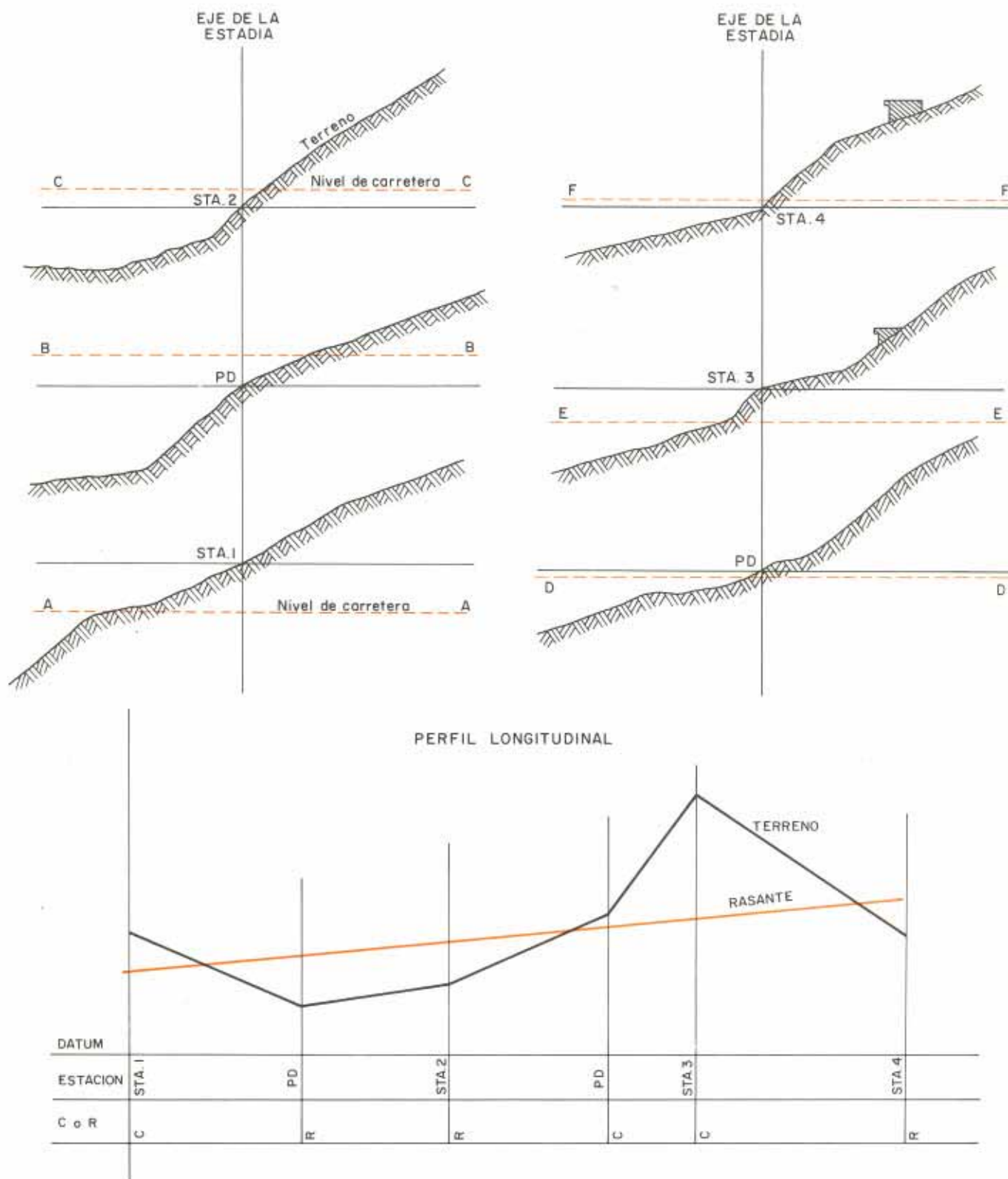


Fig. III-31 b). Planos del perfil longitudinal y secciones transversales para anteproyectar. Primera aproximación de la rasante.

ese tramo, y ello permite fijar la rasante en los planos atendiendo a una aparente compensación longitudinal del movimiento de tierras a efectuar.

Cualquiera que sea el criterio utilizado, uno de los indicados u otro, se llega así a una recta o a una serie de pun-

tos que unidos forman la primera aproximación del perfil de rasante.

Midiendo cuánto por encima o por debajo del perfil de terreno está el perfil de rasante en cada vértice o PD de la poligonal, se obtiene el valor del relleno o corte en el eje.

Estos valores de rellenos o cortes se pasan a los perfiles transversales. Allí se indican con los horizontales A-A, B-B, C-C, etc., obteniéndose así los *niveles de carretera* que se han señalado en la figura III-32.

Segunda etapa. Fijación de la posición del eje en los perfiles transversales.

Con los niveles de carretera indicados en las secciones transversales y dejando ya de considerar a la poligonal de estadia como primera aproximación de la línea L, se puede fijar ahora en las secciones transversales la posición de una segunda aproximación del eje.

El eje de la línea de estadia está indicado en las secciones transversales por la línea vertical que se ha señalado al dibujarlas.

La posición del nuevo eje será distinta, estará a su derecha o izquierda, según se determine. Ahora bien, durante este desplazamiento del eje, la plataforma se tendrá que mantener sobre los niveles de carretera ya señalados.

La determinación de esta segunda aproximación del eje puede hacerse de distintas maneras, según se indica en la figura III-32:

- a) A veces se desea que la plataforma de la carretera esté toda en corte (terreno firme). En este caso, el

borde exterior de la plataforma no puede salirse de las posiciones *a*, *b*, hacia el barranco. El eje de la carretera quedaría en *a'*, *b'*, distando de los puntos anteriores el semiancho de la plataforma a construirse.

Estas posiciones se llaman *posiciones extremas del eje*.

- b) Otras veces se desea establecer una compensación transversal entre el volumen de corte y el de relleno. De esta manera, se fijan posiciones para el eje que se llaman *ideales*.
- c) En ciertos casos, es necesario dejar una cierta distancia entre el eje de la carretera y construcciones existentes. Ello determina las *posiciones obligadas del eje*.
- d) Cualquier otro criterio puede privar en la determinación de la nueva posición del eje.

Tercera etapa. Fijación del eje en planta.

Fijada la posición del eje en los perfiles transversales, se puede pasar ahora al plano de planta de la línea de estadia. Bastará para ello medir en cada perfil la distancia entre el eje de la línea de estadia y la posición del nuevo eje y llevarla al plano de planta.

Se obtendrá en planta la línea *a' - b' - c' - d' - e' - f'*, dibujada en la figura III-33.

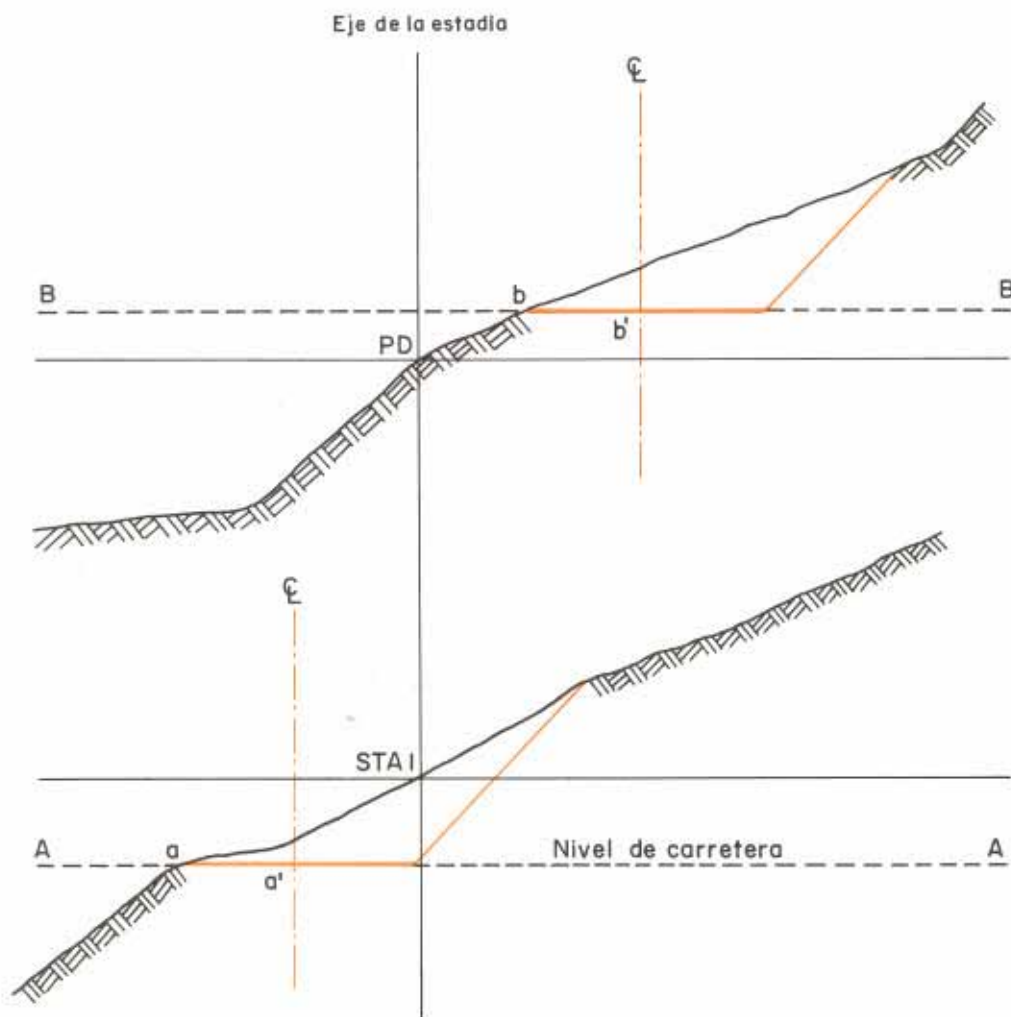


Fig. III-32 a). Posiciones extremas del eje.

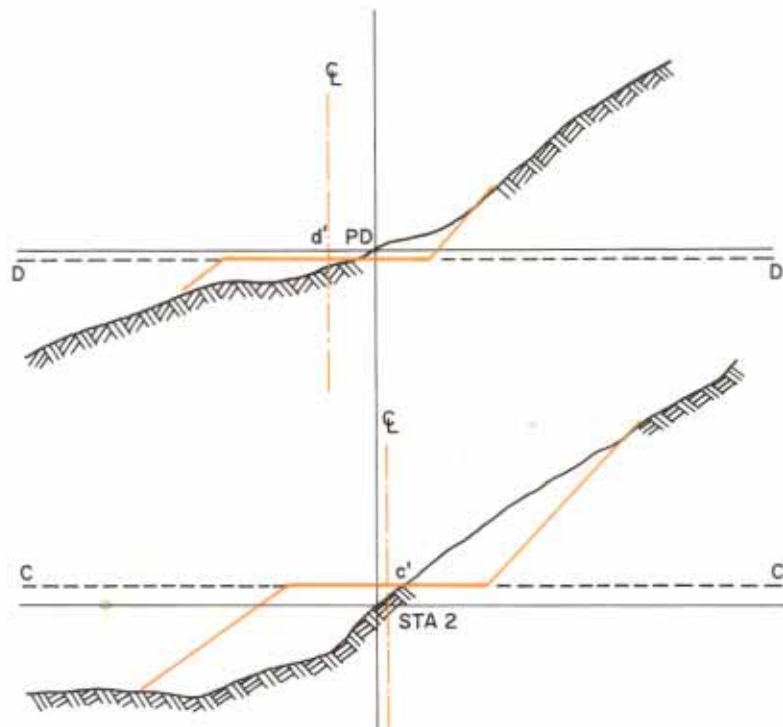


Fig. III-32 b). Posiciones ideales del eje.

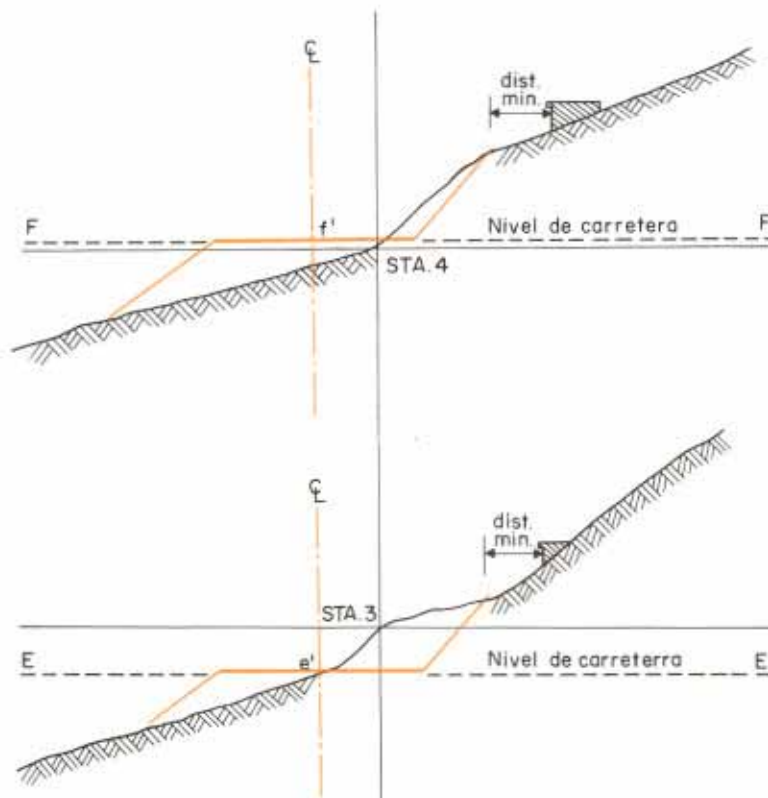


Fig. III-32 c). Posiciones obligadas del eje.

Si dicha línea cumple con los requisitos de alineamientos, se habrá obtenido el anteproyecto de la línea *L* (fijada en planta y perfiles).

Sin embargo, lo más frecuente es que dicha línea resulte irregular. No sirve ni siquiera como aproximación de la línea *L*, pero sí como base o guía de esa aproximación, pues ayudándose de ella se podrá trazar un eje que cumpla con el requisito fijado en la segunda etapa.

Cuarta etapa. Modificación de la rasante en los perfiles transversales.

La nueva posición de eje será pasada a los perfiles transversales. Podrá entonces observarse que en numerosos ca-

sos el nivel de carretera ya no es el más conveniente. Puede haber aumentado mucho el volumen del movimiento de tierras o la altura de los cortes. Será entonces necesario modificar los niveles de carretera, subiéndolos o bajándolos hasta la posición conveniente. Este movimiento vertical se hace sobre el nuevo eje (Fig. III-34).

Quinta etapa. Fijación de la nueva rasante en el perfil longitudinal.

Este cambio de los niveles de carretera acarrea el del perfil de rasante. Los nuevos niveles de rasante habrán de ser pasados de los perfiles transversales al perfil longitudinal.

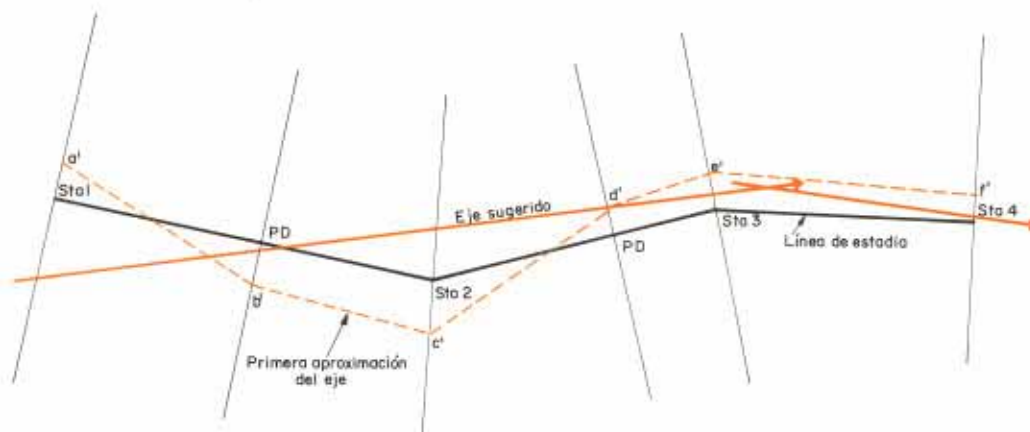


Fig. III-33. Primera aproximación de la línea *L* y eje sugerido.

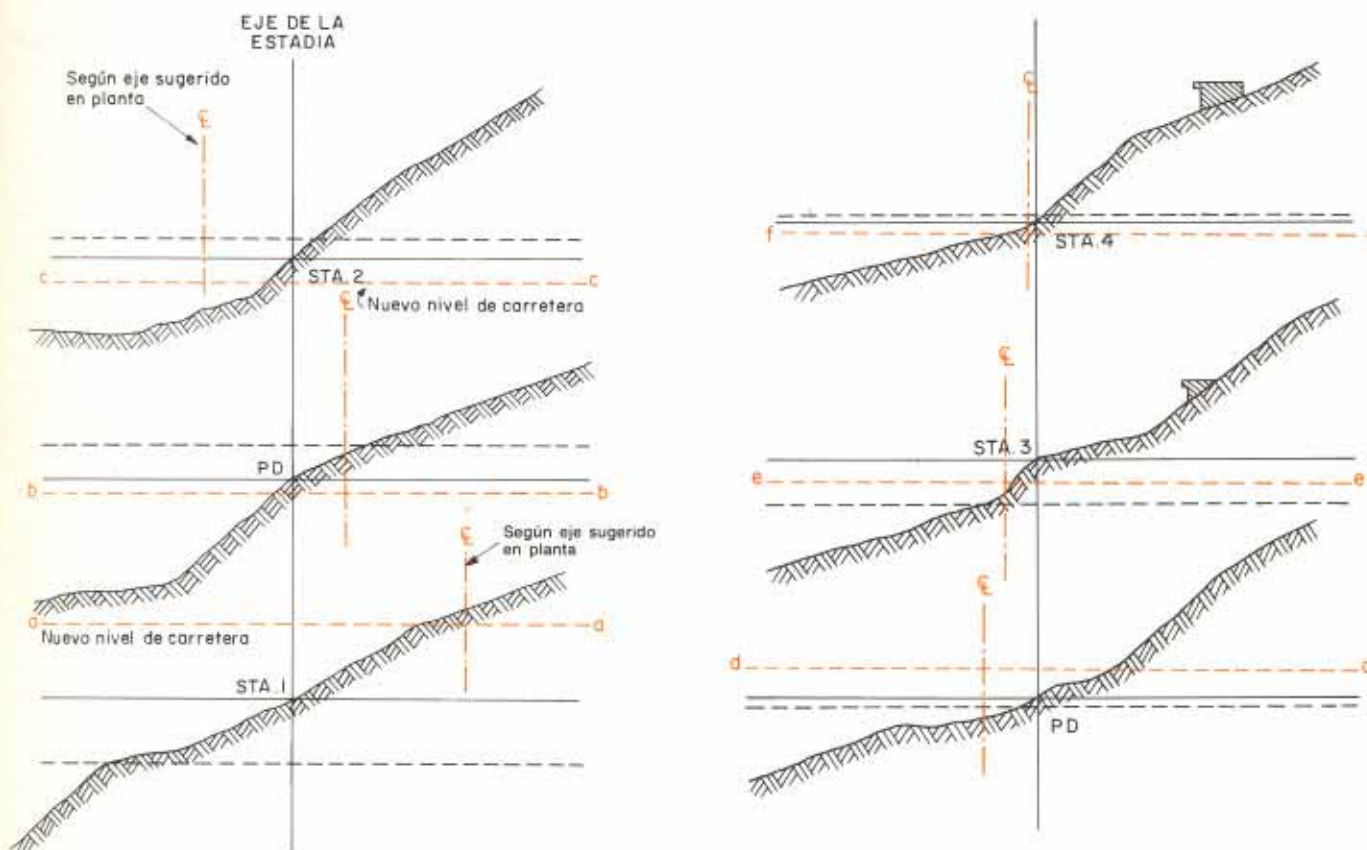


Fig. III-34. Secciones transversales con nuevo nivel de carretera.

Si dicha línea cumple con los requisitos de alineamientos, se habrá obtenido el anteproyecto de la línea *L* (fijada en planta y perfiles).

Sin embargo, lo más frecuente es que dicha línea resulte irregular. No sirve ni siquiera como aproximación de la línea *L*, pero sí como base o guía de esa aproximación, pues ayudándose de ella se podrá trazar un eje que cumpla con el requisito fijado en la segunda etapa.

Cuarta etapa. Modificación de la rasante en los perfiles transversales.

La nueva posición de eje será pasada a los perfiles transversales. Podrá entonces observarse que en numerosos ca-

sos el nivel de carretera ya no es el más conveniente. Puede haber aumentado mucho el volumen del movimiento de tierras o la altura de los cortes. Será entonces necesario modificar los niveles de carretera, subiéndolos o bajándolos hasta la posición conveniente. Este movimiento vertical se hace sobre el nuevo eje (Fig. III-34).

Quinta etapa. Fijación de la nueva rasante en el perfil longitudinal.

Este cambio de los niveles de carretera acarrea el del perfil de rasante. Los nuevos niveles de rasante habrán de ser pasados de los perfiles transversales al perfil longitudinal.

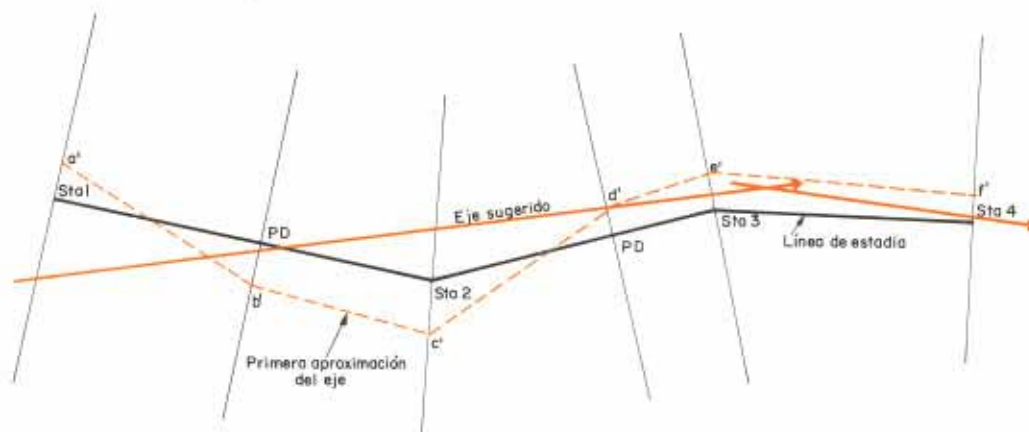


Fig. III-33. Primera aproximación de la línea *L* y eje sugerido.

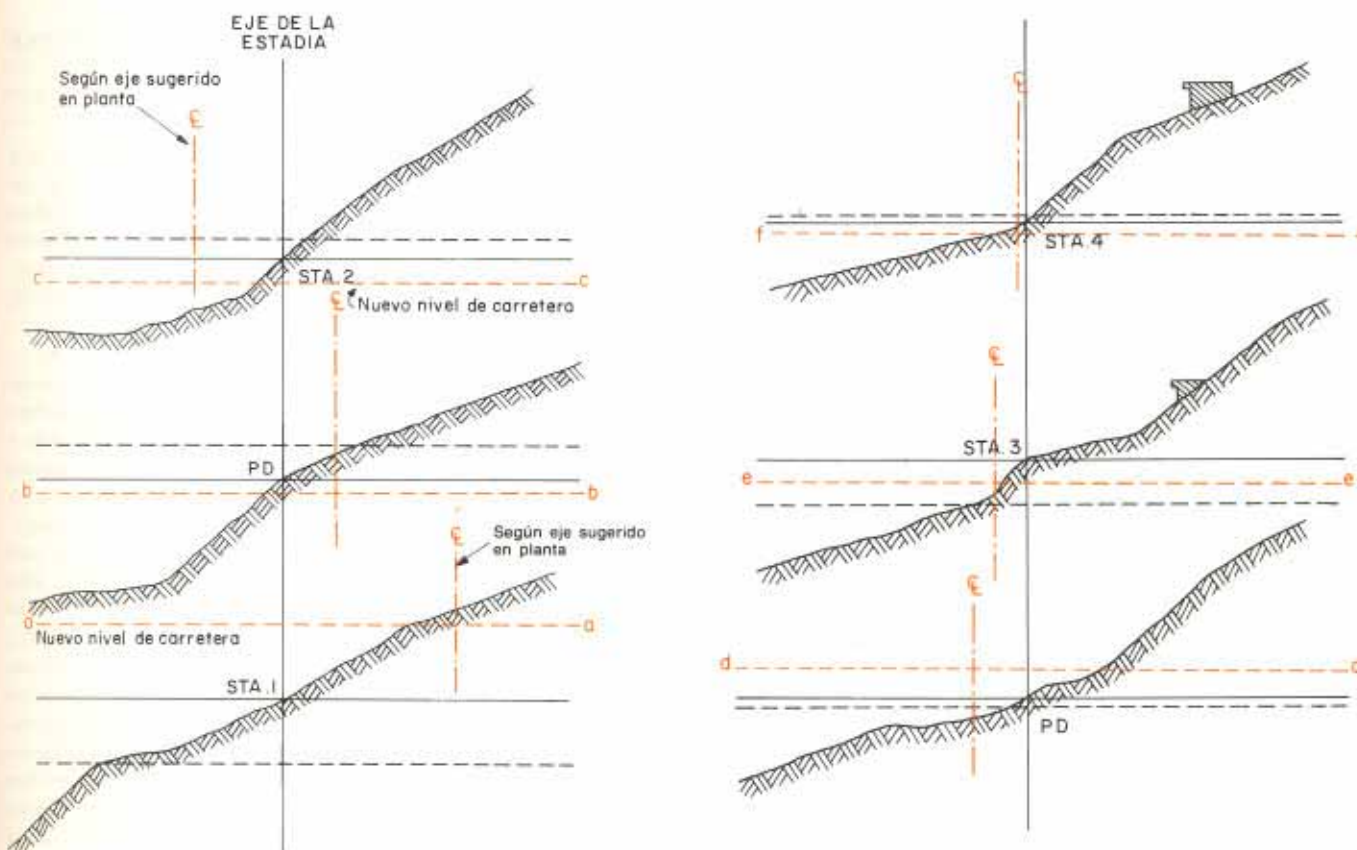


Fig. III-34. Secciones transversales con nuevo nivel de carretera.

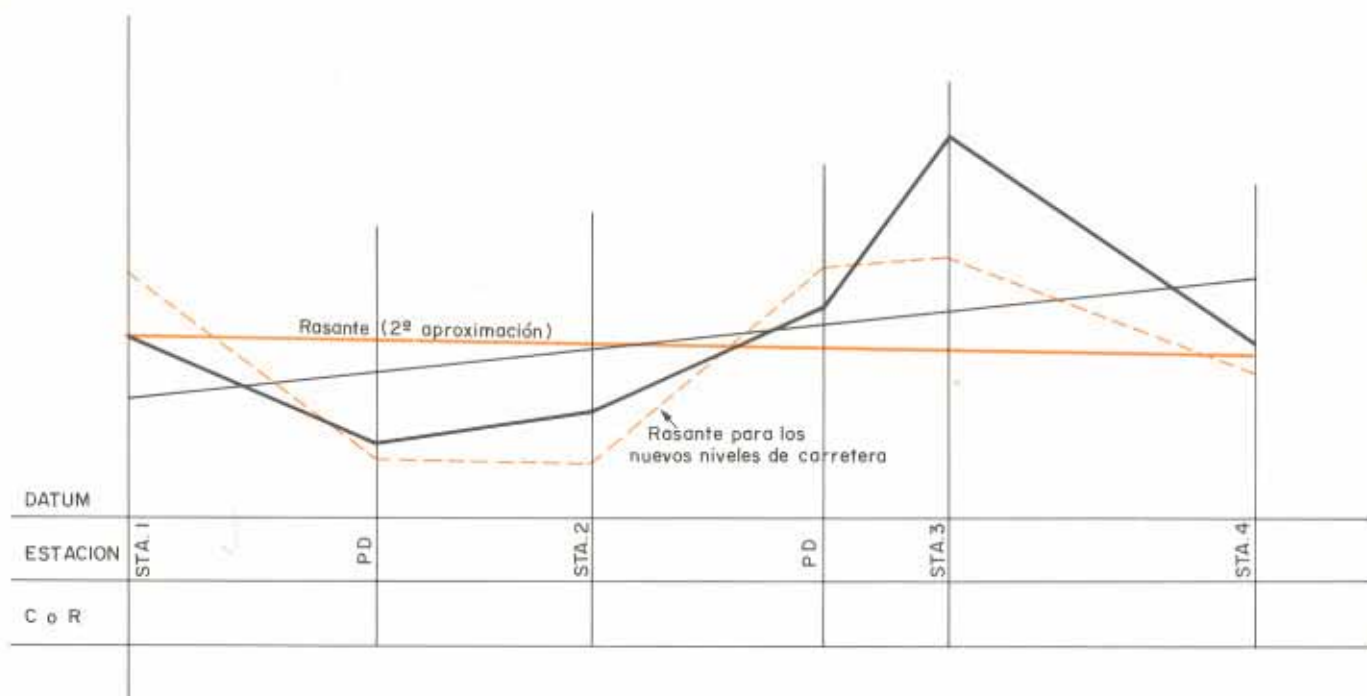


Fig. III-35. Segunda aproximación de la rasante.

El nuevo perfil de rasante seguramente resultará demasiado irregular y, por tanto, para que cumpla con las especificaciones requeridas, será necesario trazar otro nuevo perfil de rasante con las pendientes y enlaces tolerados y pasando al mismo tiempo lo más cerca posible de los puntos de rasante recién indicados, tal como se ha hecho en la figura III-35.

Sexta etapa. Segunda fijación de la posición del eje en los perfiles transversales y nueva situación del eje en la planta.

Como para los niveles pasados de los perfiles transversales al longitudinal era para los que correspondían directamente las posiciones del eje de la *L* en cada sección, posiciones que fueron tomadas del plano de planta, el haber hecho el ajuste del perfil de rasante (quinta etapa) ha cambiado las posiciones ideales de los niveles de carretera en muchas secciones, y ese cambio puede ser tal que exija un ajuste de la posición del eje en las secciones transversales conservando el nuevo nivel.

Este cambio de posición del eje tendrá que ser indicado en planta, pasando a ella las nuevas posiciones.

El proceso podrá así continuarse repetidamente, siguiendo los razonamientos de las correspondientes etapas, hasta el momento en que se considere que el alineamiento y pendiente son ya los convenientes.

En la práctica, el número de etapas podrá reducirse, ya porque el perfil de rasante sea fijo y obligado y no susceptible de ajuste, por ser imposible el ajuste riguroso, por existir numerosos puntos de control, o porque después de uno o dos tanteos se comprende que es imposible mejorar las condiciones del trazado.

3.4.2. MANERA GENERAL PARA ANTEPROYECTAR LA LINEA *L* CUANDO LA PENDIENTE NO ES CONTROL

Al trazar carreteras en terrenos llanos u ondulados, una vez determinados los puntos de control, el problema se reduce a enlazarlos empleando el mejor alineamiento posible. En estos casos, el movimiento de tierras será esencialmente longitudinal y su ajuste no tiene nada que ver con el alineamiento, sino que se logra simplemente alternando la rasante en el perfil longitudinal.

El problema mayor en la realización de un trazado en terreno llano u ondulado no es el ajuste del movimiento de tierras, sino el establecimiento de los controles que deben fijar los alineamientos, ya que a los controles económicos y de carácter geométrico deben añadirse, de una manera principalísima, los controles del terreno y del paisaje, pues los terrenos planos constituyen muchas veces zonas anegadizas, terrenos flojos e inestables, y ello debe tenerlo muy presente el proyectista al estudiar un trazado; por otra parte, la integración de la carretera al paisaje es un requisito insoslayable en todo trazado vial.

En terrenos llanos, la línea recta parecería ser el alineamiento indicado, pero consideraciones sobre la seguridad de la vía aconsejan el trazado curvilíneo¹⁷. Por consiguiente, debe ser evitada la predilección natural que siempre se manifiesta por las rectas interminables. Esta predilección, derivada de la práctica de los trazados ferrocarrileros, está fuertemente arraigada en el pensamiento de muchos proyectistas y está acompañada por la idea de que las curvas son intrínsecamente deficientes y deben desecharse.

El concepto actual sobre los alineamientos está dirigido a los trazados curvilíneos y semicurvilíneos. La idea de trazado curvilíneo está emparentada con la arquitectura paisajista, para la cual las largas rectas son antinaturales. Evitando las largas tangentes se obtiene mayor libertad para salvar los obstáculos naturales, reducción en los perjuicios a las propiedades privadas, mayores ventajas para el establecimiento de intercambios y localización más económica, menos sujeta a la hipnosis de la carretera y al encandilamiento.

El enlace de controles muy distante en el terreno se facilita notablemente utilizando las nuevas técnicas que la electrónica brinda para medir distancias. El *telurómetro* y el *geodimetro* son equipos ampliamente usados en estos trabajos.

3.5. VARIANTES EN LA MANERA GENERAL DE ANTEPROYECTAR

La manera de anteproyectar expuesta hasta aquí corresponde a la forma general de hacerlo y resume los conceptos que, en uno u otro orden, deberán aplicarse al efectuar un anteproyecto de carretera. Sin embargo, variaciones en la topografía, en los controles y en algunos criterios, modifican la forma general de anteproyectar.

Según la topografía, predominará un tipo de sección transversal que será típica para ese tramo. Así, hay carreteras cuya sección transversal va toda en corte y el tramo se dice entonces en *trinchera*. Otras veces, el tramo es de *terraplén* y la sección transversal es de relleno.

Cuando se combinan transversalmente el corte y relleno, la sección es de *media ladera*, y si está toda en corte, con el borde exterior de la plataforma en el talud del terreno, la sección es en *ladera*. Estos distintos tipos de secciones aparecen indicados en la figura III-36.

Las características de estas secciones transversales pueden variar; la inclinación de los taludes de corte o terraplén también es variable, dependiendo del tipo del suelo, altura de los cortes o relleno, susceptibilidad a la erosión, etc.

Al estudiar el trazado de una carretera, generalmente se observa que un tipo de sección es el que se adapta mejor para la construcción de un determinado tipo de carretera.

La sección en ladera se adapta muy bien a los tramos de carreteras que van por faldas de montaña cuya inclinación transversal es mayor que $1\frac{1}{2}/1$.

La sección en media ladera es muy conveniente en los tramos que van por faldas tendidas de inclinación menor que $1\frac{1}{2}/1$.

La sección en terraplén se emplea mucho en terrenos planos, especialmente cuando son anegadizos, y también, junto con la sección en trinchera, en los terrenos ondulados en los que se construyen las carreteras cortando colinas y rellenando depresiones.

De acuerdo con el tipo de sección transversal predominante, se puede clasificar la carretera, y ello indicará la condición topográfica de la región. Se podrá entonces decir que hay *carreteras en montaña*, y en ellas predominará la sección en corte completo o ladera; habrá carreteras o *tramos en falda o media ladera*, cuando la sección más empleada sea en media ladera; y habrá *tramos en llano o terreno ondulado*, con el consiguiente uso de secciones en terraplén o en trinchera.

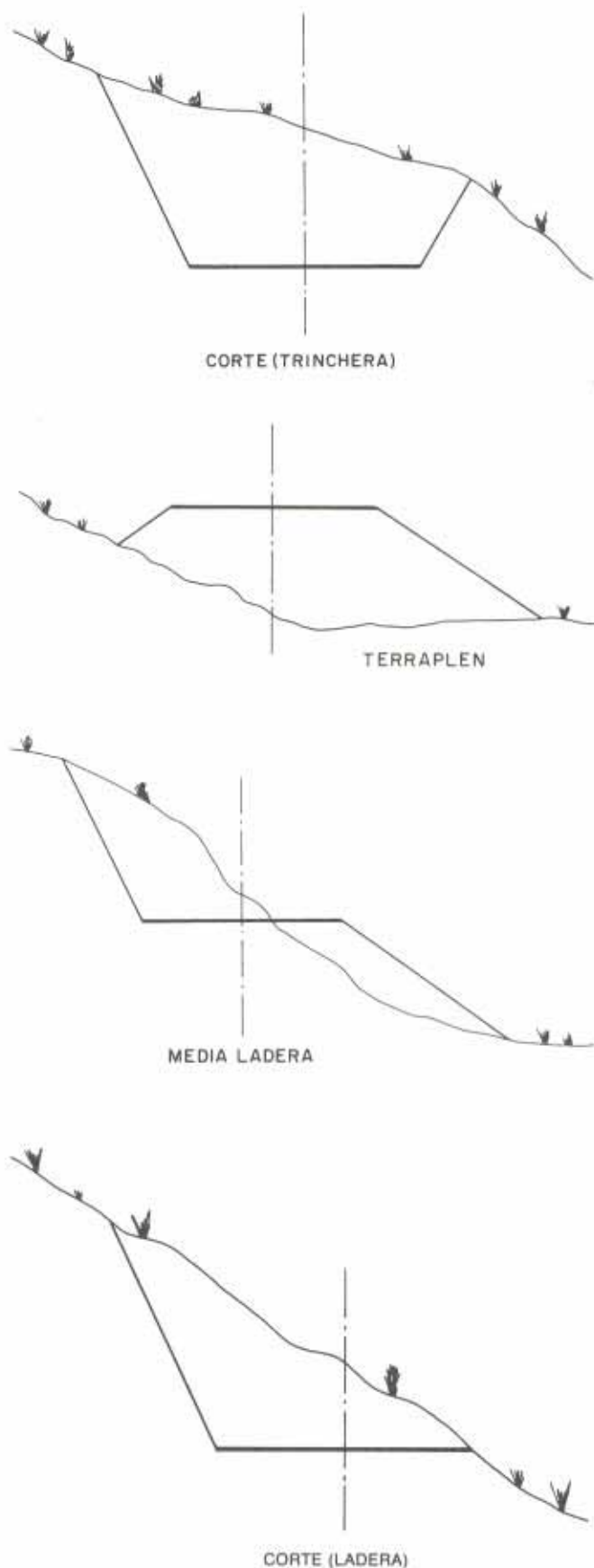


Fig. III-36. Secciones transversales típicas.

Estas distintas topografías introducen variantes en la manera de anteproyectar, como se verá a continuación.

3.5.1. ANTEPROYECTO DE TRAMOS MONTAÑOSOS

Se ha indicado que cuando la pendiente transversal de un terreno es $1\frac{1}{2}/1$ o más, característica montañosa del tramo, la sección que mejor se adapta es la de ladera.

En efecto, en las secciones transversales tipo, cuyos taludes de terraplén tienen inclinación de $1\frac{1}{2}/1$ o menos, la línea de estos taludes y el terreno divergerían, no encontrándose el pie del terraplén con el terreno a menos que se utilicen soportes artificiales (muros de concreto armado o ciclópeo, muros de piedra seca, gaviones, tablestacados, etcétera).

En estas condiciones, la sección transversal que va toda en corte es la que mejor se adapta a la topografía, y la más

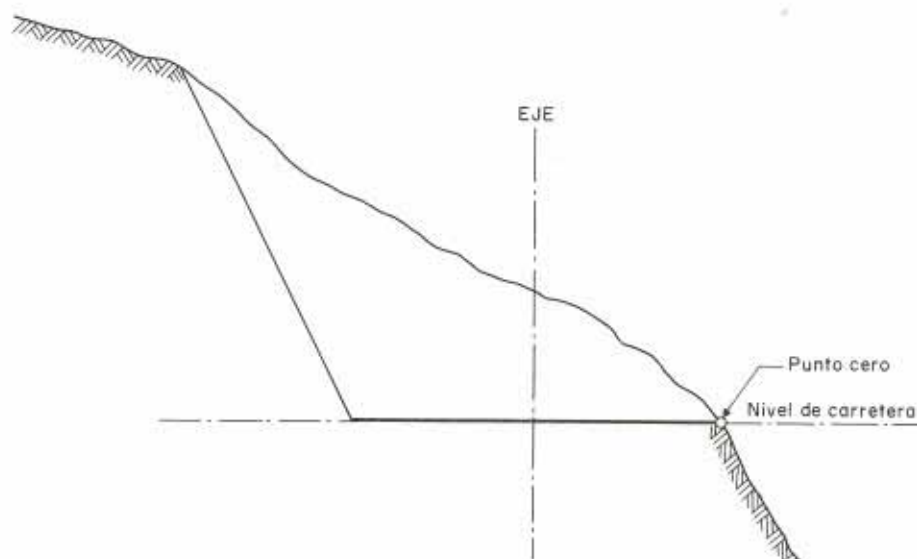


Fig. III-37. Sección transversal más económica para las carreteras montañosas.

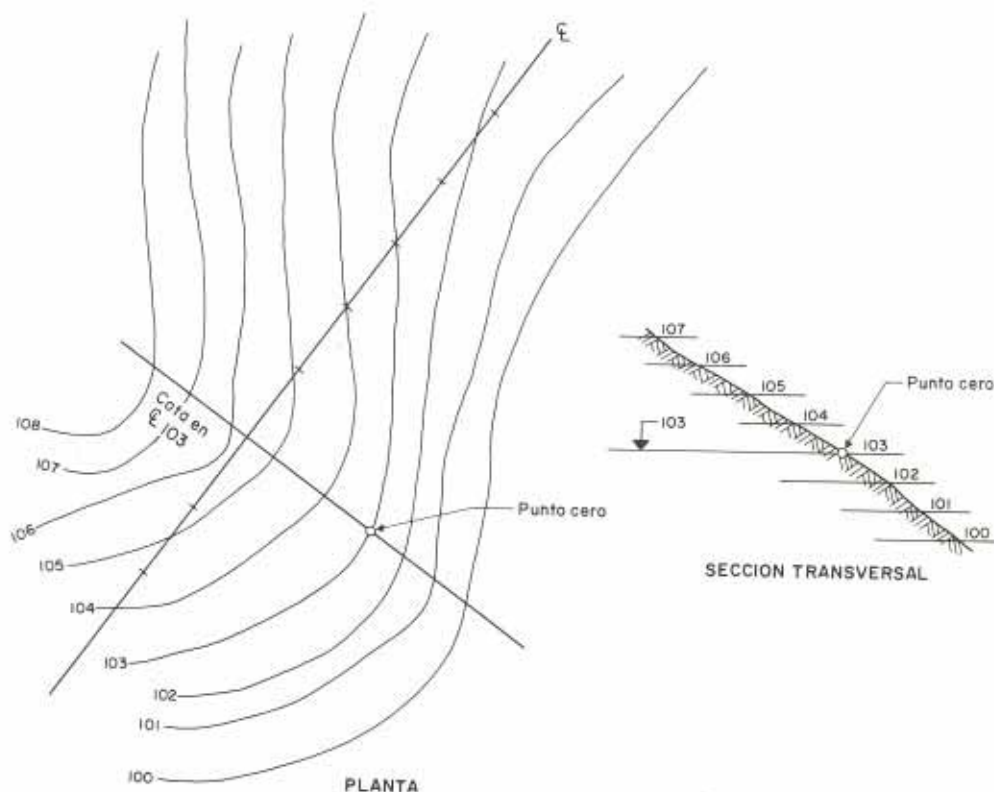


Fig. III-38. Determinación del punto cero en un plano con curvas de nivel.

económica será aquella que ocasione el menor movimiento de tierras, es decir, la sección en ladera.

Conocido el nivel de carretera, interesará entonces determinar el punto donde el borde exterior de la plataforma encuentra al terreno. Este punto se llama *punto cero* y su posición puede determinarse en los planos con curvas de nivel, en los dibujos de las secciones transversales o analíticamente cuando el plano de planta ha sido dibujado con puntos acotados.

Cuando, para cada sección transversal, las cotas de rasante han sido determinadas, bastará buscar en el plano de planta el punto de cada sección transversal que intersecta la curva de nivel que tiene la misma cota de rasante.

Si se tienen dibujadas las secciones transversales y en ellas se han señalado los niveles de carretera, será fácil indicar el punto cero, que será donde el nivel de carretera y terreno coinciden.

Si sólo se dispone del plano de planta, con la topografía indicada por puntos acotados, y se conoce cuánto por debajo o por encima de la estaca de terreno está el nivel de rasante, la determinación del punto cero se realiza así:

- a) Cuando la pendiente transversal está dada por la pendiente en uno de la falda a ambos lados de la estaca.

En la figura III-39, en el vértice 17, el corte es 1,50 y la inclinación de la falda $+1/1$ a la derecha y $-3/4/1$ a la izquierda de la estaca.

El punto cero estará en la falda con $-3/4/1$ de inclinación, por estar el nivel de carretera por debajo de la estaca. Su distancia a ella será

$$1,50 \times 3/4 = 1,12 \text{ m}$$

- b) Si entre el punto cero y la estaca existiera un punto acotado, como en la sección PD-1, su posición se obtendría así

$$1,30 + (1,10 - 0,30)1/2 = 1,70 \text{ m}$$

- c) Cuando la posición del punto cero queda entre dos puntos acotados, como en la sección PD-2, el cálculo para su determinación es

$$3 + (3 - 1,50) \frac{4,50 - 3,00}{3,50 - 1,50} = 4,12 \text{ m}$$

Si se examinan las secciones transversales de la figura III-39, correspondientes a los tres ejemplos indicados, se tendrá una perfecta idea del procedimiento seguido.

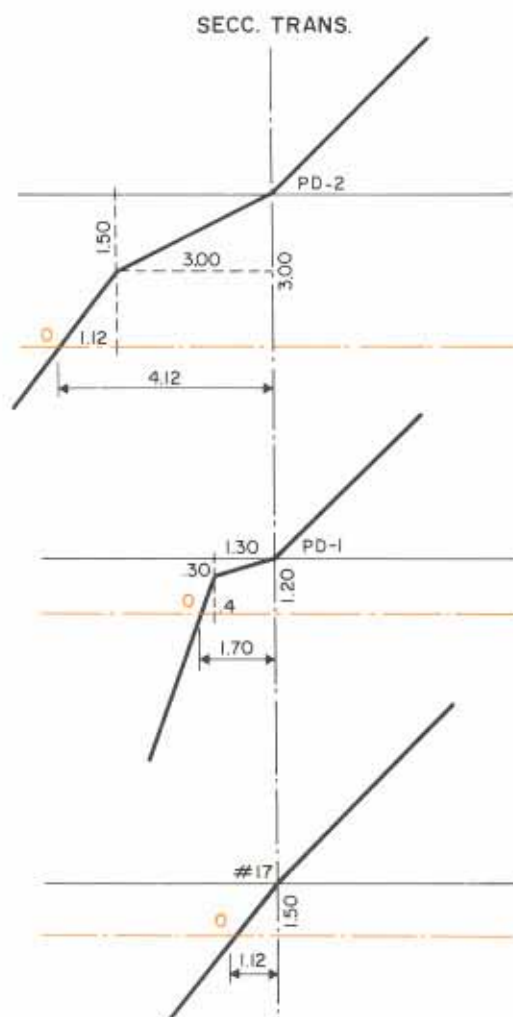
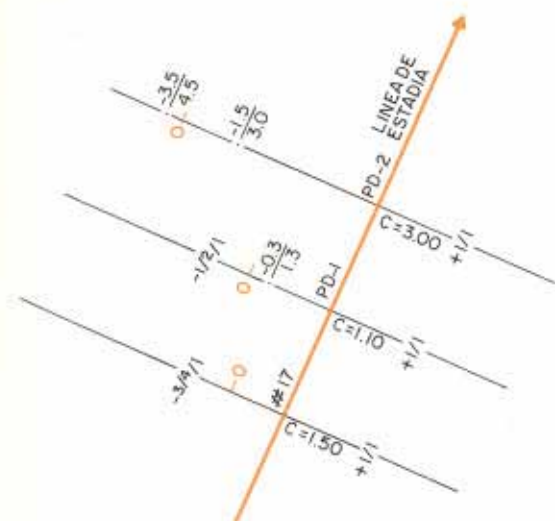


Fig. III-39. Determinación del punto cero en un plano acotado.

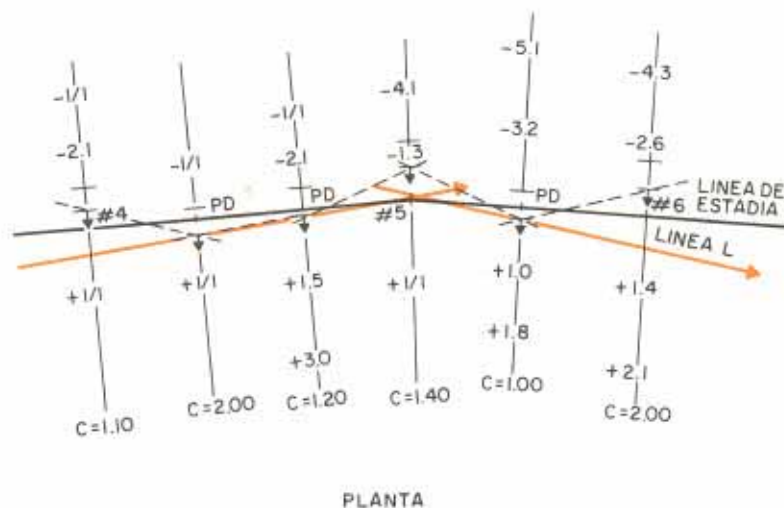


Fig. III-40. Plano de planta con indicación de los C y R iniciales, los ceros y el eje corregido.

3.5.1.1. Manera de anteproyectar en tramos montañosos

Considérese que se dispone del plano de planta de una línea de estadia, en el cual se ha representado la topografía transversal por puntos acotados, y del plano de perfil longitudinal de terreno de la línea.

Como se trata de una carretera en montaña, el alineamiento de la línea de estadia habrá seguido la orientación de una línea de pendiente uniforme o de una serie de tramos de pendiente uniforme.

El proceso de anteproyectar es ahora el siguiente:

Primera etapa. Cortes y rellenos iniciales. Fijación de la rasante.

El anteproyecto se inicia suponiendo a la poligonal de estadia como primera aproximación del eje definitivo. Como la línea de estadia se ha llevado siguiendo una línea de pendiente uniforme, se habrán anotado en la libreta de campo los datos correspondientes a las cotas de rasante. El perfil de rasante estará entonces constituido por una o varias rectas de pendientes conocidas.

La diferencia entre las cotas de terreno y rasante en cada punto dará el corte o relleno allí, valor que se anotará en el plano de planta frente a su correspondiente sección.

Segunda etapa. Fijación de los ceros.

Con los valores de los cortes o rellenos anotados, se puede determinar la posición del punto cero para cada sección. Como se indica en la figura III-40, la posición del punto cero se señala con una rayita (—).

Siendo el cero el punto del terreno cuya cota es la de rasante, la posición extrema del eje será el resultado de medir desde él hacia adentro una distancia igual al semiancho de la plataforma de la carretera.

Frente a cada cero, y separado de él esa distancia, estará un punto que señalará la posición extrema del eje (—). La unión de estos puntos representará el eje más económico desde el punto de vista del movimiento de tierras.

Tercera y sucesivas etapas. Establecida la posición del eje, en los planos o en el terreno, a fin de lograr un buen alineamiento habrá que ajustarlo en la forma explicada en el Parágrafo 3.4.1.

Las dos primeras etapas de este proceso pueden obviarse si, durante el estudio de la línea de estadia en el campo, ya se tiene en cuenta que, para terreno montañoso, la sección más económica es aquella que tiene su extremo exterior sobre el terreno y que, en principio, al anteproyectar se va a considerar que la poligonal es una primera aproximación del eje. Esto se logra fijando las estacas de los vértices de la línea de estadia de forma tal que bajo ellas haya un corte igual a

$$C = \frac{\text{semiancho de la plataforma}}{n}$$

siendo n el valor de la pendiente en uno.

De esta manera, la posición del eje de la estadia corresponderá a la más conveniente desde el punto de vista del movimiento de tierras.

3.5.1.2. Diferencias entre la línea L y la de estadia durante el anteproyecto

La manera expuesta de anteproyectar en montaña no es más que una simplificación del ciclo general de anteproyecto explicado en el Parágrafo 3.4.1.

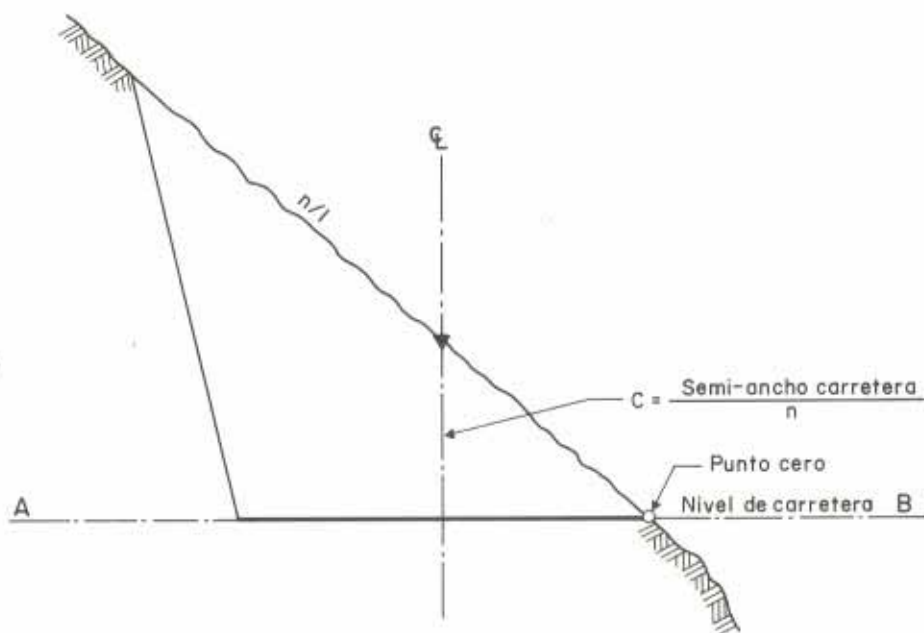


Fig. III-41. Manera más conveniente de fijar los vértices de la línea de estadia en las secciones montañosas.

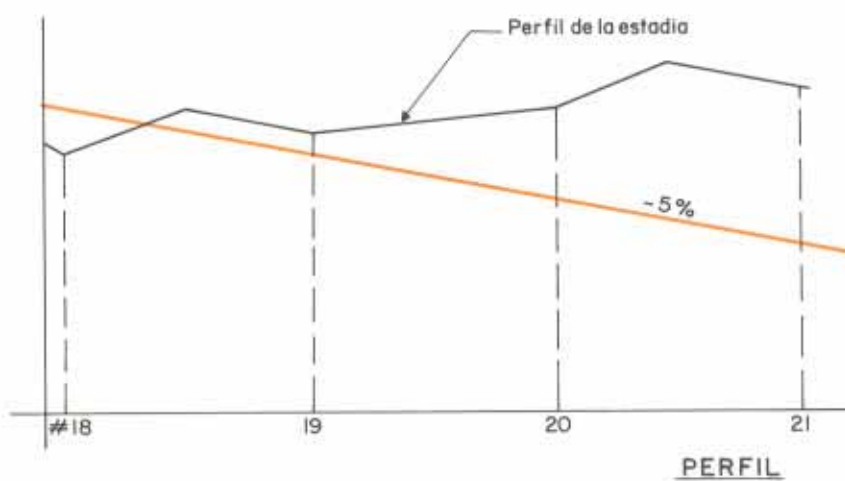
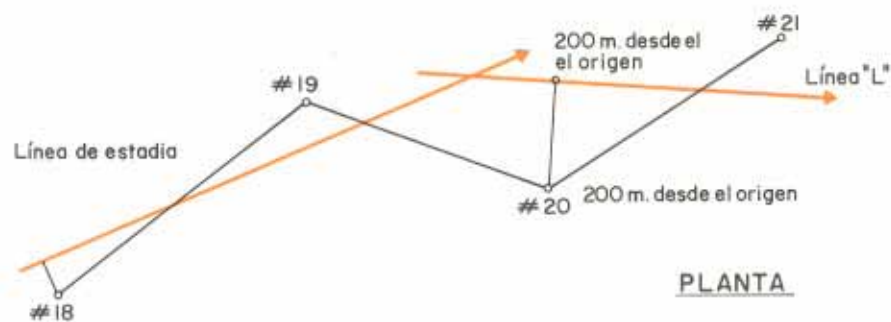


Fig. III-42. Diferencia entre la línea de estadia y la línea L. frente a un vértice.

En primera aproximación se ha supuesto que la línea *L* y la línea de estadia coinciden (primera etapa del anteproyecto) y así ha podido utilizarse el perfil longitudinal de la línea de estadia como perfil de la línea *L*. Sobre este perfil se ha trazado la rasante y, habiendo determinado los valores de los cortes y rellenos en cada vértice, se han podido fijar los puntos ceros (segunda etapa).

Ahora bien, nótese que la longitud de la línea de estadia y de la línea *L* son diferentes. Por consiguiente, al final de ambas líneas (o en cada vértice), las cotas de rasantes en una y otra línea serán distintas. Si se observa el perfil longitudinal de la figura III-42, correspondiente a una línea de estadia, sobre el que se ha dibujado una rasante, y se supone que al llegar frente al vértice #20 de la poligonal de estadia la longitud de ésta es 200 m, la rasante, bajando al 5 por ciento, habrá bajado.

$$200 \times 0,50 = 10 \text{ m.}$$

Si enfrente a la estación #20 se supone que la línea *L* mide 216 m, en ese punto, usando la misma pendiente de rasante, ésta habrá bajado

$$216 \times 0,05 = 10,8 \text{ m.}$$

Esta diferencia de cotas hace que el punto cero, determinado para la línea de estadia, no corresponda a la posición de punto cero de la línea *L*, como se ve en la figura III-43.

Por consiguiente, el eje de la vía deberá sufrir un cambio en su posición, en esta estación, posición ésta que deberá determinarse a fin de comprobar el trazado proyectado.

Hacer un nuevo perfil longitudinal para la línea *L* es antieconómico para un proyecto; más conveniente es corregir el error que se introduce al utilizar el perfil de la línea de estadia como perfil de la línea *L*.

Considérese en la figura III-44 una poligonal de estadia con vértices #1, 2, 3, 4, 5 y la línea *L*, que se ha designado

con las letras *a, b, c, d, e*, puntos éstos que quedan frente a los vértices de la poligonal de estadia.

Midiendo la longitud de cada lado, se ha obtenido:

Sta.	Progresiva línea estadia	Progresiva línea <i>L</i>	Diferencia (<i>L</i> -estadia)
# 1	0	0	0
# 2	60	56	- 4
# 3	146	139	- 7
# 4	290	298	+ 8
# 5	375	370	- 5

Estas diferencias de longitud entre la línea *L* y la de estadia producirán una modificación en la posición de los puntos cero, que será necesario determinar y corregir.

Corrección del error. Diversos criterios se pueden seguir para corregir el error en la posición del punto cero introducido por la diferencia de longitud entre la línea *L* y la de estadia. Entre ellos, los siguientes:

Criterio 1.º. Considerar las cotas de rasante de la línea de estadia como permanentes, con lo que se puede dibujar con ellas un nuevo perfil de rasante para la línea *L*, el cual determinará las cotas para la fijación de la posición de los nuevos puntos cero.

Si se considera el perfil de rasante dibujado en la figura III-45, las cotas de 1, 2, 3, etc., se suponen cotas de *a, b, c*, etc., y así se puede dibujar un nuevo perfil de rasante para la línea *L*, el cual ya no es continuo, como el de la línea de estadia, sino irregular. Este perfil podría dejarse, como se acaba de dibujar, con una pendiente irregular, pero sólo en el caso de que los cambios de pendientes fueran pequeños. En general, esta práctica no se acostumbra, y se prefiere tener una pendiente uniforme para la rasante de la línea *L*.

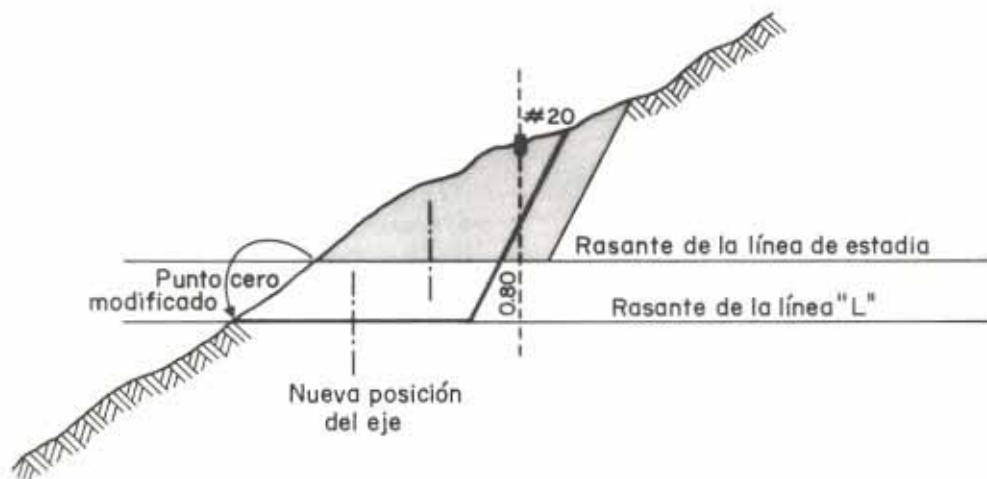


Fig. III-43. Modificación de la posición del eje al variar la posición del punto cero.

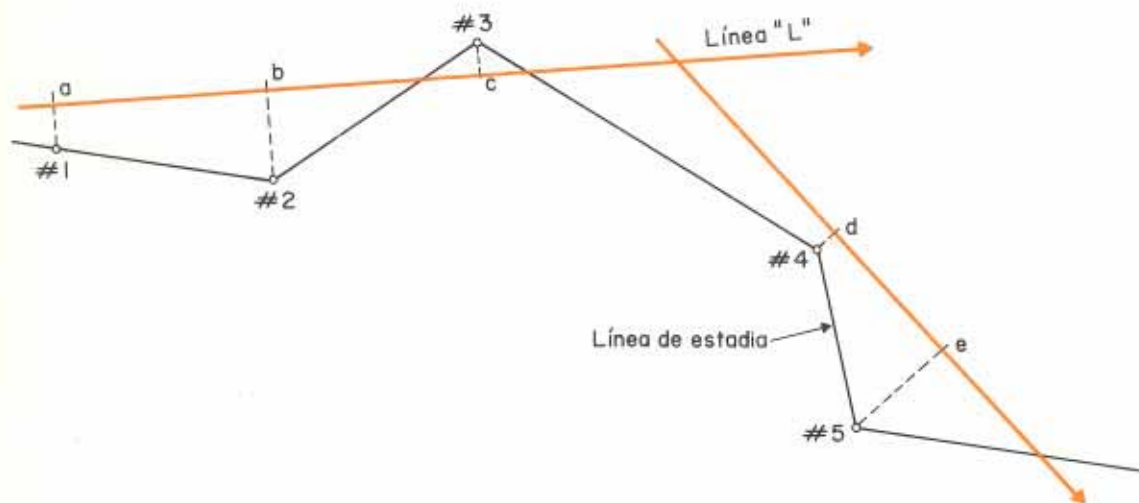


Fig. III-44. Diferencia de longitud entre la línea L y la de estadia.

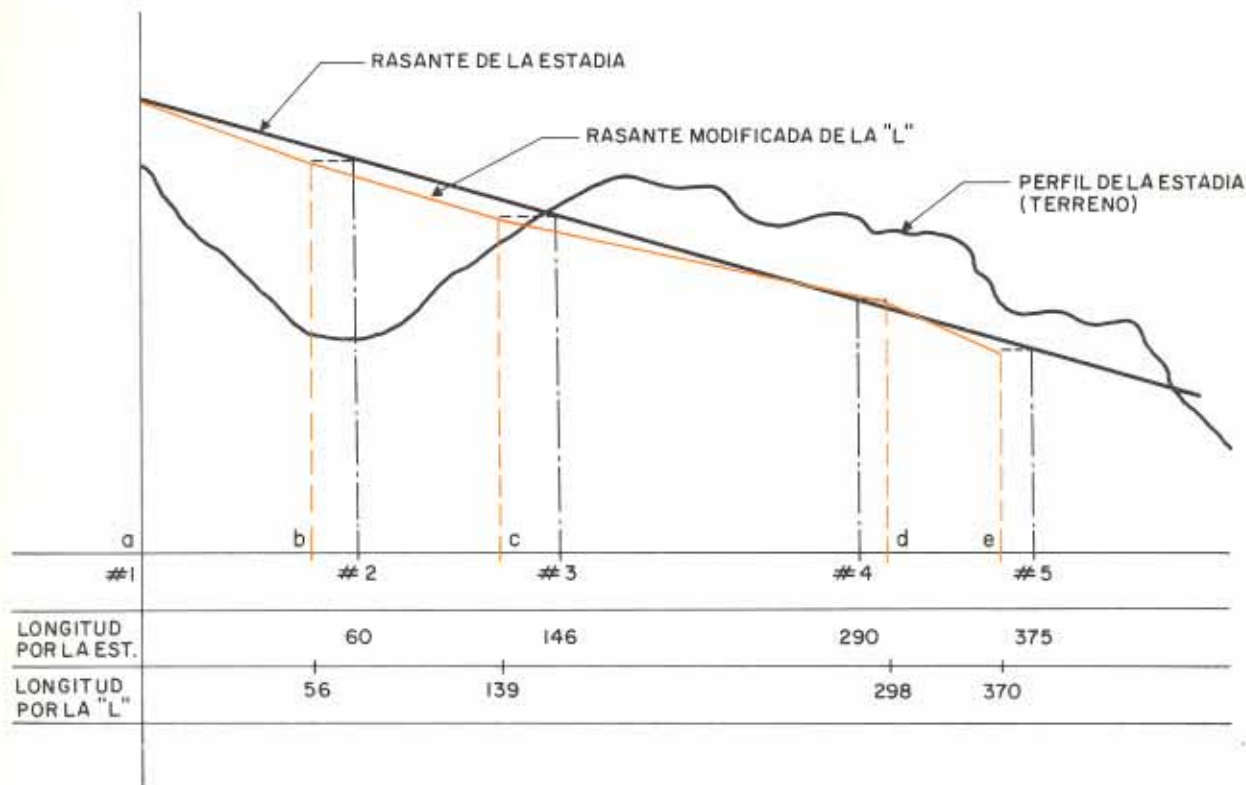


Fig. III-45. Modificación de la rasante de L para la corrección del error en la posición del punto cero.

Criterio 2.º Considerar que la rasante trazada es rasante de la línea L y entonces obtener un nuevo perfil para la línea de estadia.

En este caso, las cotas correspondientes a los puntos a, b, c, etc., son ahora permanentes. Pasándolas a los puntos 1, 2, 3, etc., se obtiene el nuevo perfil de rasante para la línea de estadia. De esta manera, el perfil de rasante de la

línea L será continuo en tanto que el de la línea de estadia será irregular, lo cual no afecta al trazado.

Este nuevo perfil de la estadia determina valores de cortes y rellenos diferentes a aquéllos con los cuales fueron calculadas las posiciones de los puntos ceros. Habrá que establecer las nuevas posiciones de éstos y modificar el alineamiento de la L si es necesario.

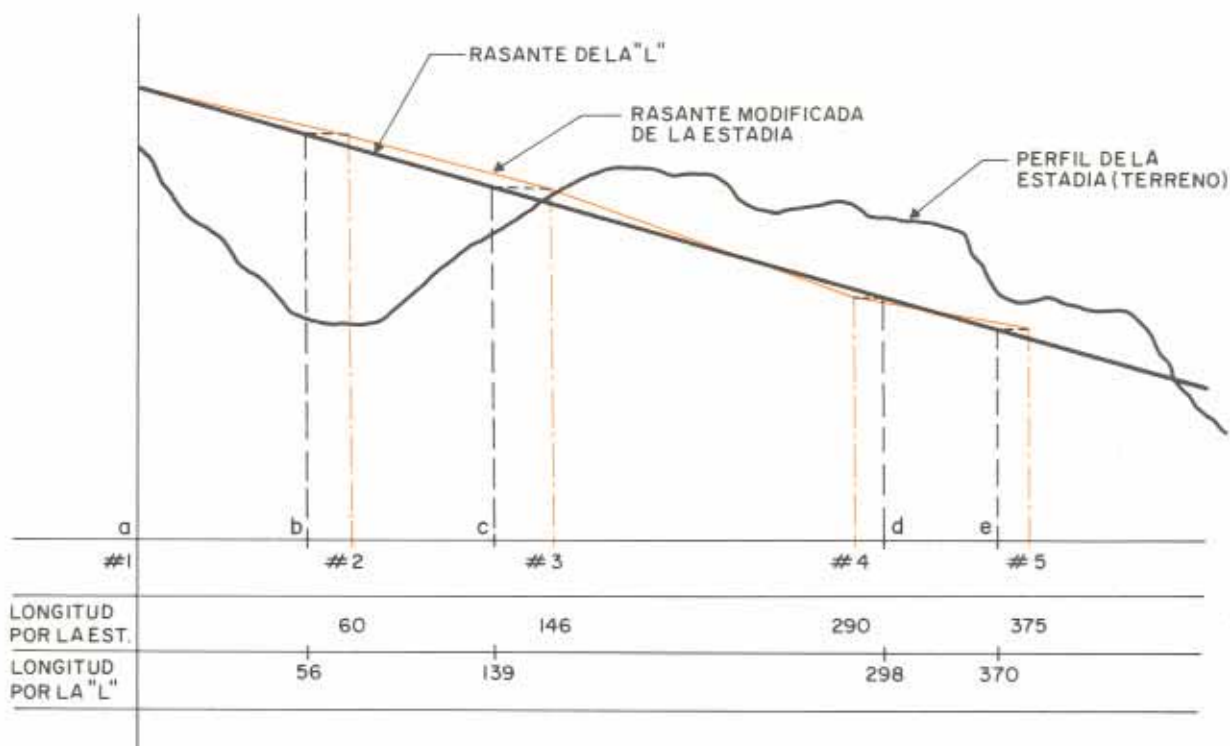


Fig. III-46. Modificación de la rasante de la línea de estadia para la corrección del error en la posición del punto cero.

En tal caso, habrá que apreciar nuevamente las diferencias entre la línea L y la estadia y corregir otra vez el error en posición de punto cero que ello pudiera ocasionar.

Criterio 3.º Más usado que los criterios anteriores es el que se expone a continuación, el cual se emplea siempre que el trabajo diario de levantamiento de la línea de estadia vaya seguido del anteproyecto correspondiente, ya que de esta manera se va conociendo a diario la diferencia entre L y línea de estadia.

En la figura III-47 se puede apreciar que la modificación en la posición del punto cero es igual a la diferencia

entre rasantes multiplicadas por n . Entonces, aceptando una cierta modificación en la posición del punto cero, admisible para el anteproyecto, se puede escribir:

$$\text{Diferencia admisible entre rasantes} = \frac{\text{Modificación admisible en la posición del punto cero}}{n}$$

y, como la diferencia entre las rasantes es igual a la pendiente longitudinal multiplicada por la diferencia de longi-

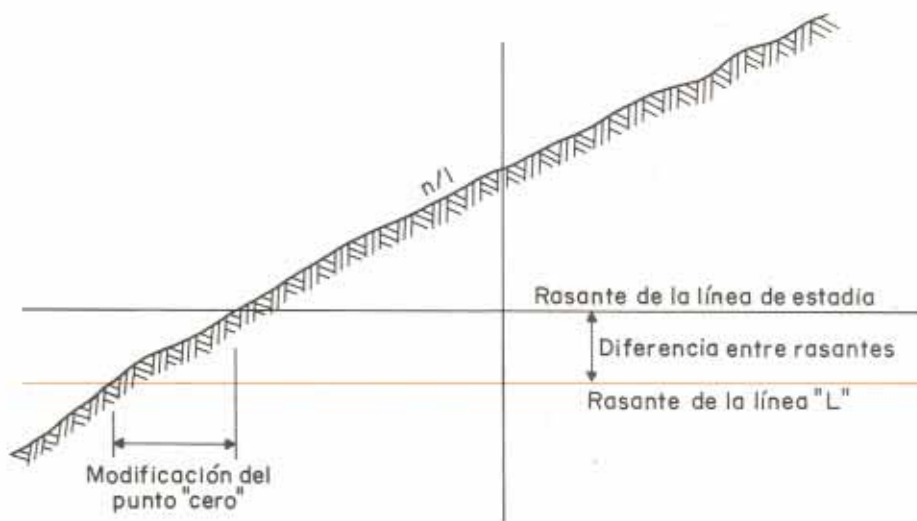


Fig. III-47. Modificación en la posición del punto cero.

tud entre las líneas L y la estadia, al fin de un día de trabajo puede saberse si la rasante debe modificarse.

La línea L puede proyectarse fijando los ceros con los niveles de rasante que se obtienen de la pendiente de rasante usada y de las distintas medidas de la polygonal de estadia. Pero esto solamente puede hacerse mientras la diferencia entre rasantes no cause errores en la posición de los ceros mayores que los establecidos previamente como admisibles. Es decir, siempre que las diferencias entre rasantes sean menores que la diferencia admisible.

En el momento en que esta diferencia sea mayor, bastaría con fijar, en el último punto considerado en el perfil de la estadia, la cota de rasante correcta, la cual se obtendrá simplemente multiplicando la pendiente que se está usando por la distancia medida por la L . A partir de esta cota, se volverá a llevar nuevamente la pendiente usada, hasta que sea necesario corregir de nuevo fijando otra cota correcta.

Se ilustra lo expuesto mediante los siguientes ejemplos:

Ejemplo núm. 1

Al realizar un anteproyecto de carretera de montaña se observa que al llegar la L frente a la estación #12 su longitud es 732,50 metros. La estación #12, en cambio, tiene una progresiva de 738 metros medida por la polygonal de estadia. La pendiente de proyecto es -7 por ciento obligada. La inclinación transversal del terreno en la zona donde está la estación #12 es $1/1$.

Error de punto cero admisible: 30 cm.

¿Debe modificarse la rasante de la L anteproyectada?

Solución:

$$L - \text{estadia} = 732,50 - 738 = 5,50 \text{ m}$$

$$\text{error de rasante admisible: } 30/1 = 30 \text{ cm}$$

Diferencia entre rasantes:

$$(L - \text{estadia}) \times p \% = 5,50 \times 7 = 38,5 > 30,$$

luego, debe modificarse.

Ejemplo núm. 2

En el dibujo de la figura III-48 aparecen los vértices 17, 18, 19 y 20 correspondientes a una línea de estadia, y entre paréntesis sus progresivas; se dan, además, las pendientes transversales del terreno.

Sobre esa línea de estadia se ha proyectado una línea L y se han medido sobre ella las progresivas de los puntos situados frente a los vértices de la línea de estadia.

Para la ejecución de este proyecto, la rasante bajando es de 12 por ciento obligada.

1) ¿Cuál será el error máximo de rasante a tolerarse para el escalonamiento del perfil en los diferentes tramos señalados con diferente inclinación transversal?

2) El error de punto cero admisible es de 40 centímetros. ¿Desde qué punto habrá que rehacer el proyecto de la línea L ?

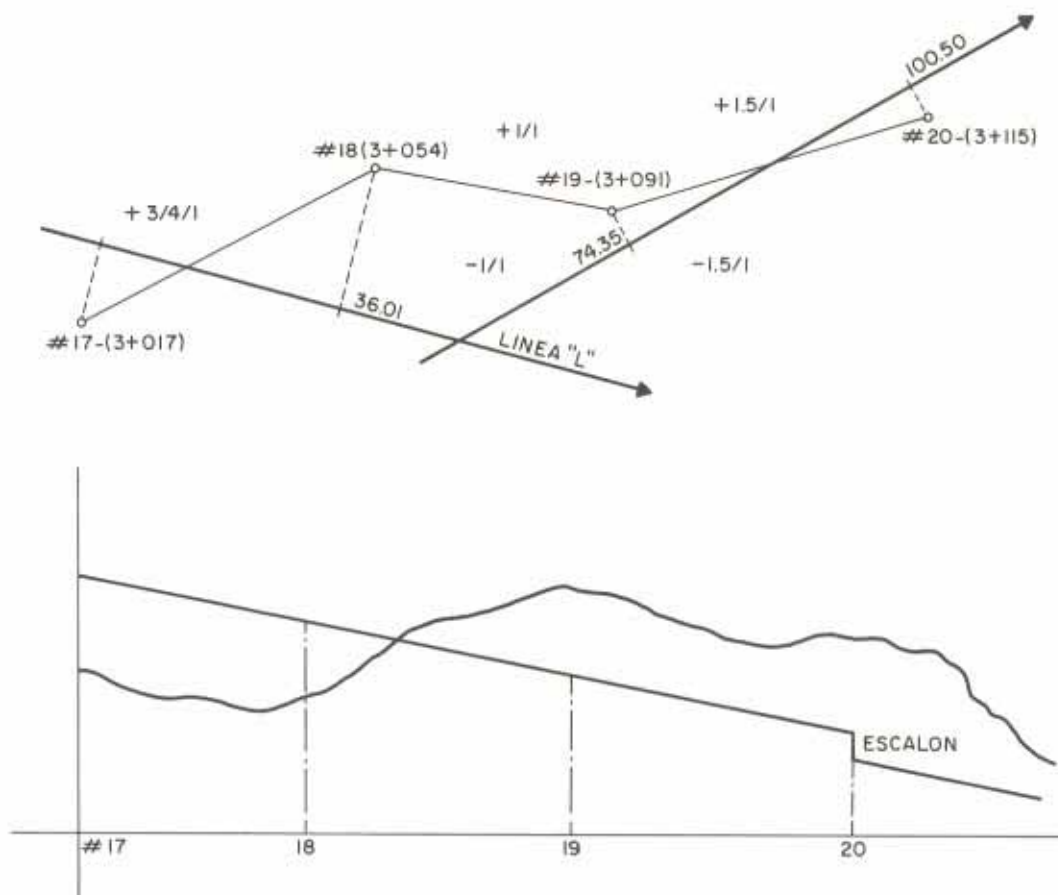


Fig. III-48. Ejemplo de escalonamiento de la rasante.

Solución:

$$1. \text{ Error de rasante} = \frac{\text{diferencia entre ceros}}{n}$$

Error de punto cero admisible: 40 cm.

Diferencia admisible entre rasantes:

$$\text{Tramo 1.º} \quad \frac{40}{0,75} = 53 \text{ cm}$$

$$\text{Tramo 2.º} \quad \frac{40}{1,0} = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Tramo 3.º} \quad \frac{40}{1,5} = 26 \text{ cm}$$

2. Tramo 1.º

Longitud de estadia: $54 - 17 = 37 \text{ m}$

Longitud de la L: 36,01

$$(L - \text{estadia}) p\% = (36,01 - 37) \frac{12}{100} = 0,118 \text{ m}$$

La L queda 11,8 cm encima de la estadia.

$11,8 < 53$, luego no se requiere corrección.

Tramo 2.º

Longitud de estadia: $37 + (91 - 54) = 74 \text{ m}$

Longitud de la L: 74,35

$$(L - \text{estadia}) p\% = (74,35 - 74) 0,12 = 0,042 \text{ m}$$

La L queda 4,2 cm debajo de la estadia.

$4,2 < 40$, luego no se requiere corrección.

Tramo 3.º

Longitud de estadia: $115 - 17 = 98 \text{ m}$

Longitud de la L: 100,50

$$(L - \text{estadia}) p\% = (100,50 - 98) 0,12 = 0,30 \text{ m}$$

La L queda 30 cm debajo de la estadia

$30 > 26$, luego se requiere corrección.

A partir del vértice # 20 deberá corregirse la rasante.

3.5.2. ANTEPROYECTO DE TRAMOS A MEDIA LADERA

Cuando la pendiente transversal de un tramo es menor que $1^{1/2}/1$, la sección que mejor se adapta es la de media ladera, ya que resulta la más económica por ser la que obliga a menos acarreo longitudinal de tierra.

En consecuencia, conocido el nivel de carretera interesará determinar la posición del eje de la vía de manera que, para la sección tipo elegida, se establezca un equilibrio transversal entre las áreas de la sección.

El anteproyecto de estos tramos no es, por consiguiente, más que una aplicación de la manera general de anteproyectar ya expuesta y podrá dividirse, también, en varias etapas.

Si se dispone del plano de planta con indicación de la topografía por el sistema de puntos acotados o con curvas de nivel, del plano del perfil longitudinal de la polygonal, y del plano de las secciones transversales, el proceso es el siguiente:

Primera etapa. Fijación de la rasante.

Cuando la polygonal ha sido llevada en el terreno teniendo en cuenta que su alineamiento sería seguido por la línea L que se va a anteproyectar, es decir, cuando la polygonal de estadia se va a considerar como primera aproximación de la L, aquí también se inicia el anteproyecto fijando una rasante en el perfil longitudinal.

Esta rasante podrá estar constituida por una línea de pendiente uniforme o por una serie de líneas de distintas pendientes, de acuerdo con las normas y criterios que para pendientes longitudinales se han expuesto anteriormente.

La diferencia entre las cotas de terreno y rasante en cada punto dará el corte o relleno allí, valor que se anotará frente a la correspondiente sección transversal y que permitirá fijar en ellas el nivel de carretera.

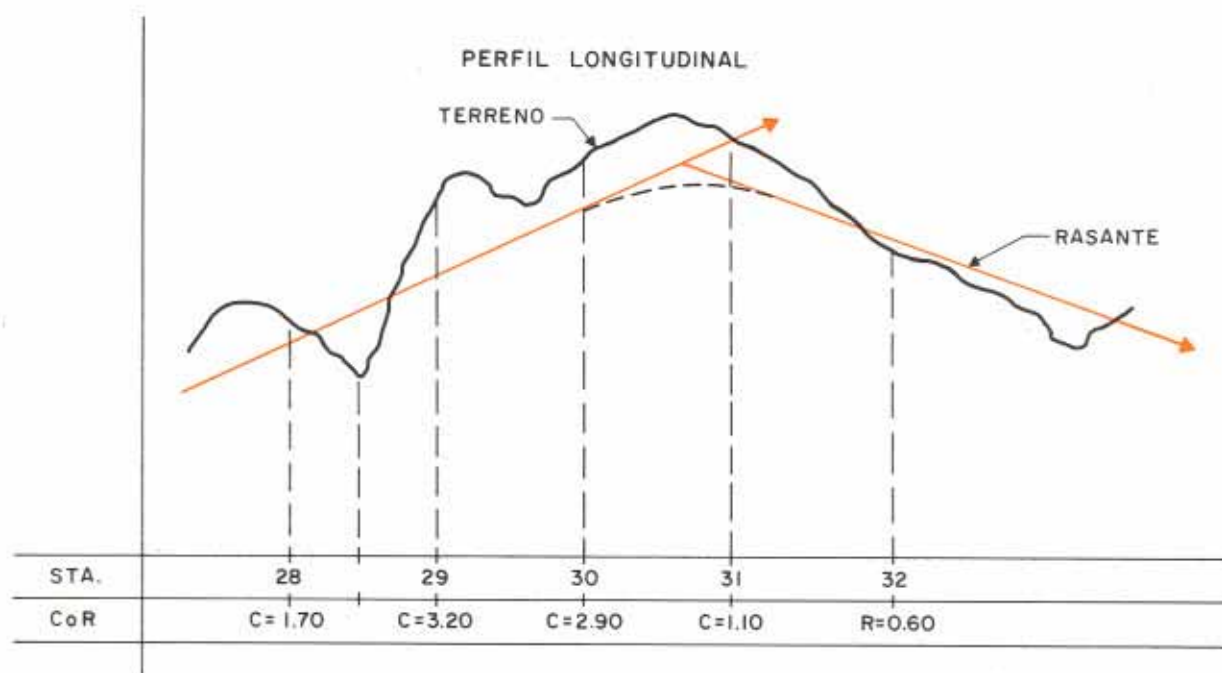


Fig. III-49 a). Establecimiento de la rasante.

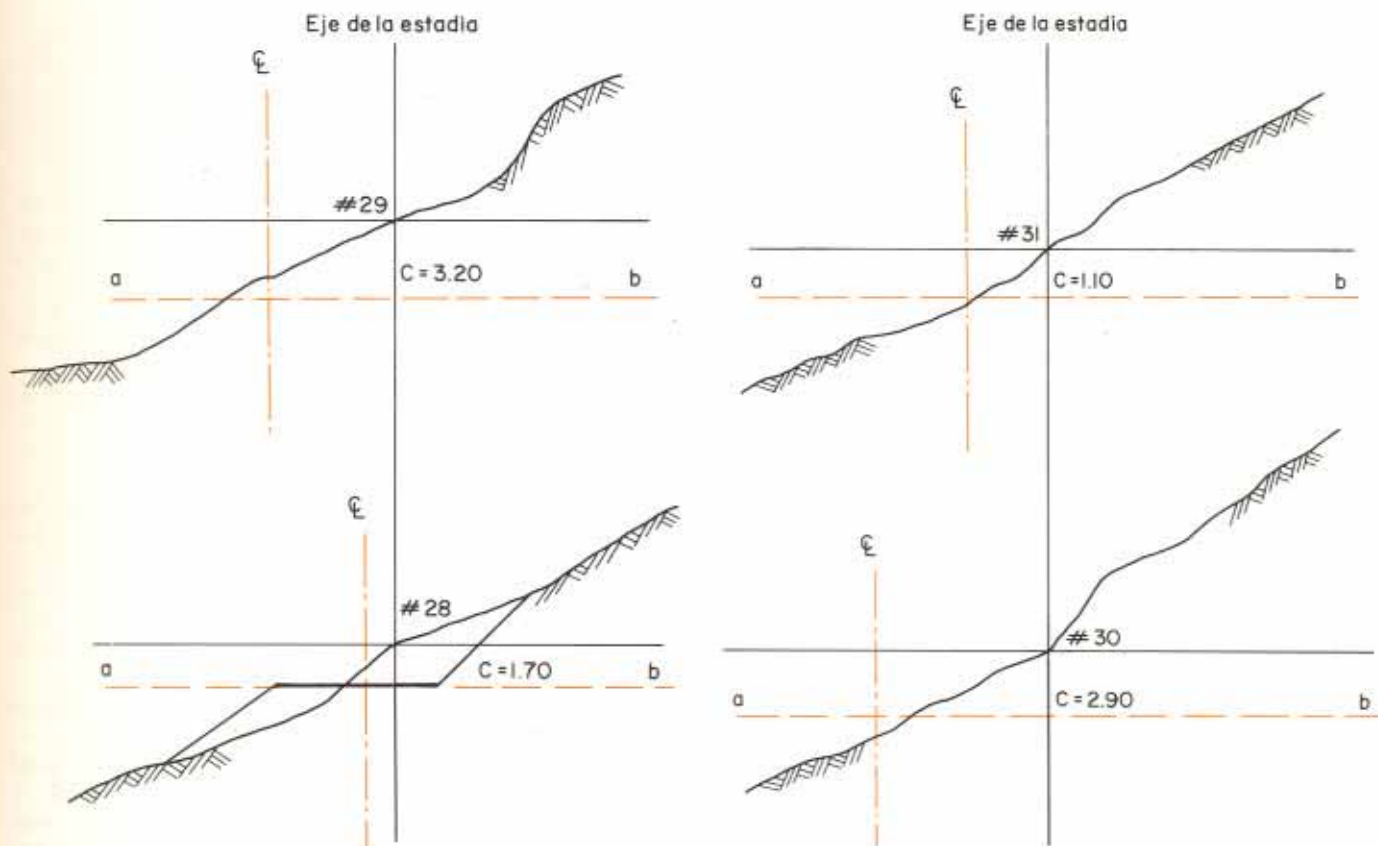


Fig. III-49 b). Fijación de los niveles de carretera y del eje en las secciones transversales.

Segunda etapa. Fijación de la posición del eje en las secciones transversales.

Como la sección más económica es la de la media ladera, según se vio anteriormente, se tratará de fijar la posición del eje de manera que el mayor número posible de secciones transversales resulte de media ladera y que en ellas haya una relación equivalente, aproximada, entre las áreas de corte y terraplén.

Para ello, se dibujará en papel transparente la sección transversal típica, y, haciendo coincidir la platatorma con el nivel de carretera, se moverá aquélla, de izquierda a derecha, hasta tener la relación deseada, como se indica en la figura III-50.

Para esa posición, se marcará en la sección transversal la posición del eje de la vía.

Este proceso se repite en cada una de las secciones.

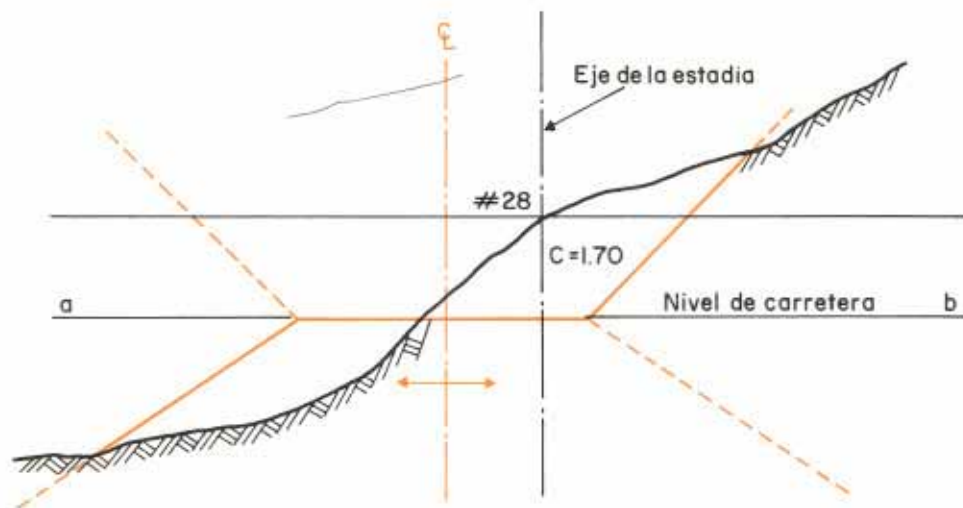


Fig. III-50. Fijación del eje en una sección transversal.

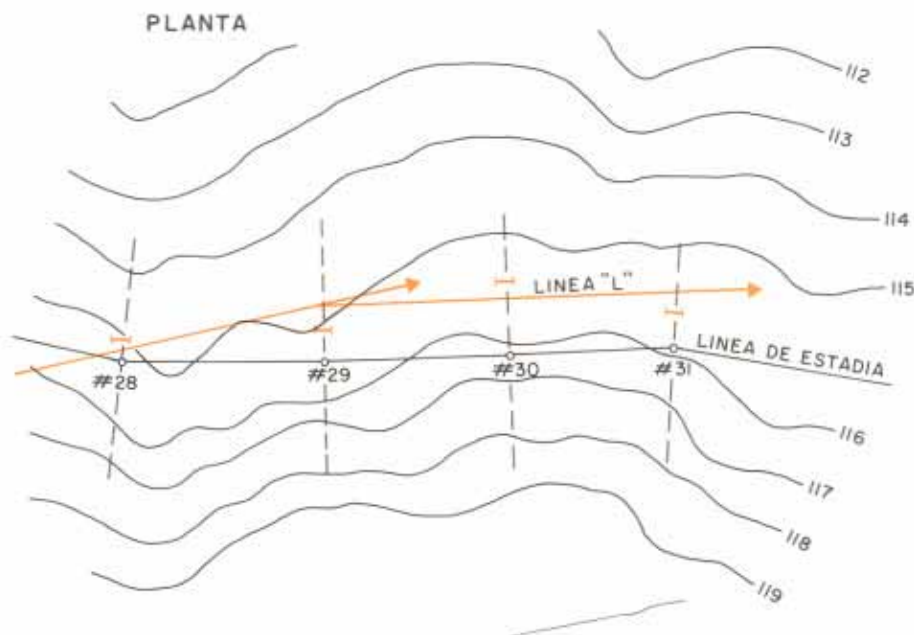


Fig. III-51. Fijación del eje en planta.

Tercera etapa. Fijación del eje en la planta.

Fijada la posición de las secciones transversales, se puede ahora pasar al plano de planta. Bastará para ello medir, como se ha hecho en la figura III-49 b, la distancia entre el eje de la línea de estadia y la posición del nuevo eje, y llevarla al plano de planta.

Dicha posición se marca en el plano de planta con una rayita; ahora bien, la unión de esas rayitas dará, por lo general, una línea sumamente irregular que no podrá considerarse sino como guía para establecer el eje de la L.

A fin de mantener el balance transversal aproximado de tierras, el nuevo eje irá entre esas rayitas, es decir, a la derecha de unas y a la izquierda de otras.

Este eje representa un alineamiento que, para el perfil de rasante elegido, da un balance entre cortes y terraplenes, pero este balance se logra ahora mediante acarreo longitudinal. Por eso, para obtener un balance que sea en lo más posible transversal, o lo que es lo mismo, para buscar una localización que tenga en su mayor parte secciones de media ladera equilibradas, se da un ajuste adicional a la L encontrada.

Cuarta etapa. Modificación de la rasante en las secciones transversales.

La nueva posición del eje será pasada a las secciones transversales.

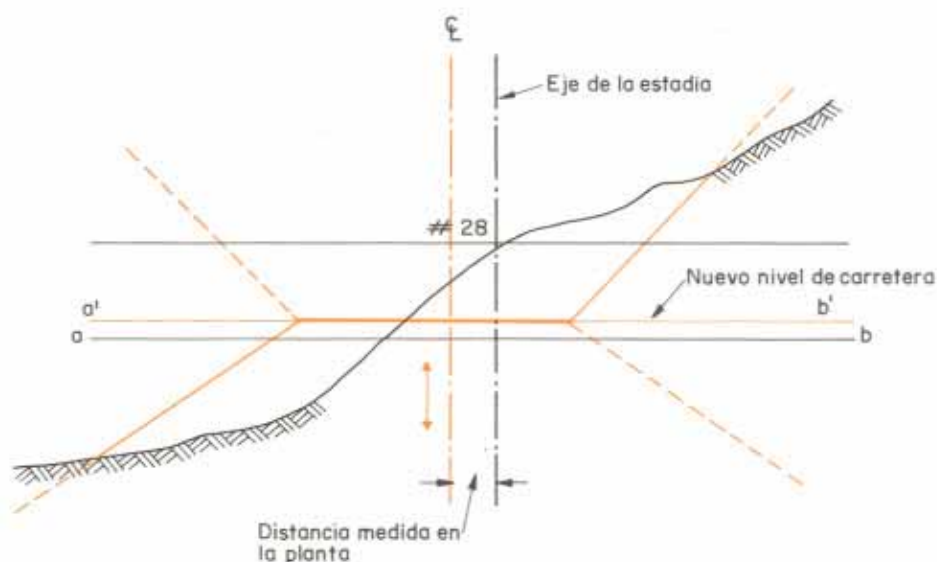


Fig. III-52. Fijación de la nueva rasante en una sección transversal.

Haciendo que el eje de la sección transversal típica coincida con la nueva posición del eje de la *L*, se desplazará la sección típica, moviéndola hacia arriba o hacia abajo, hasta obtener una posición que, aparentemente, dé nuevamente el mejor balance transversal del movimiento de tierras.

De esta manera se fija un nuevo nivel de carretera. Midiendo el desnivel entre este nuevo nivel de carretera y el del vértice o *PD* correspondiente, se obtiene un valor de corte o relleno que puede llevarse al perfil longitudinal.

Quinta etapa. Fijación de la nueva rasante en el perfil longitudinal.

La unión de los puntos así llevados constituye un nuevo perfil longitudinal que, para el alineamiento considerado, corresponde a secciones transversales a media ladera, con cortes y terraplenes balanceados.

Sin embargo, resultará seguramente todavía irregular y, por tanto, será necesario trazar otro nuevo perfil de rasante que, dentro de las normas establecidas, se ciña en lo posible al recién obtenido. Así, se obtiene una muy buena compensación transversal del movimiento de tierras.

En este momento, el anteproyecto habrá quedado bien ajustado.

En caso de desear una mayor compensación, el proceso de aproximaciones debe repetirse, volviendo a iniciar el ciclo del anteproyecto sobre esta última posición de rasante longitudinal. Ordinariamente esto no es necesario.

Aquí conviene notar que, como se ha venido trabajando sobre el perfil de la línea de estadia, los niveles que se pasan a los perfiles transversales no son los de la línea *L*, sino los de la estadia, a menos que la rasante se haya corregido oportunamente, tal como se explicó para el caso de anteproyecto en montaña.

3.6. CURVAS DE ENLACE. LINEAS DE *C* Y *T*. PUNTOS DE PASO

Finalizado el anteproyecto de la manera expuesta, se dispone en planta de una línea que constituye el eje de la carretera.

Las rectas (tangentes) de la *L* se fijarán en el plano por rumbos, trazándolas siempre con rumbos redondos hasta el medio grado ⁴. A partir de los rumbos podrán obtenerse las deflexiones entre las tangentes, y éstas se enlazarán con curvas circulares.

En la elección de las curvas de enlace deberán tenerse en cuenta las normas establecidas que fijan el radio mínimo en función de la velocidad de proyecto. Valores normales de los radios mínimos de curvatura son los siguientes:

TABLA III-1. RADIOS MINIMOS DE CURVATURA

Velocidad de proyecto (km/hora)	Radio mínimo de curvatura (metros)
50	70
65	120
80	200
95	300
110	500
130	900

Como se vio en el parágrafo 3.3, las normas fijan también que, en ningún caso, un alineamiento recto largo podrá enlazarse con curvas de radios menores que los indicados a continuación:

TABLA III-2. RADIOS MINIMOS DE CURVATURA PARA EL ENLACE DE ALINEAMIENTOS LARGOS

Longitud de alineamientos rectos (km)	Condición topográfica	Radios mínimos (metros)
0,75 a 2	Llano	700
Más de 2	Llano	2.000
0,75 a 2	Ondulado	500
Más de 2	Ondulado	1.200
0,75 a 2	Montañoso	350
Más de 2	Montañoso	700

Al seleccionar las curvas, debe procurarse siempre que tengan deflexiones pequeñas y radios grandes. Radios cercanos al mínimo permisible para la velocidad de proyecto deben emplearse solamente en condiciones extremas; normalmente conviene disponer radios grandes, aunque siempre tomando en cuenta la importancia de proveer rectas de paso.

Deflexiones hasta de 30 a 40° pueden considerarse agradables en un alineamiento sinuoso; deflexiones mayores hacen sentir las curvas al conductor y se adoptarán, por tanto, sólo cuando las condiciones existentes las hagan forzosamente indispensables.

Las curvas deberán ser siempre suficientemente largas, a fin de evitar la sensación de quiebres bruscos en los alineamientos. En general, 150 metros es suficiente para deflexiones hasta de 5°. Para deflexiones menores, la longitud mínima debe aumentarse en 30 metros por cada grado menos en la deflexión. Este requisito es difícil de satisfacer y generalmente no es importante en el caso de curvas largas de radios pequeños en montañas. La siguiente tabla fija los radios y desarrollos mínimos, dado el ángulo al centro de la curva, para el trazado de toda clase de carreteras.

TABLA III-3. RADIOS Y DESARROLLOS MINIMOS PARA DEFLEXIONES PEQUEÑAS.

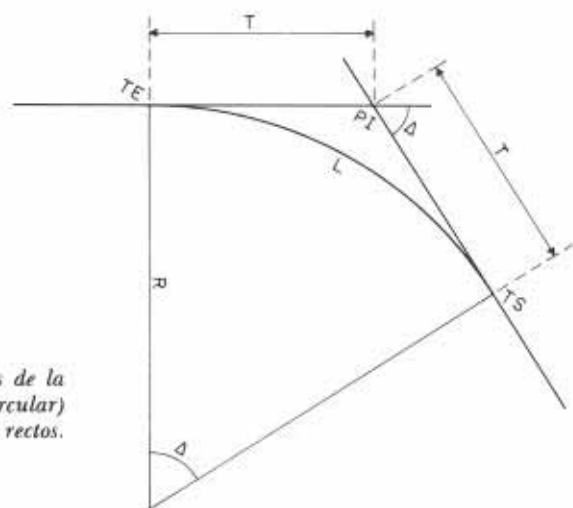
Angulo al centro	Radio mínimo (metros)	Desarrollo mínimo (metros)
2°	7.000	240
3°	4.000	210
4°	2.600	180
5°	1.700	150
10°	700	120

La distancia desde el vértice (*PI*) hasta la entrada o salida de la curva (*TE* o *TS*) viene dada por la expresión

$$T = R \operatorname{tg} 1/2 \Delta$$

Y la longitud de arco para la curva circular se obtiene mediante la fórmula

$$L = \frac{\pi R \Delta}{180}$$



$$T = R \cdot \operatorname{tg} \frac{1}{2} \Delta$$

$$CL = 2R \cdot \operatorname{sen} \frac{1}{2} \Delta$$

$$E = R \left(\sec \frac{\Delta}{2} - 1 \right)$$

$$M = R \left(1 - \cos \frac{\Delta}{2} \right)$$

$$L = \frac{\pi R \Delta}{180}$$

Fig. III-53. Elementos de la curva de enlace (circular) de los alineamientos rectos.

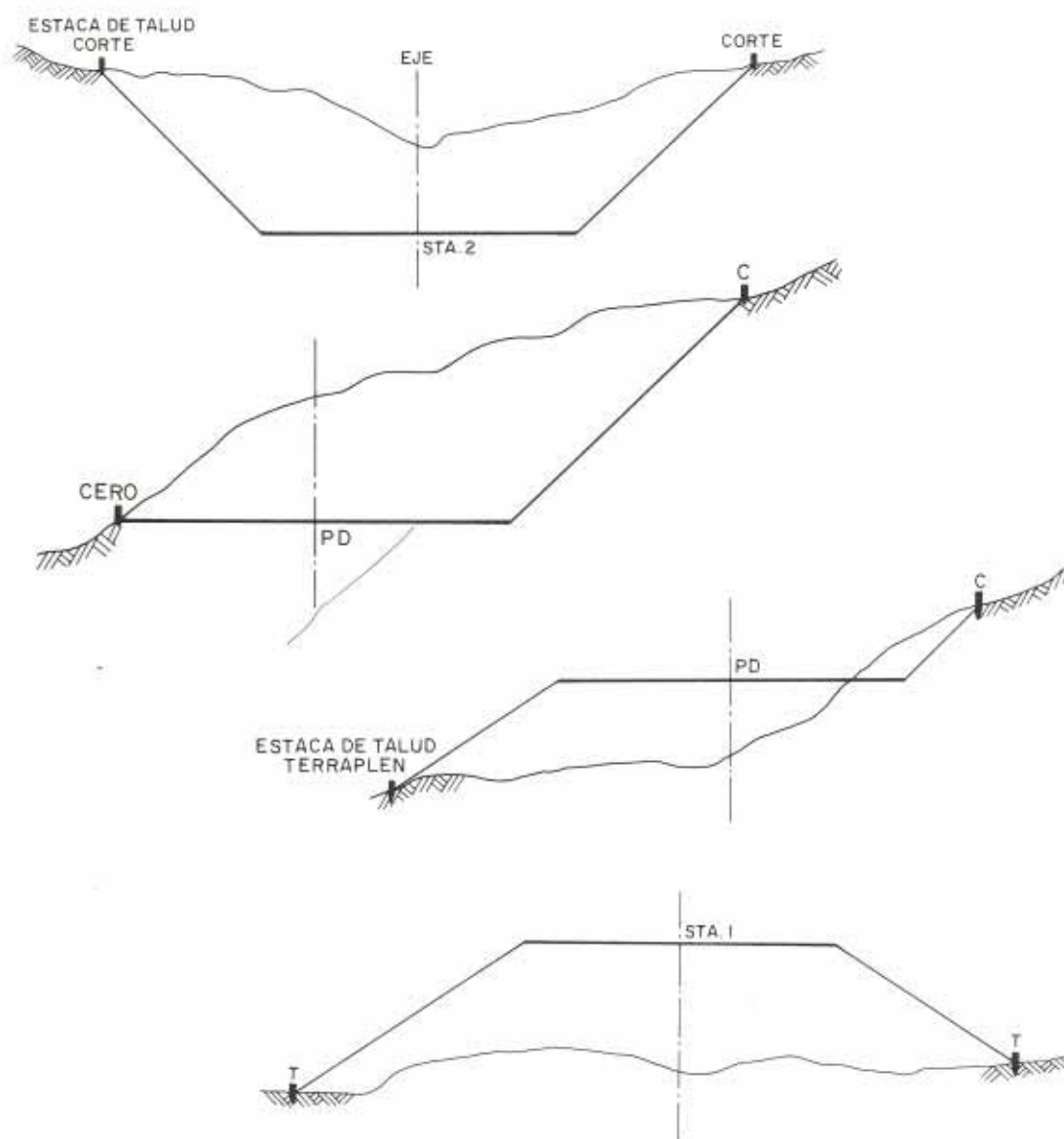


Fig. III-54. Estacas de talud (puntos c y t).

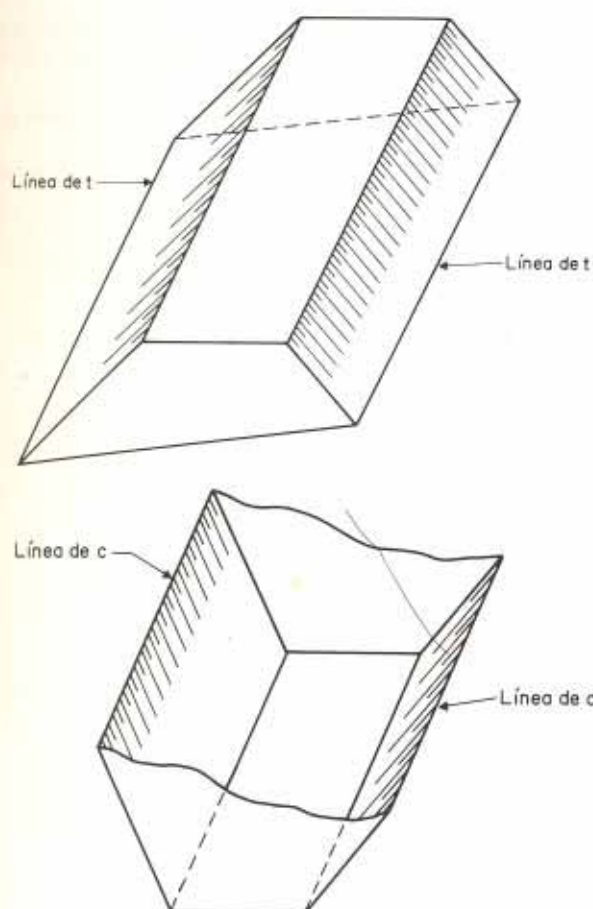


Fig. III-55. Líneas de c y t en tramos de secciones uniformes.

A fin de señalar la extensión de la faja que ocupará la carretera, así como el derecho de vía que será necesario adquirir, interesa ahora marcar los bordes de la plataforma y los puntos en que los taludes de corte y de terraplén llegan al terreno.

El borde de la plataforma se indica llevando paralelas al eje proyectado, a una distancia igual al semiancho de la vía.

En las secciones transversales es posible indicar los puntos correspondientes a las estacas de talud, es decir, los puntos en que los taludes, ya sean de corte o de terraplén, encuentran al terreno natural.

Midiendo cuánto a derecha o izquierda del eje quedan esas estacas y llevando esas distancias en la correspondiente sección transversal en planta, se obtienen los llamados *puntos c* (corte) y *puntos t* (terraplén). La unión de estos puntos constituyen las *líneas de c* y las *líneas de t*, las cuales limitan la faja de terreno que se ocupará con la construcción de la carretera.

Estas líneas serán continuas cuando, a cada lado de la carretera, las secciones transversales sean del mismo tipo; es decir, de corte o terraplén. En cambio, cuando de un mismo lado de la carretera haya secciones transversales distintas, las líneas de c y de t se encontrarán en el borde de la plataforma y la cruzarán para continuarse del otro lado.

La determinación de estos puntos, *puntos de paso*, es importante, ya que indican los lugares donde habrá que levantar nuevas secciones transversales, imprescindibles para el cálculo del movimiento de tierras.

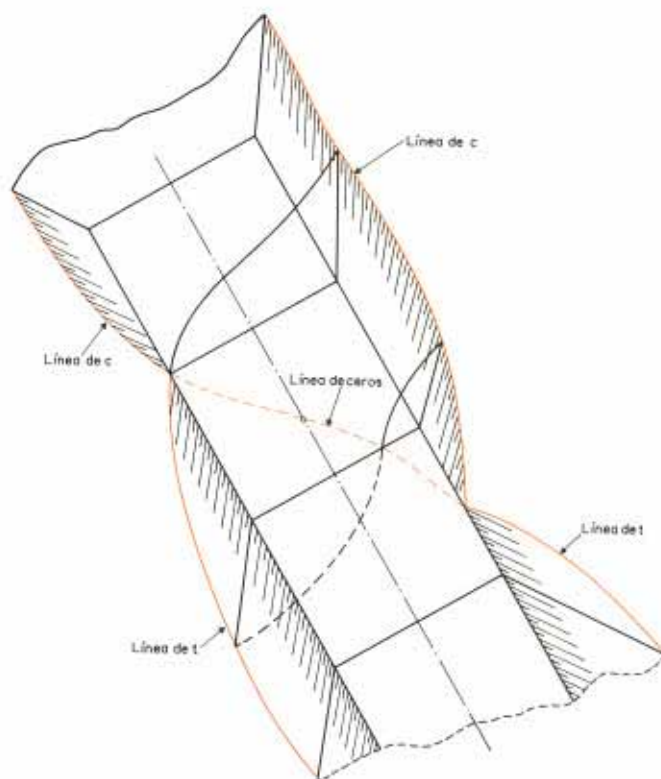


Fig. III-56. Líneas de c y t en tramos de secciones transversales de distinta naturaleza.

En el eje de la vía, el método para determinar los puntos donde la rasante encuentra al terreno es el siguiente:

En la figura III-57, suponiendo que el corte en A es d_1 , y el relleno de B es d_2 , si el terreno baja uniformemente entre A y B, el cambio total de elevación será $d_1 + d_2$.

Por B se traza BG, paralela a la rasante CF. Por triángulos semejantes (AFD y AGB) se obtiene

$$FD = x = \frac{L \cdot d_1}{d_1 + d_2}$$

Un esquema similar puede utilizarse para los bordes del talud.

La determinación de los *puntos cero*, c y t y de las correspondientes *líneas* puede hacerse también directamente en los planos con curvas de nivel.

La obtención de los puntos cero ya fue indicada en la

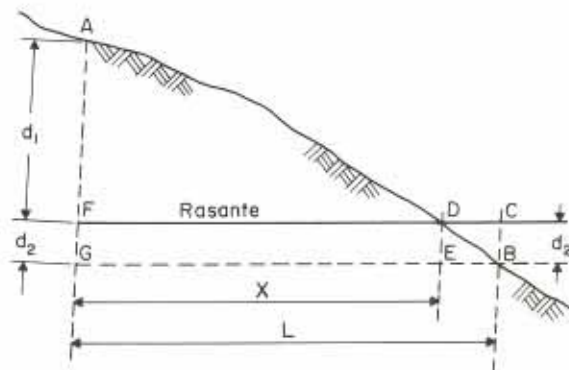


Fig. III-57. Determinación de un punto de paso.

figura III-38. Obsérvese que, si la rasante sigue una pendiente fija, la *línea de ceros* (unión de los puntos cero) seguirá esa misma pendiente.

En cuanto a la determinación de los puntos *c* y *t* en los planos de planta, el primer paso para localizarlos es fijar la cota de rasante en los bordes de la carretera.

Perpendicular a estos bordes se trazan líneas sobre las que se llevan las distancias $m = ab = bc = cd, \dots$ etc, iguales al valor numérico de la pendiente del talud, $m/1$, de la sección transversal típica. Con esto, en cada tramo marcado el talud

habrá subido o bajado 1 metro, según se esté en corte o en terraplén. El punto donde la cota del talud es igual a la del terreno será la ubicación del punto *c* o *t*.

La extensión de un corte o terraplén queda definida por su línea de *c* o *t*, respectivamente.

La misma puede obtenerse repitiendo el proceso anterior en varios puntos del eje y uniendo con rectas los puntos de la misma cota. La intersección de estas rectas con las curvas de nivel de igual cota determina los puntos *c* y *t*.

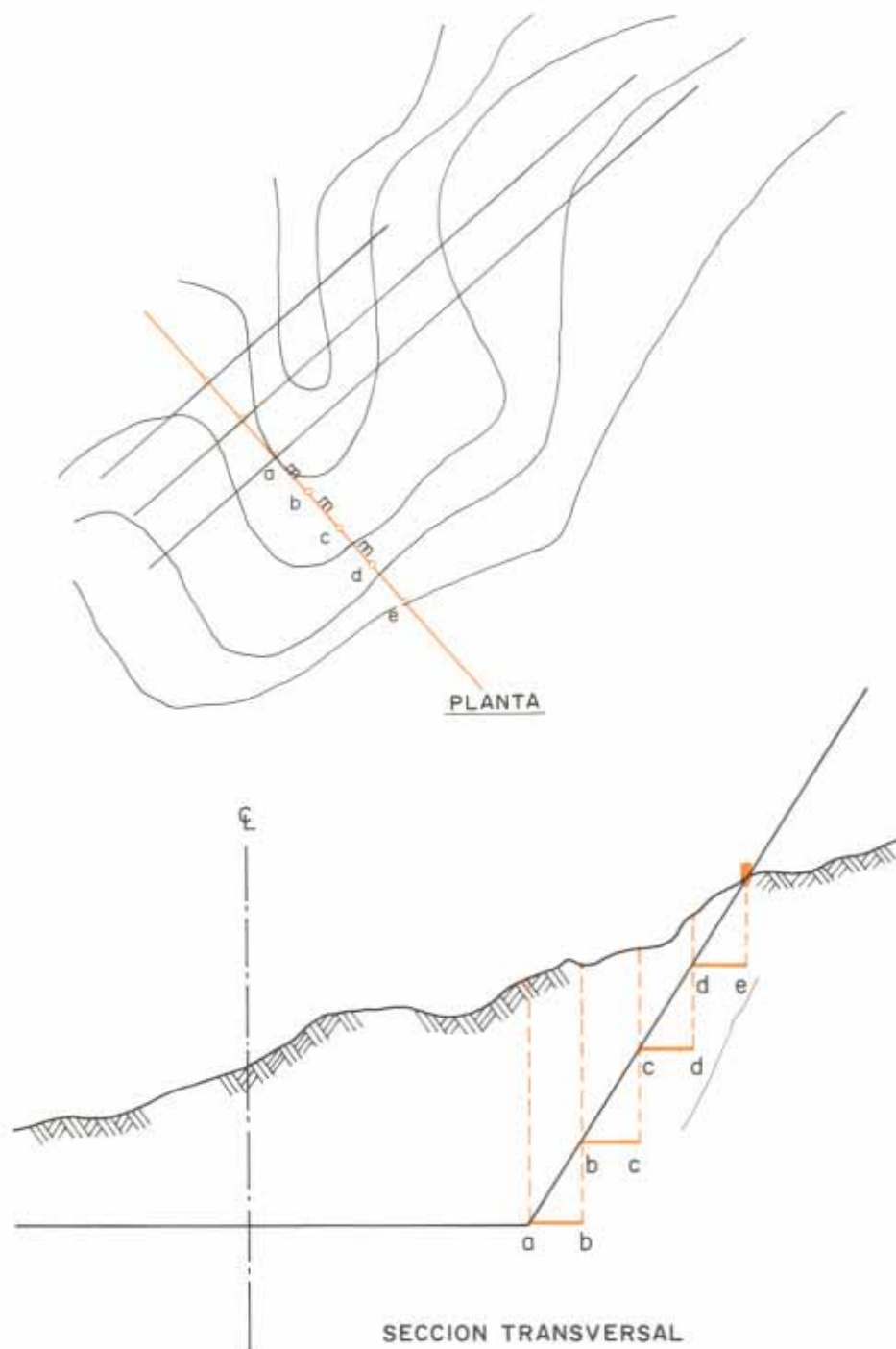


Fig. III-58. Obtención de los puntos *c* y *t* en un plano con curvas de nivel.

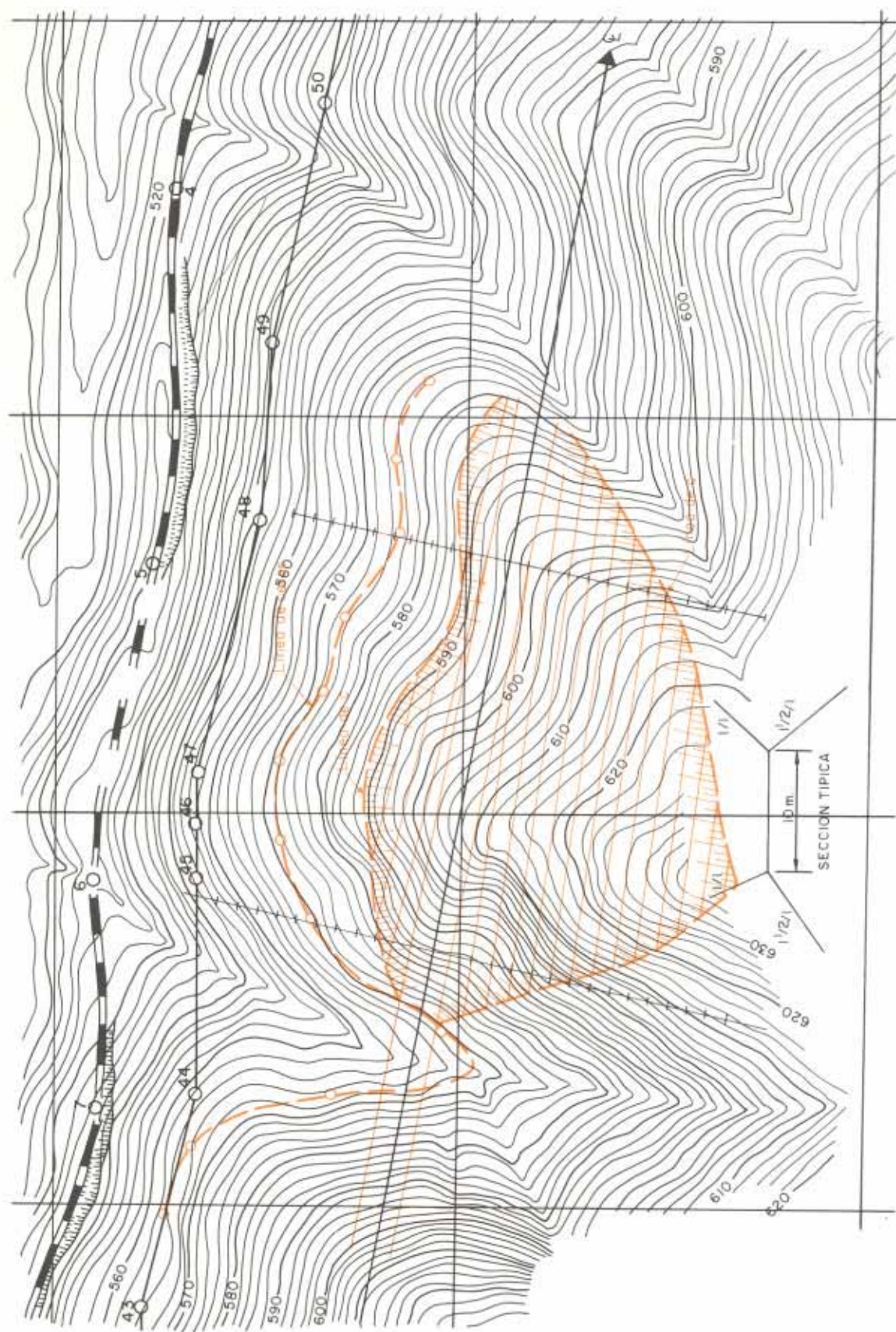


Fig. III-59 a). Línea de ceros y líneas de c y t en un plano de planta. Pendiente de los taludes de corte 1/1.

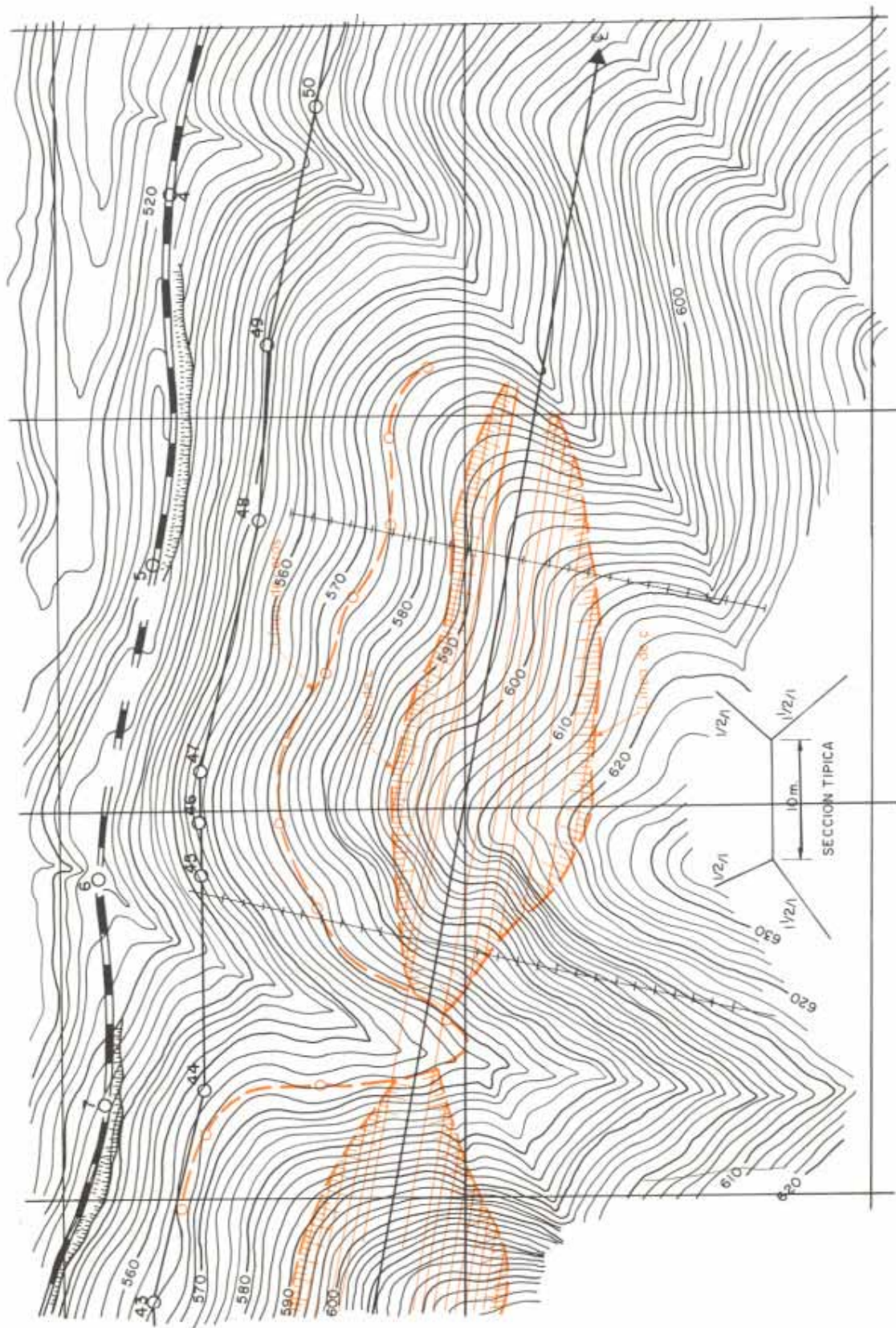


Fig. III-59 b). Línea de ceros y líneas de c y t en un plano de planta. Pendiente de los taludes de corte $1/2:1$.

3.7. NORMAS DEL MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS PARA LA PRESENTACION DEL PROYECTO PRELIMINAR O ANTEPROYECTO

Proyecto del eje

El proyecto del eje se llevará a cabo atendiendo a las normas y secciones típicas que le serán entregadas al proyectista.

En todo caso, los planos que se presenten para su revisión en la División de Estudios y Proyectos Básicos deberán incluir el proyecto de planimetría y un anteproyecto de rasante basado en el perfil longitudinal del terreno, deducido de las curvas de nivel.

El proyecto preliminar debe presentarse en tramos no menores de 10 km. El proyecto que se presente para su revisión deberá incluir el siguiente material.

- a) Plano de conjunto del sector que se entrega a revisión, indicando también las hoyas de drenaje o indicando su gasto de agua. Se prefieren planos en escala 1:25.000 de la Cartografía Nacional, si fuere posible su obtención, con los datos mencionados anteriormente.
- b) Planos del proyecto de planta en escala 1:1.000 (se aceptará la escala 1:2.000 sólo en terrenos francamente llanos y previa autorización por escrito del «Ministerio»).
- c) Planos de anteproyecto de rasante en escala $H = 1:1.000$ y $V = 1:100$ (se aceptarán las escalas $H = 1:2.000$ y $V = 1:200$ en terrenos francamente llanos y previa autorización por escrito del «Ministerio»).
- d) Deben presentarse los planos exigidos en forma nítida y ordenada, a fin de poder llevar a cabo su correcta interpretación y revisión.
- e) Un informe en el cual se explique y justifique el criterio que guió al proyectista en el proyecto del sector que se revisa. Este debe ser documentado con fotografías u otra clase de pruebas.

Planos de Planta

Los planos de planta que se sometan a revisión deberán entregarse en forma de copias heliográficas, dibujadas en tinta china negra, y deberán ajustarse a las siguientes normas:

- a) En el plano de planta debe aparecer la poligonal de precisión, dibujada a escala, con los siguientes datos:
 1. Número de vértices.
 2. Angulo de deflexión en cada vértice.
 3. Rumbo entre los vértices.
 4. Distancia calculada entre los vértices.
 5. Coordenadas de cada vértice.
- b) Deberán indicarse, en líneas finas pero visibles, las secciones transversales con sus acotamientos respectivos, que se utilizarán para el dibujo de las curvas de nivel.
- c) Se dibujarán las curvas de nivel de dos en dos metros de desnivel en zonas montañosas y onduladas, y de metro en metro, o menos si fuese necesario, en zonas llanas. Las curvas correspondientes a las cotas que son múltiplos de diez serán destacadas debidamente, a fin de facilitar su apreciación.

- d) Debe indicarse el norte astronómico y una cuadrícula de coordenadas en cada plano de planta; los vértices del eje, numerados consecutivamente y con sus coordenadas debidamente calculadas; los datos principales de cada curva, incluyendo ángulo de deflexión, radio, longitud de espiral, los diferentes elementos de la espiral; el peralte, sobreancho y velocidad admisible. En terrenos montañosos tiene que aparecer la línea cero.

Asimismo se indicarán las progresivas de todos los puntos notables de las curvas y se marcarán cada 100 m en las rectas. Debe también indicarse el tipo de terreno que atraviesa el trazado, tales como: rocoso, arcilloso anegadizo, fangoso, sabana, selva, etc. En el caso de los terrenos anegadizos hay que indicar la cota máxima de agua. Se levantarán y dibujarán en todos los planos los linderos de propiedades y cualquier obra como casas, pozos, acequias, postes eléctricos, instalaciones existentes o en proyecto, etc., dejando anotado el nombre de los propietarios respectivos dentro de los límites de la faja de levantamiento, como también el uso de la misma, tales como agricultura, ganadería, forestal, minería o industria, etc., especificando en cada caso la clase existente (ejemplo: naranjales, avicultura, ganado con pasto, cultivo o no, mina de cobre, cantera, fábrica de caucho, etc.).

- e) En los casos en que el proyecto presente obras especiales, tales como muros de sostenimiento o de pie, defensa de los taludes, gaviones, tablestacas, etc., se deberá dibujar en el plano de planta (y en el perfil longitudinal) la sección transversal con la solución propuesta en estos sitios, indicando la altura máxima y el largo.
- f) Se indicará la ubicación exacta, diámetro, tipo y calibre o dimensiones y el largo de las alcantarillas, pontones y puentes y, en general, de todas las obras de arte; largo y altura máxima en muros, tablestacados, etc.

Planos de perfil longitudinal

Los planos del anteproyecto de rasante deben ser dibujados en papel milimetrado, a lápiz, pero con trazo claramente visible, y deberán ajustarse a las siguientes especificaciones:

- a) Se dibujará el perfil natural del terreno deducido de las curvas de nivel de la planimetría, indicando todos los detalles importantes de la topografía del terreno, quiebres del mismo, quebradas, ríos, puntos obligados, con la suficiente profusión de cotas para que se puedan apreciar claramente los desniveles.
- b) En los planos de perfil longitudinal, tiene que indicarse la cota máxima de agua en quebradas y ríos, como también en los sitios donde se atraviesa una zona inundable. La subrasante será elevada a no menos de un metro sobre el nivel de las aguas máximas en las zonas inundables, y en los ríos el tirante de aire entre aguas máximas y la estructura del puente no debe ser menor de 1,50 m.
- c) En los casos en que el proyecto presente obras especiales, tales como muros de sostenimiento o de pie, defensa de los taludes, gaviones, tablestacados, etc., se deberá dibujar en el perfil longitudinal (y en el

plano de plantas) la sección transversal con la solución propuesta en estos sitios, indicando la altura máxima y el largo.

- d) Se dibujará la subrasante con las pendientes correspondientes a las longitudes en que se mantiene cada una de ellas, la cota y la progresiva de los cambios de pendiente, con indicación y dibujo de la curva vertical que le corresponda.
- e) Asimismo, se indicará en el perfil longitudinal la ubicación exacta y diámetro o dimensiones de las alcantarillas, pontones, puentes y, en general, todas las obras de arte.
- f) Sobre las alcantarillas tubulares hay que levantar la subrasante no menos de medio diámetro en cualquier punto de la alcantarilla.

Nota: Si por alguna diferencia en la topografía del terreno o por algún error en las curvas de nivel, las modificaciones propuestas por la División de Estudios y Proyectos Básicos no fueran convenientes, debe hacerse la consulta a esa División, antes de proceder al proyecto definitivo.

3.8. ESTUDIO ECONOMICO DE LOS ANTEPROYECTOS *

Como se deduce de lo visto en párrafos anteriores, el eje de una carretera puede considerarse como una línea curva en el espacio, que une dos puntos, el origen *O* con el destino *D*. Ambos puntos se encuentran sobre una superficie tridimensional irregular, que es el terreno, sobre el que se apoya constantemente la curva *OD*.

La curva *OD* ha sido estudiada en los planos por su proyección sobre el plano horizontal, es decir en planta, y

por su proyección sobre el plano vertical, o sea, el perfil longitudinal. Para líneas que cumplen con los requisitos de adaptación al terreno y con las normas establecidas, la selección de la óptima se basa en un criterio económico.

Es evidente que, al aumentar el número de alternativas investigadas, aumenta el costo del estudio del proyecto, pero ello, a la vez, puede conllevar una disminución del costo de la obra.

En general, se puede escribir que

$$C_t = C_p + C_{ob}$$

siendo

C_p = Costo del estudio del proyecto.

C_{ob} = Costo de la obra.

C_t = Costo total del proyecto.

Como puede verse en la figura III-60, el costo total C_t , disminuye al principio para aumentar después, pasando por un mínimo que es el que interesa encontrar. Es necesario aclarar que el gráfico representado en la figura anterior es diferente para cada proyecto y que depende del método o herramienta empleada en la resolución del problema. Así, por ejemplo, cuando se usa un computador durante la selección de la ruta, la pendiente de la recta representativa

* Esta sección y la de aplicación de los computadores ha sido elaborada en base a un trabajo del profesor José Luis Salgado. El autor, junto con el profesor Salgado, habían emprendido la tarea de redactar un Capítulo dedicado al uso de los computadores en el proyecto de carreteras. El repentino fallecimiento del profesor Salgado impidió este trabajo en colaboración. No obstante, en el texto se hace uso de los apuntes dejados por el profesor Salgado, como recuerdo a su memoria.

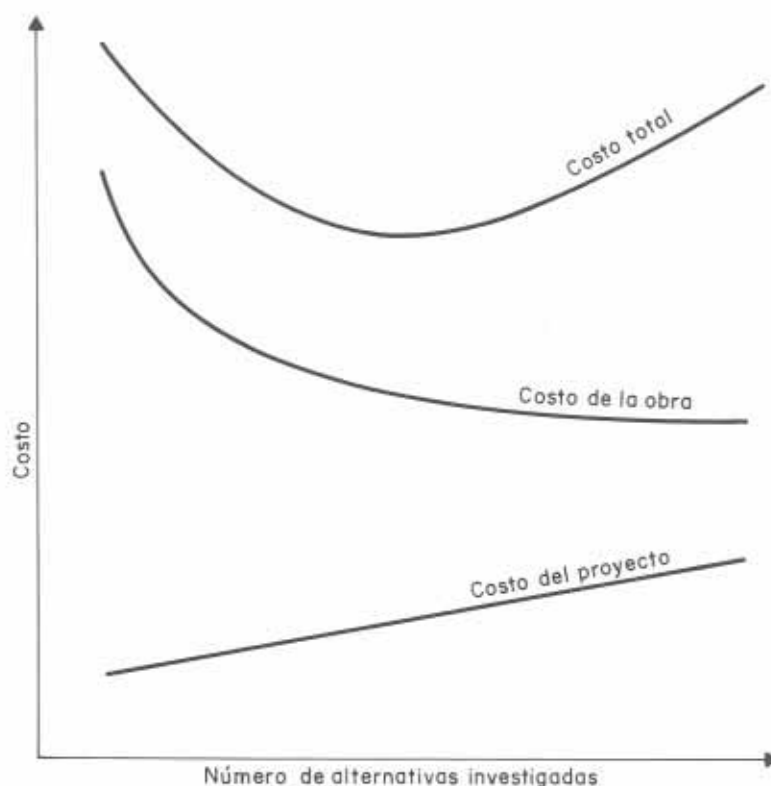


Fig. III-60. Relación entre el número de alternativas investigadas y el costo de una vía.

del costo del proyecto disminuye y, por consiguiente, el valor mínimo del costo total se corre hacia la derecha, lo que quiere decir que se puede estudiar mayor número de alternativas al mismo costo, tratando de encontrar la mejor.

El costo de la obra se puede subdividir en tres costos fundamentales. Son éstos

C_c = Costo de construcción de la vía, el cual se hace una sola vez al principio de su vida.

C_{op} = Costo de operación, continuo durante toda la vida de la obra.

C_m = Costo de mantenimiento, también continuo durante toda la vida de la obra.

Se tiene entonces

$$C_{ob} = C_c + C_{op} + C_m$$

Para poder visualizar mejor la relación entre ellos, es conveniente considerar dichos costos en forma anual, es decir, que si se estima que la obra va a estar en servicio n años, el costo anual de construcción se podrá escribir, en forma simplificada

$$C_c \text{ (anual)} = \frac{C_c}{n} \cdot F$$

en donde F es un factor de amortización del capital.

A su vez, el costo de construcción C_c puede descomponerse en suma de otros, tales como

C_{cm} = Costo del movimiento de tierras.

C_{cp} = Costo del pavimento.

C_{ce} = Costo de las estructuras.

C_{cd} = Costo del drenaje.

C_{cv} = Costo del derecho de vía.

De esta forma, se tiene

$$C_c = C_{cm} + C_{cp} + C_{ce} + C_{cd} + C_{cv}$$

Dichos costos son función del alineamiento horizontal o del alineamiento vertical elegido. En especial, el costo del movimiento de tierras y de las estructuras depende de ambos simultáneamente.

De la misma manera que se estima un costo anual de construcción de la vía, se puede considerar un costo anual de operación de la vía, el cual se podrá escribir, en forma simplificada,

$$C_{op} \text{ (anual)} = \frac{C_{op}}{n} \cdot V$$

siendo n el número de años de servicio de la obra, y V el volumen anual equivalente de tráfico por la vía, es decir, el conjunto de vehículos livianos y pesados por año.

El costo de operación, C_{op} , puede a su vez subdividirse en

C_{opg} = Costo de la gasolina.

C_{opa} = Costo del aceite.

C_{opc} = Costo del desgaste de neumáticos.

C_{opm} = Costo del mantenimiento general del vehículo.

C_{opt} = Costo del tiempo empleado en recorrer la vía.

e, integrándolos

$$C_{op} = C_{opg} + C_{opa} + C_{opc} + C_{opm} + C_{opt}$$

Dichos costos son función tanto del alineamiento horizontal como del alineamiento vertical elegidos.

Resumiendo todo lo anteriormente expuesto, el costo anual de la obra puede ser considerado como

$$C_{ob} \text{ (anual)} = C_c \text{ (anual)} + C_{op} \text{ (anual)} + C_m \text{ (anual)}$$

es decir

$$C_{ob} = C_{cm} + C_{cp} + C_{ce} + C_{cd} + C_{cv} + C_{opg} + C_{opa} + C_{opc} + C_{opm} + C_{opt} + C_m$$

Los factores económicos que mandan en la selección del alineamiento horizontal son, principalmente, el costo del movimiento de tierras, el costo del drenaje, el costo del derecho de vía y el costo del tiempo empleado en recorrer la vía.

Una vez elegido un alineamiento horizontal determinado, los factores económicos que mandan en la selección de alineamiento vertical son, principalmente, el costo del movimiento de tierras, el costo del tiempo empleado en recorrer la vía, el gasto de la gasolina y la depreciación del vehículo debido a su uso.

Suponiendo el costo de mantenimiento anual, C_m , constante e independiente de la variante escogida, es obvio que, a medida que se dedica más capital a la construcción de la vía, se mejora su ingeniería y, por lo tanto, el costo al usarla disminuirá. En efecto, al hacer, por ejemplo, un mayor movimiento de tierras, resultará un alineamiento más directo y con pendientes más suaves.

En la figura III-61 se puede apreciar la relación teórica estimada entre el costo de construcción y el costo de operación de una vía determinada.

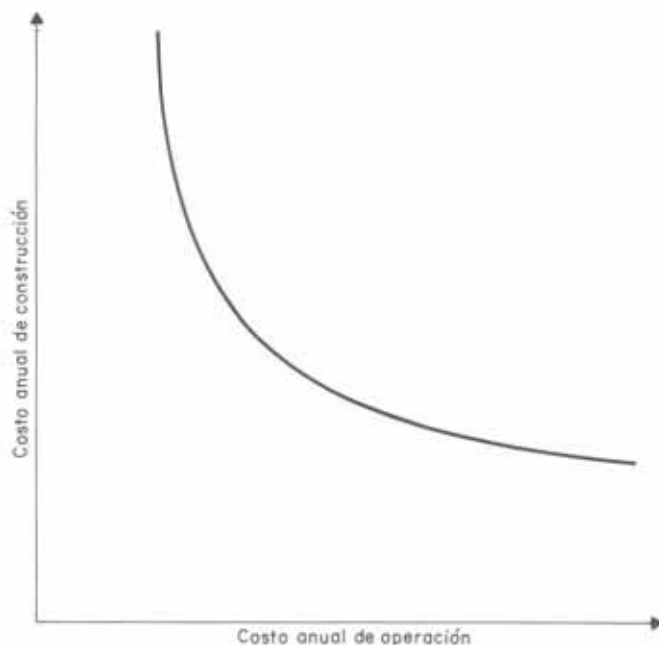


Fig. III-61. Relación teórica estimada entre el costo de construcción y el costo de operación de una vía.

Estando interesados en que la suma de los costos de construcción y de operación de la vía sea la mínima posible, habrá que determinar una cierta relación entre ellos

$$K = \frac{C_c}{C_{op}}$$

Dicha relación varía para cada proyecto y es difícil estimar cuánto más hay que gastar en la construcción para ahorrar en el costo total, es decir el valor de K para que $C_c + C_{op}$ sea mínimo.

Ecuaciones para el costo anual de una vía, similares a la anterior, pueden elaborarse con el grado de complejidad o perfeccionamiento que se desee.

Así, por ejemplo, una expresión desarrollada y aplicada en análisis efectuados en M.I.T.^{18, 19, 20}, es

$$TAC = CRF (cc + sc + pc + dc + ic + rc + lc) + \\ + EAT \left[\sum_{i=1}^j k_i (fc_i + trc_i + oc_i + mtc_i + dpc_i) + \right. \\ \left. + (t_i) (tc_i) (tur_i) + (mi) (mc) \right]$$

donde

TAC = Costo total anual.

CRF = Factor de recuperación de capital = $\frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1}$

cc = Costo de construcción.

sc = Costo de las estructuras.

pc = Costo del pavimento.

dc = Costo del drenaje.

ic = Costo de los intercambios o distribuidores.

rc = Costo de relocalización.

lc = Costo de las tierras y del derecho de vía.

EAT = Tráfico anual equivalente (vehículos/año).

j = Número total de tipos de vehículos.

k_i = Porcentaje de vehículos del tipo i .

fc_i = Costo de combustible de un vehículo tipo i .

trc_i = Costo de neumáticos de un vehículo clase i .

oc_i = Costo de aceite de un vehículo clase i .

mtc_i = Costo de mantenimiento de un vehículo clase i .

dpc_i = Depreciación en el costo de un vehículo clase i .

t_i = Tiempo que un vehículo clase i tarda en recorrer el alineamiento (horas).

tc_i = Valor del tiempo para un vehículo clase i .

tur_i = Valor de la imprecisión del tiempo para un vehículo clase i .

mi = Longitud de alineamiento.

mc = Costo anual equivalente de mantenimiento de una alternativa.

Una vez establecida la ecuación del costo de una obra, con el grado de complejidad que se desee, la decisión de seleccionar el trazado que vaya de O a D , cumpliendo ciertos requisitos impuestos por la geometría del terreno y las normas viales y tal que su costo sea mínimo, podría lograrse probando diferentes alternativas lógicas, analizándolas y

evaluándolas y comparando sus costos entre sí. La única forma posible de llevar a cabo este trabajo es con la ayuda de un computador.

3.9. UTILIZACION DE LOS COMPUTADORES ELECTRONICOS EN EL ESTUDIO Y PROYECTO DE CARRETERAS

Los computadores electrónicos, junto con la fotogrametría, han venido a constituir los más poderosos auxiliares del ingeniero de carreteras.

Desde el momento de su aparición, el computador electrónico ha sido utilizado por el ingeniero vial para los cálculos convencionales del diseño de carreteras²¹.

Al final de la década del 50 ya eran accesibles, desde el punto de vista comercial, programas de biblioteca para el cálculo de poligonales y del movimiento de tierras y el computador era apreciado por su rapidez de cálculo y la precisión de los resultados²².

La aparición del lenguaje algorítmico FORTRAN (Formulae Translator) en 1956 y su posterior desarrollo en los años siguientes (FORTRAN II y FORTRAN IV), así como el perfeccionamiento de sus respectivos compiladores, ha hecho posible el acercamiento del ingeniero a la máquina electrónica. Para resolver su problema, el usuario no tiene que conocer los mecanismos internos del computador; basta con que aprenda a escribir un programa en FORTRAN, lenguaje fácil, pues guarda semejanza con las expresiones algebraicas.

Dicho programa será corrido en el computador en busca de errores de codificación, y una vez que haya sido depurado de éstos quedará listo para ser almacenado en la memoria y ser utilizado tantas veces como sea necesario.

La llegada del FORTRAN trajo consigo el desarrollo de todo tipo de programas para el cálculo de las diferentes etapas de un proyecto vial. Sin embargo, el cálculo mediante el computador se limitaba a remedar, aunque de una manera más eficiente, más precisa y más perfecta, los mismos pasos y procedimientos seguidos anteriormente con máquinas de calcular de escritorio. Poco a poco se fue comprendiendo que con una herramienta tan poderosa eran factibles otros enfoques que modificaran la forma de trabajo del proyectista.

Uno de ellos es la manera de seleccionar la ruta con la ayuda del computador.

Más tarde, la aparición de los delineadores digitales electrónicos, con sus subrutinas de dibujo, no hizo sino dar una nueva forma de salida, más agradable, a los resultados numéricos obtenidos por el computador.

Durante el proceso de selección de ruta para el anteproyecto de una carretera se presentan varias alternativas. El trabajo del ingeniero proyectista consiste en seleccionar, en base a ciertos criterios, las que parecen mejores desde el punto de vista técnico y económico, evaluarlas, compararlas y tomar una decisión en cuanto a la escogencia de una de ellas. A medida que aumenta el número de alternativas estudiadas, mayor es la probabilidad de encontrar la solución más satisfactoria.

Precisamente, uno de los beneficios del computador es poder considerar un mayor número de alternativas y poder escoger, automáticamente, de manera racional y científica, una de ellas.

3.9.1. EL MODELO DIGITAL DEL TERRENO (DTM)

Para poder estudiar múltiples alternativas de un trazado es muy conveniente desarrollar un modelo matemático del problema. Esto fue llevado a cabo, por vez primera, por un equipo de profesores y estudiantes dirigidos por el profesor C. L. Miller, en el Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT), entre 1961 y 1963. Ellos elaboraron en FORTRAN I, un sistema de programas para la IBM 1620 (20K), del Departamento de Obras Públicas de Puerto Rico. Dicho sistema de programas, que recibió el nombre de DTM (Digital Terrain Model), es utilizado para buscar, dentro del modelo, la ruta más económica desde el punto de vista del costo del movimiento de tierras²³.

Mediante el DTM se forma un modelo tridimensional de la superficie del terreno, el cual se almacena, en forma digital, en la memoria del computador. Este modelo se forma introduciendo en la memoria del computador los puntos necesarios para representar, lo más fielmente posible, la topografía de la zona por las coordenadas de sus puntos.

La obtención de los datos del modelo suele hacerse a partir de planos aerofotogramétricos, pues éstos son los únicos que permiten obtener económicamente las tres

coordenadas X, Y, Z , de los puntos del terreno dentro de una zona de levantamiento lo suficientemente ancha como para poder proyectar en ella los diferentes trazados que van a ser estudiados.

Cada punto está referido a una línea base, la cual está formada por tramos que pueden estar unidos por arcos de circunferencia. Sobre esta línea base se mide la coordenada, que es la progresiva de levantamiento.

La línea base debe estar centrada en la zona de interés dentro de la cual van a estar todos los alineamientos en estudio.

Sobre dicha línea base, y normal a ella, se levantan las secciones transversales, distanciadas entre sí de acuerdo a la escala de que se disponga, la topografía del terreno, y la precisión de levantamiento deseada.

La distancia del punto considerado a la línea base es la coordenada Y del punto (negativa a la izquierda, positiva a la derecha) y la cota es la coordenada Z del punto.

Las coordenadas de los puntos del terreno son perforadas en tarjetas, bien de una forma automática desde un estereoplanógrafo u otro aparato de restitución, o bien manualmente a partir de planillas de datos preparadas al efecto tomando las coordenadas de los puntos del plano topográfico correspondiente.

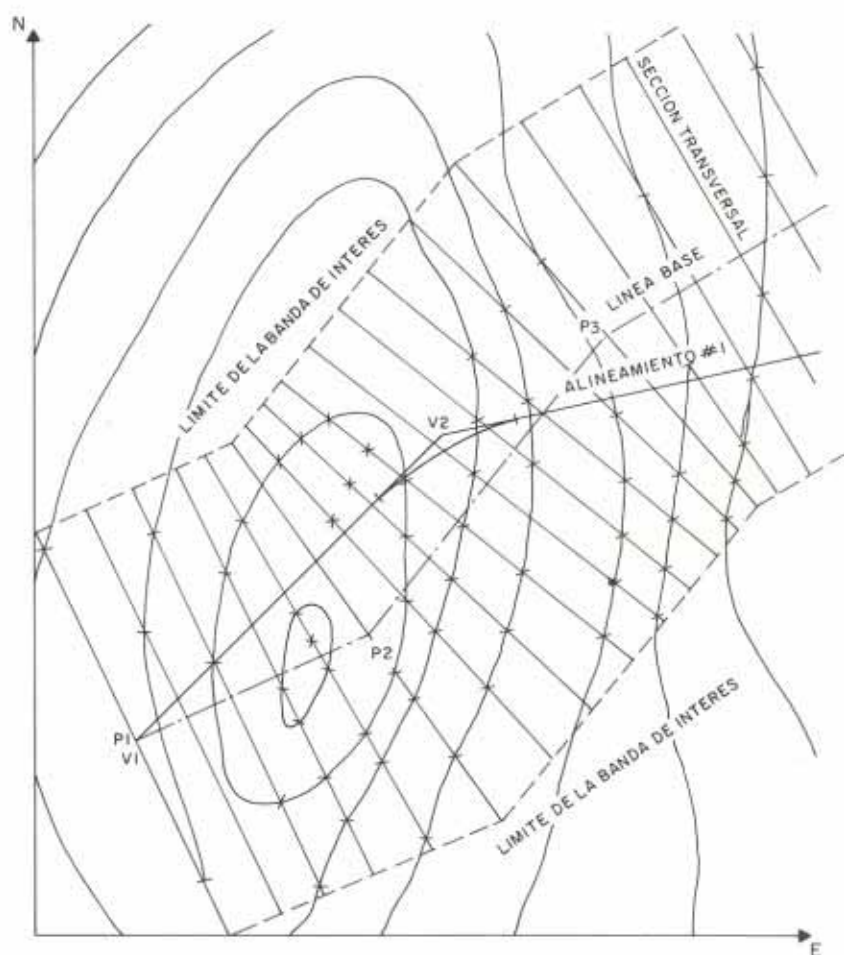


Fig. III-62. Levantamiento de los datos del terreno en el sistema DTM.

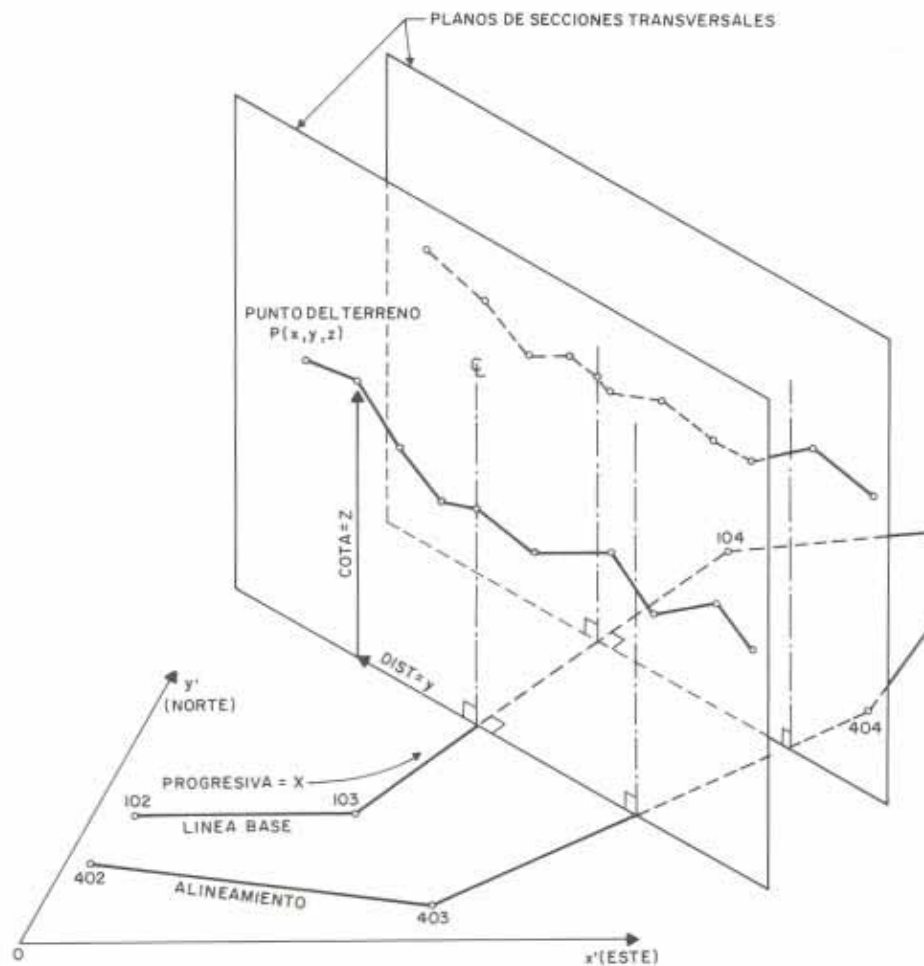


Fig. III-63. Levantamiento de los datos del terreno: perspectiva.

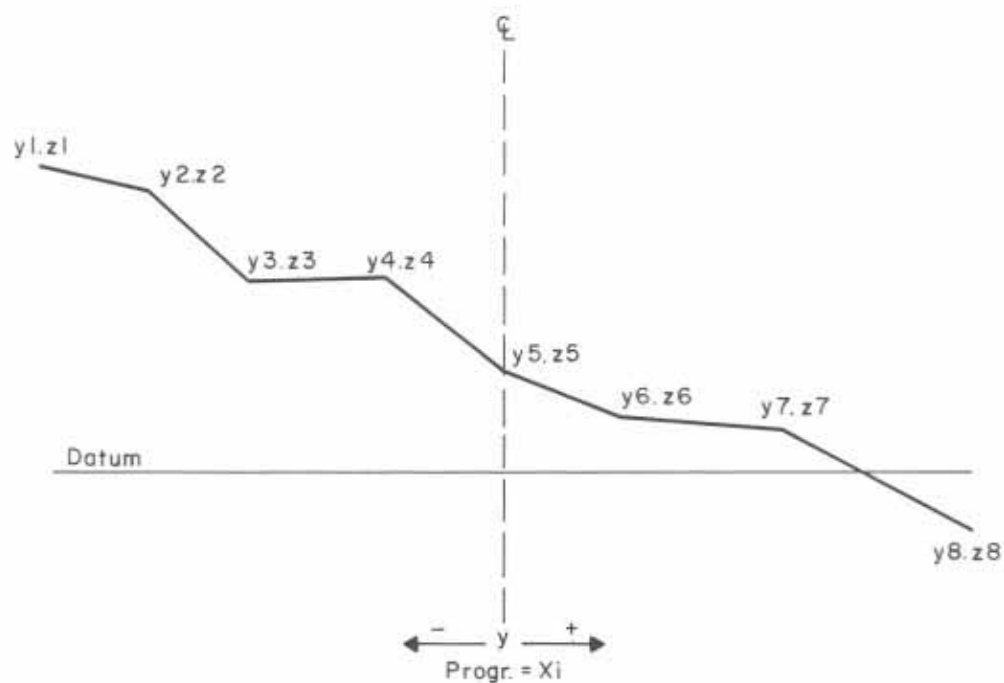


Fig. III-64. Sección transversal del levantamiento de los datos del terreno.

PLANILLA DE DATOS DTM 1

UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE PROCESAMIENTO DE DATOS

FECHA
PAG. DE

PLANILLA TIPO 2

NUMERO
LINEA

BASE PROGRESIVA	DIST	COTA	DIST	COTA	DIST	COTA	DIST	COTA	DIST	COTA
1										
1										
1										
1										
1										

PLANILLA DE DATOS DTM 1

UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE PROCESAMIENTO DE DATOS

FECHA
PAG. DE

PLANILLA TIPO 3

VERTICE	COORDENADAS		RADIO	GRADO CURVATURA	TANGENTE	EXTERNA
	ESTE	NORTE				
3						
3						
3						
3						
3						

Fig. III-65. Modelos de planillas para la anotación de los datos del terreno y de la geometría horizontal.

3.9.1.1. Sistema DTM del Massachusetts Institute of Technology (MIT)

El sistema DTM original consta de los siguientes programas:

- a) *Preparación del terreno.* Durante la fase de digitalización del terreno hay gran cantidad de datos y es frecuente la aparición de errores de levantamiento o perforación. El uso de un programa filtro, antes de entrar de lleno en la fase de proyecto, servirá para ahorrar tiempo y esfuerzo.

- b) *Proyecto del alineamiento.* Se calcula la geometría horizontal de la línea base y de cada uno de los alineamientos en estudio. Estos pueden estar a uno u otro lado de la línea base o bien cortar a ésta. La geometría horizontal se calcula en base a los datos de las curvas horizontales y coordenadas de los vértices introducidos en el computador en esta fase del proyecto. A continuación se calcula el perfil longitudinal de cada alineamiento. Para ello se halla la intersección A de cada sección transversal del levantamiento con el eje del alineamiento considerado.

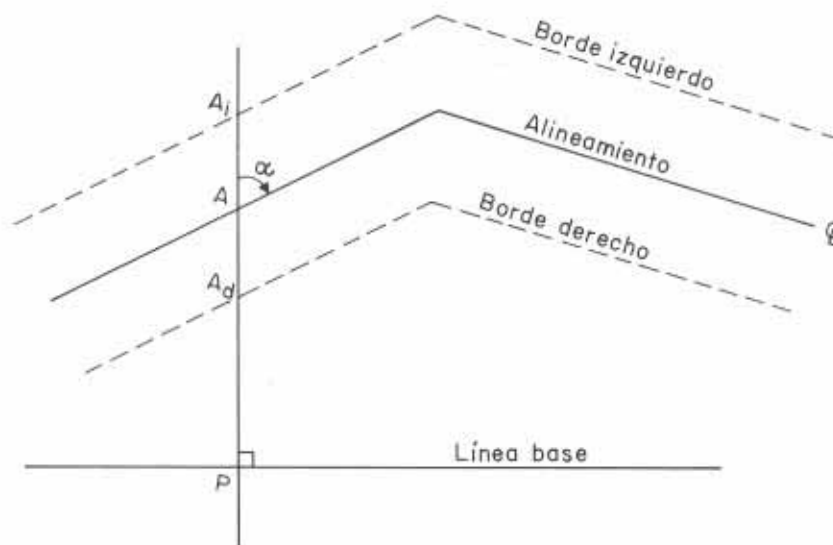


Fig. III-66. Obtención del perfil longitudinal de un alineamiento.

UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE PROCESAMIENTO DE DATOS

FECHA
PAG. DE

PLANILLA DE DATOS DTM 2 GEOMETRIA VERTICAL

PLANILLA TIPO 4

VERTICE NUMERO	PROGRESIVA	COTA	LONGITUD CURVA VERT.
6			
6			
6			
6			
6			
6			
6			
6			
6			
6			
6			

NOTA: INDICAR TERMINO
DEL ALINEAMIENTO

Fig. III-67. Planilla para la anotación de los datos de la geometría vertical.

PLANILLA DE DATOS
DTM 2
SECCION TIPICA

FECHA
PAG. DE

PLANILLA TIPO 5

9	CLLO	CLHI	CCL	DY TIE	DZ TIE	CCR	CRHI	CPLO
9	FLLO	LLHI	FCL	FMUL	CHUL	FCR	FRHI	FRLO

7	DY	①	DZ	DY	②	DZ	DY	③	DZ	DY	④	DZ
---	----	---	----	----	---	----	----	---	----	----	---	----

PLANILLA DE DATOS
DTM 2
CAMBIOS DE SECCION

FECHA
PAG. DE

PLANILLA TIPO 6

NUMERO DEL SEGMENTO	PROGRESIVA		NUEVOS VALORES	
	DE	A	DY	DZ
8				
8				
8				
8				
8				
8				
8				
8				
8				
8				
8				

Fig. III-68. Planillas para la anotación de los datos de la sección típica y de los cambios de sección.

En la figura III-66, la distancia PA entre la línea base y el alineamiento, la progresiva del punto P en la línea base, la progresiva del punto A en el eje de estudio, y el ángulo que forman la sección transversal con el eje, son obtenidos y almacenados para ser utilizados posteriormente; las cotas de los puntos A , A_i y A_d , en el eje, en el borde izquierdo y en el borde derecho de la vía, respectivamente, son obtenidas interpolando las cotas de los datos del terreno en el modelo digital.

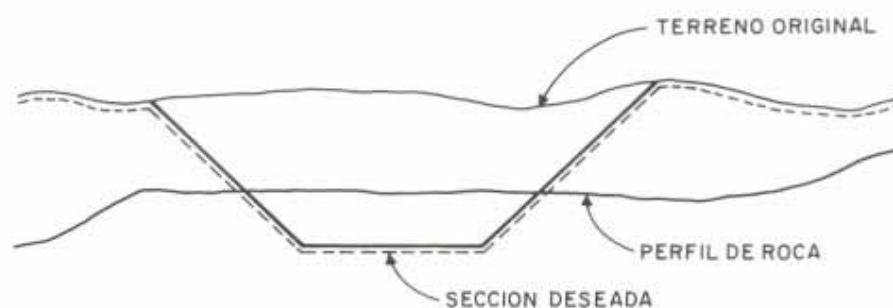
Una subrutina de dibujo imprime el perfil longitudinal del terreno en el eje, a la izquierda y a la derecha de la vía, a lo largo de cada uno de los alineamientos.

- c) *Diseño de la vía.* Este programa calcula la geometría vertical de cada alineamiento (pendientes entre vértices y parámetros de las curvas verticales), a continuación la posición de las estacas del talud, las áreas de corte y relleno, y los volúmenes de tierra entre secciones. Finalmente calcula el diagrama de masas e imprime los resultados. Al calcular las secciones transversales, existen dos criterios de corte y dos de relleno. Primero se prueba con el talud más suave, y, en el caso de que éste

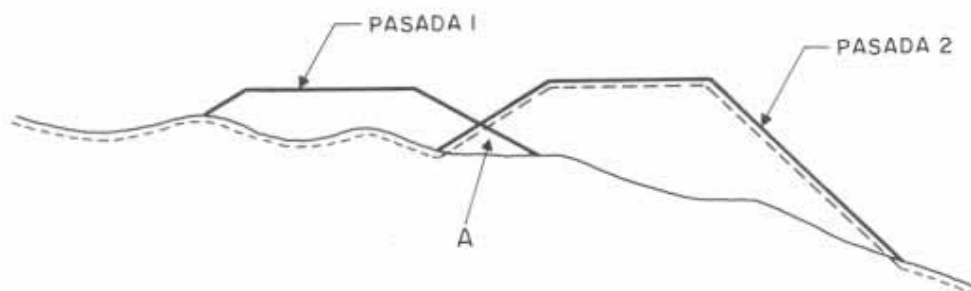
no intercepte el terreno existente en la memoria del computador, se prueba con el talud más fuerte. En el caso de que tampoco haya intersección, el programa ignora totalmente la sección, da un mensaje y pasa a la siguiente, para no interrumpir el proceso.

- d) *Clasificación de materiales.* A fin de tomar en cuenta la presencia de una zona rocosa, diferenciar el volumen de roca del de tierra y evaluar correctamente el movimiento de tierras en el caso de dos vías cuyas estacas de talud se superpongan (caso de distribuidores de tráfico), hay que hacer dos pasadas por la máquina. En la primera se considera el terreno natural (o una sola de las vías, en el caso de dos superpuestas) y se forma el terreno construido, es decir la topografía modificada. Con estos nuevos datos del terreno se hace una segunda pasada por el computador, obteniéndose los resultados definitivos.

El sistema de programas original de M.I.T., con pequeñas modificaciones, fue puesto a funcionar en Venezuela, en el sistema IBM 1620 del Ministerio de Obras Públicas en 1964²⁴. En 1967 fue modificado considerablemente, desarrollándose programas para el dibujo de perfiles longitudinales, secciones transversales y diagramas de masas²⁵.



a) CASO DE ROCA



b) CASO DE SOLAPAMIENTO

Fig. III-69. Casos del terreno modificado.
a) zona rocosa; b) estacas de talud superpuestas.

3.9.1.2. Sistema DTM de la Universidad Central de Venezuela

En 1970, el sistema DTM fue modificado y adaptado al equipo Burroughs B-5500 de la Facultad de Ingeniería de la U.C.V., desarrollándose el sistema DTM/UCV^{26, 27}.

El sistema DTM/UCV consta de dos programas principales que permiten efectuar la rápida evaluación de varios alineamientos a nivel de anteproyecto, a fin de estudiar el movimiento de tierras a realizar en cada uno de ellos. Los programas de preparación del terreno y de clasificación de materiales han sido eliminados en pro de una mayor eficacia del sistema.

El programa DTM-1 calcula la geometría horizontal y el perfil longitudinal de cada uno de los alineamientos, y el programa DTM-2 calcula el área de las secciones transversales, los volúmenes entre ellas y el diagrama de masas.

Sin salirse de los límites del modelo y trabajando sobre el plano topográfico, el ingeniero proyectista escoge varios alineamientos tentativos y suministra sus características al computador por medio de las coordenadas Norte y Este de sus vértices y uno de los parámetros —tangente, radio o

externa— de las curvas horizontales, las cuales se suponen circulares, pues no se necesita gran exactitud en los resultados de esta fase estimativa del proyecto.

El programa DTM-1 determina los parámetros restantes de las curvas, completando el cálculo del alineamiento horizontal con las distancias y los rumbos, e interpolando en el modelo digital para hallar los perfiles longitudinales del terreno a lo largo de cada una de las alternativas en estudio.

Como resultado de esta primera pasada por la máquina se obtiene, en forma tabular, la geometría horizontal y el perfil longitudinal de cada trazado.

En una segunda fase del trabajo, el ingeniero proyecta en los perfiles obtenidos la rasante de la vía y suministra al computador las progresivas y cotas de los *PI*, además de la sección típica de la vía en el tramo correspondiente, con los criterios de talud en corte y en relleno.

Mediante la utilización del DTM-2, y en una segunda corrida por la máquina, se obtienen los resultados correspondientes a la geometría vertical, áreas de corte y relleno, posición de las estacas de talud, volúmenes acumulados y diagrama de masas, para cada alineamiento.

GEOMETRIA VERTICAL Y VOLUMENES DE TIERRA

N.º L-B	PROGRESIVA		Cota Eje C.	Pend.	ESTACAS DE TALUD		Volúmenes corte	Parciales relleno	Volúmenes corte	Acumulados relleno	Diagrama de masas
	Línea B.	Eje C.			Izq.	Der.					
1	0,00	0,00	520,00	,46	17,85	18,75	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1	200,00	201,17	520,93	,46	25,79	25,36	13146,6	24298,0	13146,6	24298,0	- 11151,4
1	400,00	404,73	521,87	,46	26,26	25,85	0,0	50627,4	13146,6	74925,4	- 61778,8
1		407,00	521,88	P.C.							
1		457,00	521,76	P.T.							
1	600,00	609,47	520,31	- ,95	17,01	17,08	0,0	32633,4	13146,6	107558,9	- 94412,3
1		775,00	518,73	P.C.							
1		825,00	518,62	P.T.							
1	1000,00	1019,59	519,59	,50	15,10	15,09	2824,9	12896,5	15971,5	120455,4	- 104483,9
1	1200,00	1223,48	520,61	,50	13,74	13,71	1404,4	1133,8	17376,0	121589,3	- 104213,2
1	1400,00	1425,27	521,62	,50	14,47	14,66	0,0	3510,2	17376,0	125099,5	- 107723,4
1		1462,50	521,81	P.C.							
1	1500,00	1525,33	522,16		14,68	14,68	125,9	1194,4	17502,0	126293,9	- 108791,8
1		1537,50	522,23	P.T.							
1	1600,00	1625,33	522,78	,62	14,02	13,96	125,9	777,7	17627,9	127071,6	- 109443,6
1	1700,00	1725,33	523,41	,62	14,20	13,44	0,0	1420,5	17627,9	128492,1	- 110864,2
1		1762,50	523,65	P.C.							
1	1750,00	1775,33	523,74		14,94	14,97	254,9	326,5	17882,9	128818,7	- 110985,8
1	1800,00	1825,21	524,33		15,18	13,66	254,3	530,0	18137,2	129348,7	- 111211,5
1	1850,00	1874,90	525,28		17,09	22,75	4057,9	979,7	22195,1	130328,5	- 108133,3
1	1900,00	1924,56	526,59		14,58	22,28	10451,1	451,5	32646,3	130780,0	- 98133,7
1		1917,50	527,00	P.T.							
1	1950,00	1974,37	528,17	3,20	16,75	16,76	6506,4	1338,2	39152,8	132118,3	

Fig. III-70. Planilla típica de salida de resultados (geometría y volúmenes de tierra) del DTM.

3.9.1.3. Observaciones sobre el DTM y recomendaciones para su uso

El sistema DTM fue concebido y desarrollado en un país de características geográficas y en etapa de desarrollo muy peculiares. Es por ello que su aplicación en Venezuela presenta a veces ciertos problemas, siendo el primero de ellos el referente a la obtención de los datos del terreno.

Por otra parte, el uso del DTM requiere cierta experiencia previa a su manejo. Debido al gran costo de la obtención de los datos del terreno, he aquí algunas recomendaciones de carácter general sobre su uso:

- Para poder beneficiarse realmente del sistema DTM es necesario una zona de interés mucho más ancha que la de 100 metros que en la actualidad se acostumbra a levantar topográficamente. Este ancho no se puede precisar a priori, pues depende de los casos, pero debe ser suficiente para poder incluir dentro de dicha zona todos los alineamientos que se juzguen necesarios hasta conseguir el óptimo.

- Seleccionar la escala de levantamiento adecuado para los planos topográficos. Naturalmente, dicha escala depende mucho de la topografía del terreno, pero una escala de 1:2.000 ó de 1:5.000 parece adecuada para poder trabajar cómodamente y obtener resultados aceptables.
- La manera más adecuada de obtener el levantamiento es la aérea. Cuando no se disponga de mapas aéreos en las escalas mencionadas, deberá hacerse un levantamiento aéreo especial y el costo y el tiempo de dicho levantamiento deben ser tomados en cuenta al considerar la utilización del sistema DTM.
- Dibujar todos los alineamientos a ser estudiados y delimitar la zona de interés dentro de la cual van a caer todos ellos.
- Elegir una línea base única, centrada respecto a todos los alineamientos y que vaya aproximadamente paralela a ellos. La línea base no debe hacer en ningún momento ángulos cercanos a 90° con ninguno de los alineamientos, para que no haya error al es-

timar las áreas de las secciones transversales. Estas son calculadas sobre las normales a la línea base y después proyectadas sobre las normales a los alineamientos.

- f) A ser posible, digitalizar el terreno de una manera automática durante la restitución de los planos aerofotogramétricos, dentro de la zona de interés, con objeto de disminuir el número de errores de levantamiento de datos y acelerar el trabajo. Esta fase es la más laboriosa de todo el proyecto.
- g) La separación entre las secciones transversales del levantamiento debe ser variable, de acuerdo con la topografía del terreno.
- h) Antes de ejecutar el DTM-2, obtener los resultados del DTM-1 para cada uno de los alineamientos, pues en la primera fase del trabajo ya pueden ser desechados o modificados algunos de ellos.

3.9.2. EL SISTEMA SIMULADOR DE LA OPERACION DE VEHICULOS

En el costo de una vía se distinguen dos aspectos: el costo de su construcción y el costo de su operación futura. Hasta ahora se ha considerado, mediante el uso del DTM, únicamente el primero de ellos. Sin embargo, los costos asociados con la operación de la vía son tan importantes como la inversión inicial de capital para su construcción. Es pues necesario, si se desea llegar al costo mínimo de la vía, considerar de alguna manera este segundo aspecto.

Los costos de operación se caracterizan por una suma de costos pequeños multiplicados por un número grande de viajes. El número de viajes influye, por lo tanto, de una manera extraordinaria, en los costos de operación de la vía, y su predicción, aunque sea de una manera bastante aproximada, es indispensable para una buena estimación de éstos. Para simplificar el problema se supone que por todas las alternativas en estudio circula el mismo número de vehículos pesados y livianos.

La determinación de todos los costos pequeños de operación requiere el cálculo de los costos directos de operación de los vehículos, cuando circulan por la vía, y el del costo del tiempo de los usuarios.

Paralelo al sistema DTM, el Departamento de Ingeniería Civil de MIT ha desarrollado un sistema de programas de *Simulación de la circulación de los vehículos y de sus costos de operación* para estimar el gasto de gasolina, aceite, neumáticos y mantenimiento de un vehículo determinado, así como el costo del tiempo del usuario al recorrer una vía propuesta, dada por su alineamiento vertical.

Los costos de operación de un vehículo son función directa de su velocidad, por lo tanto del número de revoluciones del motor, de su fuerza de tracción y de la carga del vehículo. A su vez, dichas variables dependen del perfil longitudinal de la vía.

Conocido el peso del vehículo y la pendiente de la vía, se puede calcular la resistencia al avance y, por tanto, la fuerza de tracción necesaria que debe ser suministrada por el motor. La diferencia entre la fuerza de tracción y la fuerza resistente, más las pérdidas por fricción, es la fuerza que acelera al vehículo.

El sistema de programas simula a un vehículo que

arranca, acelera, cambia de velocidad, descelera, frena, se para y se queda en neutro, de la misma manera que lo hace un vehículo real. Calcula además, en cada intervalo de tiempo, el efecto de las características de la vía sobre la velocidad, comportamiento del vehículo, revoluciones del motor y los costos asociados.

Los datos necesarios para la utilización del programa son los siguientes:

- a) Datos descriptivos del vehículo: su peso, área frontal, número y tamaño de los neumáticos, número y tamaño de los cilindros, número de velocidades, razón de engranaje y velocidades de cambio, así como una tabla de consumo de gasolina para las diferentes revoluciones del motor.
- b) Datos descriptivos de la vía: el alineamiento vertical de cada variante en estudio, dados por sus PICV y longitud de las curvas verticales, el peralte de las curvas horizontales, velocidades máximas de circulación en los diferentes tramos, puntos de parada y tiempos de parada.
- c) Datos descriptivos del volumen de tráfico: tipo y número de los diferentes vehículos por unidad de tiempo.
- d) Otros datos adicionales son los datos descriptivos de los costos unitarios de gasolina, neumáticos, aceite, mantenimiento y tiempo del usuario.

Como salida de resultados del programa se obtiene una tabla de costos acumulados en cada incremento del tiempo, para cada tipo de vehículo, cuando éstos circulan por el alineamiento propuesto, así como un resumen final de costos. Dicha tabla se puede dibujar mediante el delineador electrónico.

3.9.2.1. Observaciones al Sistema Simulador de la Operación de Vehículos

El problema del congestionamiento del tránsito, debido a los grandes volúmenes de vehículos que se desplazan por la vía, puede ser considerado en el programa disminuyendo las velocidades de circulación por ella, obteniéndose así un aumento en el costo de operación. En efecto, el consumo de gasolina aumenta considerablemente, así como el tiempo de recorrido, con un aumento correspondiente en los costos.

En el caso de pendientes fuertes prolongadas, el costo de operación del camión pesado se hace muy grande. Mediante el programa, se puede estudiar si pendientes más fuertes pero más cortas resultan más satisfactorias económicamente.

El sistema *Simulador de la Operación de Vehículos* no es un programa de uso comercial. Fue desarrollado en 1962 en MIT a título investigativo y puede ser simplificado para hacerlo más operativo²⁸.

En Inglaterra, el Transport and Road Research Laboratory ha desarrollado unas fórmulas de fácil aplicación para estimar los costos de operación de diferentes tipos de vehículos²⁹. Los vehículos representativos de cada clase son el automóvil, el camión ligero, el camión pesado y el autobús. Los costos de operación comprenden, como en el Sistema Simulador, el costo de la gasolina, del aceite, de los neumáticos y del mantenimiento del vehículo.

3.9.3. EL SISTEMA ROADS DEL MASSACHUSETTS INSTITUTE OF TECHNOLOGY

ROADS (Roadway Analysis and Design System) es un subsistema de un sistema de programas de ingeniería civil mucho mayor, el ICES (Integral Civil Engineering System), desarrollado por el Departamento de Ingeniería Civil de MIT en 1965 para el computador IBM 360³⁰. El sistema ICES se caracteriza por la flexibilidad de la entrada y salida de datos al computador, lográndose una comunicación casi continua entre el ingeniero proyectista y la máquina.

Esto se consigue mediante la utilización de un lenguaje orientado al problema, POL (Problem Oriented Language), en forma de comandos. El proyectista transmite dichos comandos y los datos numéricos necesarios para el cálculo desde un terminal remoto, por ejemplo un teletipo, y pide al computador la salida de la información que necesita en el mismo terminal remoto o en la impresora. Generalmente, el computador está trabajando en tiempo compartido con otros usuarios, pero el proyectista recibe la respuesta de una manera casi inmediata y puede tomar una decisión en base a esta respuesta, sin pérdida de tiempo. Por ejemplo, puede modificar una rasante y en unos minutos tener los resultados de una nueva alternativa para seguir trabajando en su diseño³¹.

Dentro del sistema ICES, el subsistema ROADS puede ser utilizado para la localización de una vía y el cálculo del anteproyecto. El ROADS es una extensión de los sistemas DTM y Simulador de Vehículos en interacción con el sistema COGO³²⁻³³.

Utilizando la capacidad del ICES de formar archivos semipermanentes de datos en la memoria del computador para ser utilizados posteriormente, los datos leídos por ROADS o calculados durante la fase de localización pueden ser almacenados para ser utilizados después, durante la fase de diseño, integrando de esta manera ambas fases del proyecto. Es así que los datos de los alineamientos horizontales, perfiles longitudinales, secciones transversales, cambios de sección, datos de tráfico, etc., pueden ser almacenados con un nombre para ser referenciados y llamados por medio de los comandos correspondientes.

3.9.3.1. Observaciones al sistema ROADS

El sistema ROADS introduce otras mejoras adicionales a los programas DTM y Simulador de Vehículos descritos en los párrafos anteriores. Entre las principales se encuentran las siguientes:

- a) *El modelo multimaterial de la superficie del terreno.* Para una selección de ruta correcta es necesario conocer no solamente la superficie del terreno, sino también la composición geológica del subsuelo, dada por los diferentes tipos de material que lo forman y su correspondiente profundidad. Para ello, el sistema ROADS admite hasta 4 sub-superficies del terreno, dadas por sus coordenadas X, Y, Z, de una manera similar a la de la superficie del terreno en el DTM, excepto que la coordenada Z representa aquí una profundidad relativa, en lugar de una cota. Dichas profundidades pueden ser obtenidas por medio de perforaciones, sondeos o a partir de técnicas de fotointerpretación. Estas subsuperficies necesitan úni-

camente ser dadas donde existan y no en toda la banda de interés.

Los datos del modelo multimaterial de la superficie del terreno son archivados en una memoria secundaria del computador para ser utilizados más adelante. En el caso de que uno de los materiales sea roca, se podrán modificar los taludes de diseño, y los volúmenes de corte y relleno serán computados aparte.

- b) *Geometría horizontal.* La geometría horizontal se especifica curva a curva por medio de comandos. Las curvas pueden ser circulares, simples o compuestas, con o sin espirales de transición.
- c) *Geometría vertical.* La geometría vertical se especifica curva a curva por medio de la progresiva y cota de los PI, así como por las longitudes de las curvas parabólicas, las cuales pueden ser simétricas o asimétricas. Sin embargo, las curvas pueden generarse automáticamente cuando se dan las normas de diseño.
- d) *Sección típica de la vía.* La sección típica de la vía está compuesta de taludes, hombrillos, cunetas y calzadas; a su vez, cada una de estas partes puede estar compuesta del número necesario de subdivisiones para adaptarse a cualquier forma de sección. Los taludes en relleno y corte van asociados al tipo de material del suelo. Los datos referentes a estos elementos, así como los cambios de sección y la progresiva donde éstos ocurren, son almacenados en la memoria secundaria del computador con un nombre que los identifica para ser referenciados y llamados por medio de los comandos correspondientes.
- e) *Simulación de vehículos.* Los datos descriptivos del vehículo pueden estar almacenados en la memoria secundaria del computador. Los datos descriptivos del alineamiento vertical no necesitan ser introducidos de nuevo. Los datos descriptivos del volumen de tráfico y costos unitarios son introducidos por medio de los comandos correspondientes.

La salida gráfica del sistema ROADS se hace por medio de la impresora, aunque puede ser fácilmente adaptada al delineador digital electrónico.

El sistema ROADS no es un sistema comercial. Como todos los subsistemas del ICES, aunque reúne ventajas indiscutibles, tales como la interacción continua del proyectista con la máquina, el procesamiento a control remoto y otras, sin embargo, es comparativamente lento calculando y necesita mucha memoria de computador, lo cual resulta caro, laborioso y requiere un conocimiento profundo del sistema.

Por otra parte, tratando de aprovechar al máximo el hardware existente cuando el ICES fue desarrollado, una parte de la programación se hizo en lenguaje de máquina, por lo cual no funciona en un sistema IBM 360 (40K).

3.9.4. GENERACION AUTOMATICA DE LA RASANTE. EL SISTEMA SARA

Por lo que se ha visto en los párrafos anteriores, el proceso de seleccionar mediante el uso del computador una

ruta entre varias posibles, exige, por lo menos, dos pasadas de procesamiento de datos por éste.

En la primera se forma el modelo digital del terreno, y con los datos que definen los diferentes alineamientos propuestos se obtienen los correspondientes perfiles longitudinales del terreno a lo largo de ellos.

Aquí hay una pausa, durante la cual el ingeniero proyecta la rasante de la vía en base a los perfiles producidos, e introduce de nuevo al computador los datos pertenecientes a ésta.

En la segunda pasada se procesan los datos anteriores más los pertenecientes a la sección típica de la vía y al número y características de los vehículos que circularán por ella, a fin de obtener los volúmenes de tierra a mover, es decir, el costo de su construcción conjuntamente con el costo de operación.

Aquel de los proyectos que, sin salirse de las normas impuestas por el ingeniero y la estética, arroje un costo total mínimo, puede ser considerado como el mejor.

La generación automática por el computador de un perfil longitudinal óptimo, para un determinado alineamiento horizontal, reduce el sistema actual de dos pasos del DTM a un sistema de un solo paso, con las ventajas inherentes en tiempo y costos menores en la investigación, lo que permite al ingeniero considerar un mayor número de alternativas.

A continuación se describe el sistema SARA (Seleccionador Automático de Rasantes) desarrollado en 1970 en el Centro de Procesamiento de Datos de la Facultad de Inge-

niería de la UCV y probado en el sistema BURROUGHS B-5500 de dicho centro ³⁴.

3.9.4.1. Técnica utilizada en la generación automática de rasantes

El proceso de generación de la rasante consta de dos partes: en la primera, y en base a ciertos criterios de diseño suministrados al computador, se calcula, por medio de un procedimiento matemático, una rasante tentativa que cumpla éstos, y además, el movimiento de tierras correspondiente, el costo de construcción anual, y se simula una flota de vehículos que recorra el alineamiento, calculando el costo de operación anual.

En la segunda, y en base a ciertos criterios de optimización, se modifican los de diseño, para volver a calcular una nueva rasante y comparar su costo con el anterior.

Esta comparación no es necesario hacerla globalmente para todo el tramo estudiado, sino que éste puede ser dividido en partes que comiencen y terminen en puntos obligados por los que debe pasar la rasante, los cuales son indicados al computador en la entrada de datos.

Para calcular la cota de la rasante en una progresiva determinada, se hace un promedio ponderado de las cotas de los puntos del terreno anteriores y posteriores al considerado, dentro de cierto rango de interés. El peso de esta cota es directamente proporcional a su distancia al punto que se está calculando, siendo cero para la cota del terreno del mismo y uno para los puntos límites del rango.

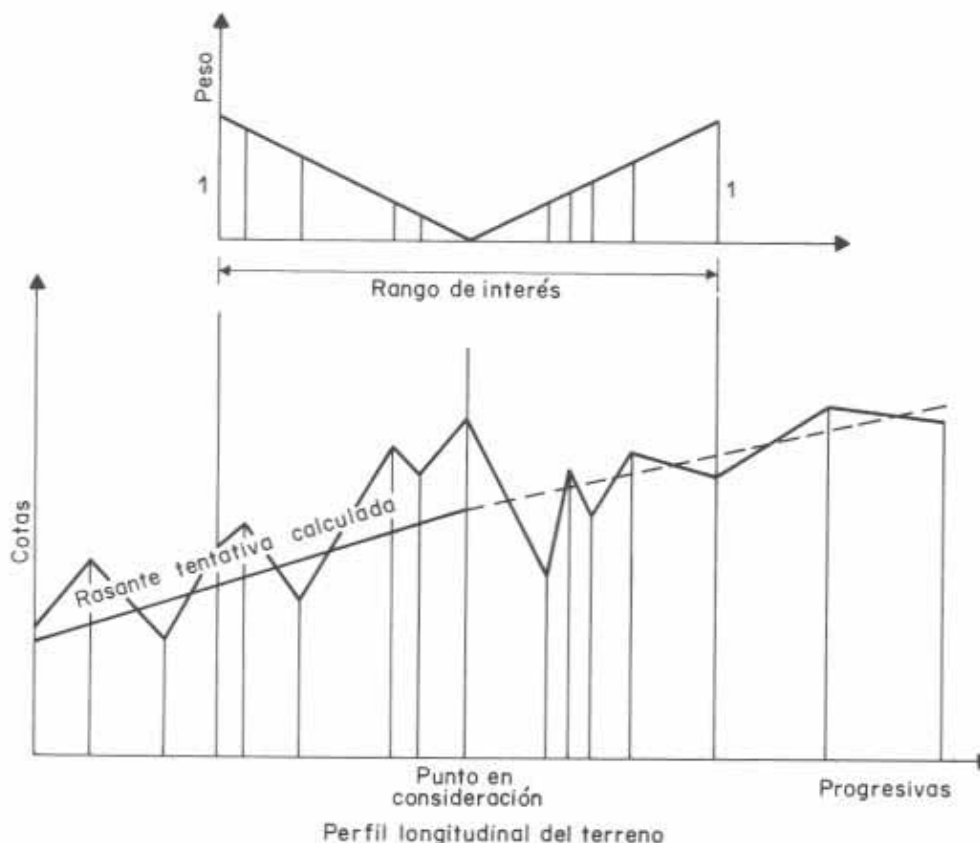


Fig. III-71. Técnica utilizada para el cálculo de la cota de la rasante en un punto de progresiva determinada.

3.9.4.2. Criterios de diseño

Los criterios de diseño utilizados por el programa SARA son los siguientes:

- a) *Zona de interés.* El primero y más importante de los criterios de diseño es el de la zona de interés, es decir, el número de puntos del terreno, atrás y adelante, a ser considerados al calcular la cota de un punto determinado de la rasante. Cuanto menor sea la zona de interés, más se acercará la rasante al terreno natural; y cuanto mayor sea, más suave serán las pendientes de la rasante generada.
- b) *Pendiente máxima.* El valor absoluto de la pendiente no puede exceder nunca a un valor máximo especificado. En todo momento se calcula el valor de la pendiente necesaria para alcanzar la cota tentativa, y si éste sobrepasa al máximo especificado, la cota se calcula con la pendiente máxima permitida. La longitud de la pendiente máxima no debe sobrepasar tampoco cierto valor especificado.
- c) *Altura de corte o relleno.* El valor de la altura de corte o relleno en una progresiva no puede exceder en ningún momento a los valores máximos especificados para dicho tramo. En todo momento se verifica el valor de la diferencia entre las cotas del terreno y la rasante, y si éste se sale de los límites impuestos se regresa en el cálculo a una progresiva anterior y se vuelven a calcular las cotas de los puntos de la zona de interés, utilizando un rango de interés menor para acercarse más con la rasante al terreno natural. Al final de la zona de interés provisoria se restablece el valor del rango original, para proseguir con el cálculo.
- d) *Puntos obligados.* La rasante generada debe pasar por los puntos obligados, los cuales pueden estar al principio, final o en medio del tramo. Los puntos obligados pueden ser pasos de ríos, estructuras, enlaces de tramos o, a veces, puntos ficticios para lograr un efecto deseado. Para hacer que la rasante pase por ellos, una vez halladas las cotas tentativas de los puntos de ésta, se hace girar la rasante a la izquierda y a la derecha del punto obligado, alrededor de los puntos límites izquierda y derecha de la zona de interés, respectivamente, hasta que pase por el punto obligado.
- e) *Sección transversal.* Para el cálculo de las áreas de corte y relleno y del movimiento de tierras, se considera una sección transversal típica constante en el tramo. Se supone, asimismo, que el terreno natural es horizontal transversalmente. Esto introduce un error, unas veces por defecto y otras por exceso, que debe balancearse, aunque en la fase de anteproyecto puede despreciarse. Un volumen más exacto del movimiento de tierras puede obtenerse mediante el uso de tres perfiles longitudinales del terreno, uno por el eje de la vía y los otros dos en los bordes izquierdo y derecho, pero la entrada de datos al computador se triplica y el tiempo de cálculo aumenta considerablemente.

- f) *Material geológico del suelo.* Una manera sencilla, aunque imperfecta, de controlar la influencia del material geológico del suelo en el movimiento de tierras, es mediante el uso combinado de los valores máximos de corte y relleno en el tramo y en los puntos obligados. Si se sabe, por ejemplo, que existe roca en un tramo y no se desea hacer corte, bastará obligar a la rasante a pasar por los puntos de comienzo y de final de éste y, al mismo tiempo, especificar que el corte máximo que se desea en el tramo es cero.
- g) *Otros criterios de diseño.* Existen otros criterios de diseño que no se han tomado en cuenta en el programa, tales como la continuidad de los tramos, que no haya cambios bruscos de pendientes, aplicación de las normas de visibilidad de paso, etc., pues se considera que su influencia en el diseño es menor que la de los expuestos^{35, 36, 37}. No hay que olvidar que no se está diseñando una rasante definitiva, sino comprobando alternativas diferentes, para elegir una de ellas que se estudiará con más detalle posteriormente.

3.9.4.3. Criterios de optimización

Los perfiles generados en base a los criterios de diseño expuestos anteriormente pueden considerarse buenos, pues se han eliminado automáticamente las soluciones no deseables y, además, se obtiene un movimiento de tierras balanceado. Sin embargo, la ventaja de la utilización del computador reside en la oportunidad de investigar muchas alternativas a un costo relativamente bajo.

Variando la amplitud de la zona de interés se obtiene otra rasante, y mediante la utilización de los criterios de optimización se puede escoger automáticamente la mejor de las estudiadas.

El criterio de optimización utilizado por el programa SARA es que la suma de los costos del movimiento de tierras, C_{cm} , y del costo de operación, C_{op} , sea mínimo, es decir,

$$C_{ob} = C_{cm} + C_{op} = \text{mínimo}$$

Se escogieron dichos costos por ser los más representativos del costo total de la obra. En efecto, el costo del mantenimiento de la vía no depende mucho de la rasante escogida, y el costo del cálculo y dibujo del proyecto es totalmente independiente de ella.

El costo del movimiento de tierras, C_{cm} , puede desglosarse así

$$C_{cm} = C_{cmc} + C_{cmr} + C_{cma}$$

siendo

$$C_{cmc} = \text{costo del corte}$$

$$C_{cmr} = \text{costo del relleno}$$

$$C_{cma} = \text{costo del acarreo}$$

y el costo de operación de la vía, C_{op} , es el mismo que fuera indicado en el parágrafo 3.9.2.

3.9.4.4. Observaciones sobre el programa SARA

El programa SARA fue desarrollado como programa independiente, pero puede ser adaptado para ser utilizado como una subrutina de un sistema tipo DTM.

Consta de dos partes: en la primera, después de leer los datos del terreno y los criterios de diseño, se calculan las áreas de corte y relleno, los volúmenes, el costo del movimiento de tierras y se imprimen éstos.

En la segunda, se le da una salida gráfica en la impresora al perfil longitudinal generado, a fin de que pueda ser revisado por el ingeniero proyectista.

El proceso se repite, tramo por tramo, cambiando la longitud de la zona de interés, según fue descrito en el párrafo 3.9.4.3.

Los datos suministrados al computador son los siguientes:

- Número de puntos del terreno, número de puntos adelante y atrás que forman la zona de interés al comienzo y variación del valor anterior.
- Descripción de la sección típica de la vía y criterios de diseño, taludes, pendiente máxima, corte máximo, relleno máximo.
- Costos por kilómetro del corte, del relleno y del transporte en el movimiento de tierras.
- Perfil longitudinal del terreno, dado por sus progresivas y cotas, así como los puntos obligados de la rasante.
- Escalas para el dibujo del perfil y de la rasante generada.

La salida de resultados del computador consta, asimismo, de dos partes; para cada tramo y para cada rasante generada se obtiene:

- Una salida numérica, en forma tabular, de las progresivas, cotas del terreno y de la rasante, diferencia entre éstas, pendiente entre progresivas, volúmenes acumulados y valores del diagrama de masas. Al final de cada tramo, el costo de construcción respectivo.
- Una salida gráfica en la impresora, por kilómetro, del perfil longitudinal generado.

La rasante obtenida por el programa SARA no es la óptima absoluta, sino la óptima de las rasantes estudiadas. Se puede obtener un mayor número de rasantes cambiando los criterios de optimización; por ejemplo, no limitarse a variar el número de puntos que define la zona de interés y utilizar diferente número de puntos de control en el tramo considerado.

La rasante generada no está, naturalmente, formada por tramos rectos y curvas parabólicas, como sería la de un proyecto definitivo.

Aunque su continuidad es muy buena, a veces, cuando el terreno tiene picos muy altos o valles muy abruptos, hay un pequeño salto en puntos sucesivos de la rasante. Otras veces puede producirse en la rasante una ondulación de signo contrario a la del terreno. La rasante mejora haciendo una segunda pasada por el programa, utilizando como datos del terreno los de la rasante generada. El trazado generado es, en general, satisfactorio para los fines que se persiguen: obtener entre varios el trazado óptimo para un movimiento de tierras balanceado y costo de construcción

mínimo. La rasante obtenida puede servir de base para calcular la rasante definitiva del proyecto, levantando de ella los PI y diseñando las longitudes de las curvas verticales manualmente, o desarrollando otro programa de computación, el cual, mediante una técnica de ajuste, calcule la rasante definitiva.

Para completar y refinar el programa, sería necesario incluir las siguientes modificaciones:

- Añadir al costo del movimiento de tierras el costo de operación de los vehículos circulando por la vía.
- Utilizar la sección transversal del terreno, mediante el uso de dos perfiles longitudinales, uno a la izquierda y otro a la derecha del eje de la vía, a fin de hacer un estimado más exacto de las áreas de corte y relleno.
- Asociar cada pendiente con una longitud máxima de uso continuo de la misma.
- Hacer los costos del corte función del tipo geológico del material que forma el subsuelo.
- Incluir criterios de visibilidad en las curvas.
- Hacer la salida gráfica por medio del delineador digital electrónico.

3.9.5. EL SISTEMA DE PROGRAMAS HOPS

Un sistema de programas para buscar la ruta más económica entre dos puntos está siendo desarrollado por el Road Research Laboratory en Crowthorne, Inglaterra. Dicho sistema de programas se denomina HOPS (Highway Optimization Program System) y es una parte del sistema BIPSHD (British Integrated Program System for Highway Design) que desarrolla el Department of the Environment de la Gran Bretaña.

Algunos programas del Sistema HOPS en funcionamiento son los siguientes:

PRELUDE, que filtra los errores de datos del terreno y simplifica la sección transversal³⁸.

VENUS, que genera un alineamiento vertical preliminar, suavizando las cotas del terreno^{39, 40}.

FEASBL, que verifica si el alineamiento vertical cumple con los criterios de diseño.

JANUS, que ajusta el alineamiento vertical con el alineamiento horizontal⁴¹.

MINERVA, que modifica el alineamiento vertical de tal manera que se minimicen los costos de construcción⁴².

THEUS, que balancea el movimiento de tierras del alineamiento vertical a partir de un diagrama de masas dado.

3.9.5.1. El programa PRELUDE

Los datos que forman el modelo del terreno se usan varias veces en los programas VENUS y MINERVA. Es importante, pues, no solamente que estén correctos, sino también que sean lo más sencillo posible, para lograr una mayor economía en memoria de computador y tiempo de procesamiento.

El programa PRELUDE fue desarrollado para que sirva de filtro a los posibles errores cometidos durante la recolec-

ción de datos y la perforación de éstos en tarjetas, así como para elaborar un modelo del terreno más simplificado.

- a) *Detección de errores.* Los datos del terreno pueden provenir de un levantamiento aéreo o de planos topográficos. Los datos del terreno están referidos a secciones transversales, normales al eje central del alineamiento horizontal, y vienen dados por la distancia y cota de cada punto. El programa PRELUDE hace dos tipos de verificaciones.

En la primera, examina el formato de entrada de los datos y busca errores de perforación o de ordenación de las tarjetas. En la segunda, examina si los datos son lógicos y busca errores de levantamiento. Por ejemplo, si las cotas de dos puntos sucesivos del terreno exceden a un valor determinado se supone que uno de ellos está errado y se imprime un mensaje a fin de que sean verificados.

- b) *Simplificación de los datos del terreno.* Para cada sección, el programa MINERVA calcula áreas de corte y de relleno. El número de operaciones involucradas en ello es directamente proporcional al número de puntos de la sección transversal. El número total de operaciones se obtiene multiplicando el número anterior por el número total de secciones y por el número de pasadas por la máquina en el proceso de optimización.

Simplificando el número de puntos de la sección transversal disminuye considerablemente el número de operaciones y, por ende, la memoria y el tiempo utilizados por el computador.

El programa PRELUDE reemplaza la sección transversal dada por una más sencilla, formada por una plataforma y dos taludes, a la izquierda y a la derecha.

Cada uno de los taludes se obtiene reemplazando los puntos dados, entre la estaca de talud correspondiente y el borde de la plataforma, por una recta ajustada por el método de los mínimos cuadrados.

El error cometido al utilizar la sección simplificada tiende a compensarse al calcular los volúmenes del movimiento de tierras en un tramo. Los resultados que se obtienen son adecuados para una selección de ruta.

3.9.5.2. El programa VENUS

El programa VENUS genera automáticamente la rasante de una carretera formada por tramos rectos y curvas parabólicas.

El proceso de generación de la rasante es similar al que se utilizaría manualmente y se compone de las siguientes fases:

- Obtención de una rasante tentativa sin curvas, que balancee los volúmenes de corte y relleno.
- Colocación de las curvas parabólicas.
- Verificación de que la rasante tentativa cumple todos los criterios de diseño y ajuste de la misma en caso necesario.
- Búsqueda de la rasante óptima.

La rasante tentativa se obtiene suavizando el terreno y para ello se promedian las cotas de los puntos del terreno adyacentes en cada progresiva del perfil longitudinal en estudio.

La función utilizada para suavizar el terreno es un triángulo isósceles, cuyo valor máximo ocurre precisamente bajo el punto en consideración. Como en el programa SARA, el grado de «suavización» del terreno depende del rango de la zona de interés considerada.

La rasante así obtenida no está formada por líneas rectas y curvas parabólicas, pero tiene un movimiento de tierras en el cual el volumen de corte es aproximadamente igual al volumen de relleno.

En la segunda fase del trabajo se ajustan las curvas parabólicas a la rasante tentativa obtenida.

Para ello se buscan, en primer lugar, los puntos de inflexión, los cuales ocurren cuando hay un cambio de signo en la pendiente entre progresivas. Si los puntos de inflexión así obtenidos están muy próximos entre sí, es imposible colocar una curva en cada uno de ellos; por ello se hace lo siguiente: cuando varios puntos de inflexión están separados por una distancia menor que la curva mínima posible, si hay un número par de puntos, no se coloca ninguna curva y si hay un número impar de puntos, se coloca una sola curva, tomando el punto central de ellos como punto de inflexión.

Las parábolas se ajustan a la rasante tentativa mediante el método de los mínimos cuadrados. Naturalmente, las parábolas obtenidas de esta manera no terminan con la misma pendiente de los tramos rectos a los cuales deben ser tangentes; éstos deben ser ajustados de nuevo, obteniéndose así una rasante que no se aleja mucho de la tentativa. Sin embargo, este alineamiento no necesariamente cumple con los criterios de diseño. Por ello es necesario verificar, en primer lugar, si las curvas cumplen con las normas de longitud mínima o si se solapan, haciendo las modificaciones necesarias. A continuación se verifica si las pendientes de los tramos rectos cumplen con los criterios de diseño, y se hace pasar a la rasante por los puntos obligados, añadiendo, para ello, las curvas verticales necesarias.

Es de advertir que, a cada modificación efectuada a la rasante, hay que verificar de nuevo la zona adyacente atrás y adelante, pues al corregir en un punto se puede salir de normas en otro. Por otra parte, cada proceso de corrección tiende a alejar la rasante del terreno, aumentando los costos del movimiento de tierras y distanciándola de la rasante óptima.

Una indicación de si la rasante está muy cerca o muy lejos del terreno puede obtenerse mediante la función objetiva

$$U = \sum_{i=1}^n |Z_i - H_i|$$

siendo

$$\begin{aligned} Z_i &= \text{La cota del terreno en el punto.} \\ H_i &= \text{La cota de la rasante en el punto.} \end{aligned}$$

y U la suma de los valores absolutos de la diferencia $Z_i - H_i$ en todos los puntos del alineamiento.

La rasante con menor movimiento de tierras será aquella para la cual la función U sea mínima.

Las pendientes de los tramos rectos y las longitudes de las curvas se modifican sucesivamente, y una vez verificado que cumplen todos los criterios de diseño se evalúa la función objetiva U . Aquella variante que dé un mínimo valor de U se adopta como la óptima.

El programa tiene una salida numérica y otra en forma gráfica en la impresora, la cual se efectúa mediante el uso de una subrutina llamada IPLOT.

En las pruebas efectuadas con el programa VENUS se han obtenido, generalmente, más curvas que las que un proyectista hubiera colocado trabajando manualmente, produciéndose un alineamiento más complejo. Otras veces no se consiguió un alineamiento que cumpliera con todos los criterios de diseño. Sin embargo, en muchas ocasiones se ha obtenido automáticamente un alineamiento más económico que el que se hubiera proyectado manualmente.

3.9.5.3. El programa MINERVA

El programa MINERVA (Minimization of Earthwork for Vertical Alignment) busca el alineamiento vertical que produce el menor movimiento de tierras.

El modelo matemático utilizado es el mismo que el de los programas PRELUDE y VENUS descritos anteriormente. Los criterios de diseño son también los mismos. Para asegurar que las curvas horizontales y verticales del alineamiento no coinciden al hacer una modificación de la rasante en el proceso de optimización, se produjo un nuevo criterio de diseño, llamado *límites de los puntos de tangencia*.

Un punto de tangencia es el comienzo o el final de una curva vertical y su ubicación queda de esta manera limitada. Además existen otras limitaciones, para que las curvas adyacentes no se solapen durante el proceso.

La función objetiva, es decir, la cantidad a ser minimizada, es en este caso el costo de construcción a través del movimiento de tierras.

Este, a su vez, se descompone en cinco partes, cada una de ellas con su costo correspondiente:

$$U = C_{mc} + C_{ma} + C_{mp} + C_{ml} + M_{mr}$$

en donde

- C_{mc} = Costo total de los cortes.
- C_{mr} = Costo total del relleno y su compactación.
- C_{ma} = Costo total del acarreo de los botes.
- C_{mp} = Costo total del acarreo de los préstamos.
- C_{ml} = Costo del acarreo libre.

Los costos unitarios de cada una de estas otras partes no son necesariamente constantes para toda la carretera.

El volumen V_i entre las progresivas P_i y P_{i+1} se calcula mediante la fórmula aproximada

$$V_i = (A_i + A_{i+1}) (P_{i+1} - P_i) \cdot \frac{1}{2}$$

siendo A_i el área de la sección transversal i . Esta misma ecuación se usa también en el caso en que A_i sea corte y relleno. Aunque esto no es correcto, el error cometido no es muy grande y tiende a compensarse.

El área A_i se calcula mediante la fórmula aproximada

$$A_i = W(Z_i - H_i) + K_i \left(Z_i - H_i + \frac{W \cdot \alpha_i}{2} \right)^2 + L_i \left(Z_i - H_i - \frac{W \cdot \alpha_i}{2} \right)^2$$

en donde

- W = Ancho de la vía,
- Z_i = Cota de la rasante en la sección i ,
- H_i = Cota del terreno en la sección i ,
- α_i = Pendiente del terreno en la sección i .

y K_i y L_i vienen dados por

$$K_i = \frac{1}{2(\beta - \alpha_i)}$$

$$L_i = \frac{1}{2(\beta + \alpha_i)}$$

en donde β es la tangente del talud de la sección i . El área se corrige después por remoción de la capa vegetal y bombeo de la vía.

Para calcular los volúmenes del bote, préstamo y libre acarreo, el programa MINERVA calcula el diagrama de masas de la carretera y balancea por tanteo los acarreos, para que la función objetiva sea un mínimo.

Los datos de entrada del programa MINERVA son los siguientes:

- a) Progresivas y cotas de los PI obtenidos por el programa VENUS.
- b) Los parámetros de las curvas verticales.
- c) Progresivas y cotas de los puntos obligados.
- d) Criterios de diseño.
- e) Límites de los puntos de tangencia.
- f) Sección típica de la vía y pendiente de los taludes.
- g) Porcentaje de material desechable.
- h) Costos unitarios del corte y relleno.
- i) Costos unitarios de los acarreos.
- j) Límites de los puntos de acarreo.
- k) Datos del terreno obtenidos del programa PRELUDE.

La salida de resultados del computador consiste en:

- a) Una reproducción de los datos leídos.
- b) Costo del alineamiento vertical inicial con su diagrama de masas.
- c) Al final de cada modificación, el costo de la nueva variante así como los cambios efectuados.
- d) El alineamiento final con su diagrama de masas, conjuntamente con el alineamiento inicial, a fin de poder ser comparados en cada progresiva.
- e) El costo del alineamiento final.

3.9.5.4. Observaciones sobre el sistema HOPS

Aunque los resultados obtenidos con el uso del sistema HOPS han permitido obtener beneficios significativos en los casos en que éste ha sido aplicado, el sistema adolece de algunos defectos:

- a) No toma en cuenta el costo de operación del vehículo. Aunque en el caso de rutas con poca pendiente la variación del costo de operación no cambia mucho de una alternativa a otra, en el caso de rutas de montaña, un costo adicional de construcción puede significar una economía mayor en el uso de la vía.

- b) La ruta escogida automáticamente por el sistema no es necesariamente la óptima, desde el punto de vista del movimiento de tierras. Durante el proceso de optimización, debido a la técnica utilizada, hay una limitación de las modificaciones al trayecto, las cuales son de tipo local, pasando por alto modificaciones de tipo general. Por otra parte, durante el proceso de ajuste de las curvas parabólicas, desfase y verificación de los criterios de diseño, la rasante definitiva se aleja de la rasante tentativa, es decir, de la de costo mínimo.
- c) Aunque en la mayoría de los casos el trazado obtenido puede ser utilizado directamente, a veces hay demasiadas curvas parabólicas para pasar por los puntos obligados y es necesario hacer modificaciones adicionales manualmente.

3.9.6. OPTIMIZACION DEL TRAZADO HORIZONTAL Y VERTICAL DE LA VIA

El problema de obtener el trazado óptimo entre dos puntos, variando tanto el alineamiento vertical como el horizontal para encontrar la ruta de costo mínimo de construcción y de uso, presenta muchas dificultades matemáticas debido al gran número de variables envueltas⁴³.

Desde el punto de vista matemático, el problema consta de discontinuidades, no es lineal y tiene singularidades. Por eso, los métodos convencionales de las técnicas de optimización disponibles actualmente, tales como el método Simplex en Programación Lineal, no parecen ser los más adecuados.

Los investigadores han preferido atacar el problema utilizando la técnica de programación lineal, que consiste en

calcular las diferentes alternativas posibles y buscar la óptima. Si el problema es continuo, hay que cambiar las variables de todas las maneras posibles. Sin embargo, en este caso esto es imposible, debido al enorme número de pruebas que habría que hacer.

Afortunadamente, el problema es de tipo repetitivo, es decir, los mismos tipos de decisiones deben ser tomadas al cabo de intervalos regulares de alguna función como el tiempo o la distancia, para alcanzar el mínimo de la función objetiva.

La técnica para decidir qué pruebas deben hacerse y cuáles no, para no perder el óptimo, es la que se llama *Programación Dinámica*, y es la que parece ser más apta para aplicarse en el problema que se está tratando.

El servicio de Estudios de Carreteras y Autopistas del Ministère de l'Équipement, de Francia, ha desarrollado un programa denominado GRAPHES para la optimización de un alineamiento en tres dimensiones utilizando la técnica de la Programación Dinámica^{44, 45}.

Para ello se forma un modelo del terreno el cual se descompone en una serie de paralelepípedos. La función es la suma del costo de construcción y el costo de operación. Una vez en la sección n , se une ésta con la sección $n + 1$ de todas las maneras posibles, para llegar del punto 1 de n al punto j de $n + 1$, obedeciendo los criterios de diseño impuestos y calculando todos los incrementos de los costos correspondientes. De éstos se selecciona el mínimo, que corresponde a un punto determinado de la sección n . La malla de puntos j e i posibles queda limitada a unos pocos por las pendientes y las curvaturas permisibles.

Este método da una línea poligonal entre los puntos de origen y destino, que es un trazado tentativo para la ruta óptima.

BIBLIOGRAFIA

- ¹ ASCE Committee on Cartographic Surveying of the Surveying and Mapping Division. *Selection of Maps for Engineering and Planning*. Journal of the Surveying and Mapping Division, ASCE Proceedings, vol. 98, núm. SU 1, New York, 1972.
- ² PARKER, L. E. *Highway Plans from Photogrammetrically Compiled Maps*. Journal of the Surveying and Mapping Division, ASCE, Proceedings, vol. 90, núm. SU 1, New York, 1964.
- ³ HAWKES III, T. W. y otros. *Application of Aerial Mapping to Development of Highways*. Highway Research Record, núm. 452, Highway Research Board, Washington, D. C., 1973.
- ⁴ LEISCH, J. E. *New Techniques in Alignment Design and Stakeout*. Journal of the Highway Division, ASCE Proceedings, vol. 92, núm. SW 1, New York, 1966.
- ⁵ American Association of Civil Engineers. *Report on Highway and Bridge Surveys*. New York, 1962.
- ⁶ DEL CASTILLO, J. C. *Tablas para la transformación de coordenadas geográficas a rectangulares y viceversa*. Ministerio de Obras Públicas. Caracas, 1962.
- ⁷ BALDI, A. J. *Apuntes de Topografía de Vías*. Ministerio de Obras Públicas. Caracas, 1974.
- ⁸ THOMSON, M. M. *Water Features on Topographic Maps*. Journal of the Surveying and Mapping Division, ASCE Proceedings, vol. 98, núm. SU 1, New York, 1972.

- ⁹ BEAZLEY, J. S. *Modern Day Surveys for Highway Location and Design*. Journal of the Surveying and Mapping Division, ASCE Proceedings, vol. 96, núm. SU 1, New York, 1969.
- ¹⁰ JORDAN, W. *Tablas Taquimétricas*. Ediciones Técnicas Argentinas, 1946.
- ¹¹ BRAVO, P. E. *Trazado y localización de carreteras, técnica y análisis*. Popayán, Colombia, 1972.
- ¹² VOLQUARDTS, G. y N. H. AGÜERO VERA. *Tratado de Agrimensura General y Aplicada*. Editorial Labor, Buenos Aires, 1962.
- ¹³ JORDAN, W. *Tratado General de Topografía*. Editorial Gustavo Gili, S. A., Barcelona, 1944.
- ¹⁴ Ministerio de Obras Públicas. *Especificaciones Generales para Estudios de Carretera con Poligonal de Precisión*. Caracas.
- ¹⁵ Ministerio de Obras Públicas. *Especificaciones Generales para Estudio de Carreteras*. Caracas.
- ¹⁶ Ministerio de Obras Públicas. *Normas para el proyecto de Carreteras*, Dirección de Vialidad, Comisión de Normas. Caracas, 1966.
- ¹⁷ CROON, F. H. *Modern Curvilinear Highway Location and Design*. ASCE Journal of the Highway Division, vol. 85, núm. HW 4, New York, 1959.
- ¹⁸ GRANT, E. L. *Principles of Engineering Economy*. Ronald Press, New York, 1960.
- ¹⁹ HEWES, L. I. y C. H. OGLESBY. *Highway Engineering*. John Wiley and Sons, New York, 1954.

- ²⁰ ROBERTS, P. O. y J. H. SUHRBIER. *Highway Location Analysis, An Example Problem*. MIT Press Report, núm. 5, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass., 1966.
- ²¹ SHUREMAN, L. R. *Electronic Computer in Highway Engineering*. Transactions, ASCE, vol. 126, New York, 1961.
- ²² Bureau of Public Roads. *Electronic Computer Program Library Memorandum N 10*. U. S. Department of Commerce, Washington, D. C., 1964.
- ²³ ROBERTS, P. y A. VILLAVEGES. *DTM Design System, 20K Program Manual*. MIT Department of Civil Engineering, Research Report R 62-6, Cambridge, Ma., 1961.
- ²⁴ PENSO, R., M. THATCHER y J. L. SALGADO. *Sistema de Programas DTM (Modelo Digital del Terreno)*. Centro Electrónico del MOP, Caracas, 1964.
- ²⁵ NASRA, J., F. REGALADO y otros. *DTM, Modelo Digital del Terreno*. Centro Electrónico del MOP, Caracas, 1967.
- ²⁶ MONTULL, J. y A. GALAVIS. *Modelo Digital del Terreno, DTM*. Trabajo Especial de Grado, U. C. V., Caracas, 1971.
- ²⁷ SALGADO, J. L. y otros. *Sistema de Programas DTM*, publicación PICV 011. Instituto Tecnológico de la Facultad de Ingeniería, U. C. V., Caracas, 1972.
- ²⁸ LANG, A., D. ROBBINS y P. ROBERTS. *Vehicle Simulation and Operating Cost System, Program Manual*. MIT Research Report, núm. 144, Cambridge, Ma., 1962.
- ²⁹ DAWSON, R. F. *Vehicle Operating Cost in 1970*. Department of the Environment, Transport and Road Research Laboratory, LR 439, Crowthorne, England, 1972.
- ³⁰ ROOS, D. *ICES System Design: Objectives, Requirements and Components*. MIT Department of Civil Engineering, Technical Report T 65-8, Cambridge, Ma., 1965.
- ³¹ SUHRBIER, J. *ICES: ROADS I, Objectives and General Description*. MIT, Department of Civil Engineering, Research Report, R. 66-29, Cambridge, Ma., 1966.
- ³² SUHRBIER, J. y W. PECKHOLD. *ICES: ROADS I, Example Problems*. MIT Department of Civil Engineering, Research Report R. 66-30, Cambridge, Ma., 1966.
- ³³ SALGADO, J. L. *El desarrollo de los Lenguajes Orientados al Problema, POL, en el campo de la Ingeniería Civil*. Ingeniería de Computación, Anuario de AVECE, núm. 2, Caracas, 1968-69.
- ³⁴ SALGADO, J. L. *Sobre la Generación de la Rasante Óptima de una Carretera con Computador*. Trabajo de Ascenso, U. C. V., Caracas, 1970.
- ³⁵ SUHRBIER, J. y L. ROBERTS. *Engineering of location: the Selection and Evaluation of Trial Grade Lines by an Electronic Digital Computer*. MIT, Department of Civil Engineering, Research Report R. 65-1, Cambridge, Ma., 1965.
- ³⁶ PECKHOLD, W. *Highway Profile Selection: A Multistage Decision Process*. MIT Department of Civil Engineering, Research Report R. 65-19, Cambridge, Ma., 1965.
- ³⁷ ROBINSON, R. *Feasibility Checking by Computer of the Vertical Alignment of a New Road*. Department of the Environment, Road Research Laboratory LR 399, Crowthorne, 1971.
- ³⁸ CHARD, M. *Ground Data Processing before the optimization of the Vertical Alignment, Program PRELUDE*. Department of the Environment, Road Research Laboratory LR 459, Crowthorne, 1972.
- ³⁹ ROBINSON, R. *A Computer Method for designing the Vertical Alignment of a Road: Program VENUS I*. Department of the Environment, Road Research Laboratory LR 457, Crowthorne, 1972.
- ⁴⁰ ROBINSON, R. *A further Computer for designing the Vertical Alignment of a Road, Program VENUS II*. Department of the Environment, Road Research Laboratory LR 458, Crowthorne, 1972.
- ⁴¹ BAKER, A. *The Design and Phasing of the Horizontal and Vertical Alignments, Program JANUS*. Department of the Environment, Road Research Lab. LR 469, Crowthorne, 1972.
- ⁴² DAVIES, H. *Optimizing Highway Vertical Alignments to minimize Construction Cost, Computer Program MINERVA*. Department of the Environment, Road Research Lab. LR 436, Crowthorne, 1972.
- ⁴³ WITHEY, K. *The Optimization of the Vertical Alignment of the M5 Motorway from Chelston to Blackbrook*. Department of the Environment, Road Research Lab. LR 473, Crowthorne, 1972.
- ⁴⁴ GROBOILLOT, J. L. y L. GALLAS. *Optimization of Route Location by finding the cheapest Alignment in a grid of three dimensions*. Service d'Etudes des Autoroutes du Ministère de l'Équipement, Paris, 1967.
- ⁴⁵ DELIGNY, J. L. *Imposed Geometry Automatic Alignment Calculations*. Service d'Etudes des Autoroutes du Ministère de l'Équipement, Paris, 1967.

Movimiento de tierras

4

4.1. INTRODUCCION

Para el ingeniero proyectista de carreteras, una de las principales metas durante la elaboración de un proyecto es lograr la combinación de alineamientos y pendientes que, cumpliendo con las normas de trazado, permita la construcción de la carretera con el menor movimiento de tierras posible y con el mejor balance entre los volúmenes de excavación y relleno que se produzcan.

Para el constructor de carreteras, el trabajo de mayor envergadura radica esencialmente en la ejecución del movimiento de tierras, partida que, generalmente, es la más abultada dentro del presupuesto y de cuya correcta realización y control dependerá no sólo el éxito técnico de la obra, sino también los beneficios económicos que de su trabajo derive.

El movimiento de tierras es una ciencia que abarca, por consiguiente, tanto los cálculos métricos de los volúmenes a mover como los principios de ejecución del trabajo. Al aplicarla en gran escala exige la experiencia y los conocimientos de un ingeniero especialista.

Dado, sin embargo, que el interés de este texto se centra

en el proyecto de carreteras, sólo la primera de las fases citadas será tratada en este Capítulo.

Existen numerosos textos que abarcan el aspecto constructivo ¹ al ⁷.

4.2. COMPUTO METRICO DE LOS VOLUMENES DE TIERRA

4.2.1. FORMACION DE LOS PRISMOIDES

Para el cálculo del volumen de tierra a mover en una carretera es necesario suponer que existe un determinado sólido geométrico cuyo volumen sea fácilmente calculable.

El método usual consiste en considerar el volumen como proveniente de una serie de prismoides, es decir, sólidos geométricos limitados en los extremos por caras paralelas, y lateralmente por superficies planas. En el terreno, las caras paralelas corresponden a las secciones transversales extremas, y las superficiales planas laterales a la plataforma de la carretera, los planos de los taludes y la superficie del terreno natural, tal como se aprecia en esta figura:

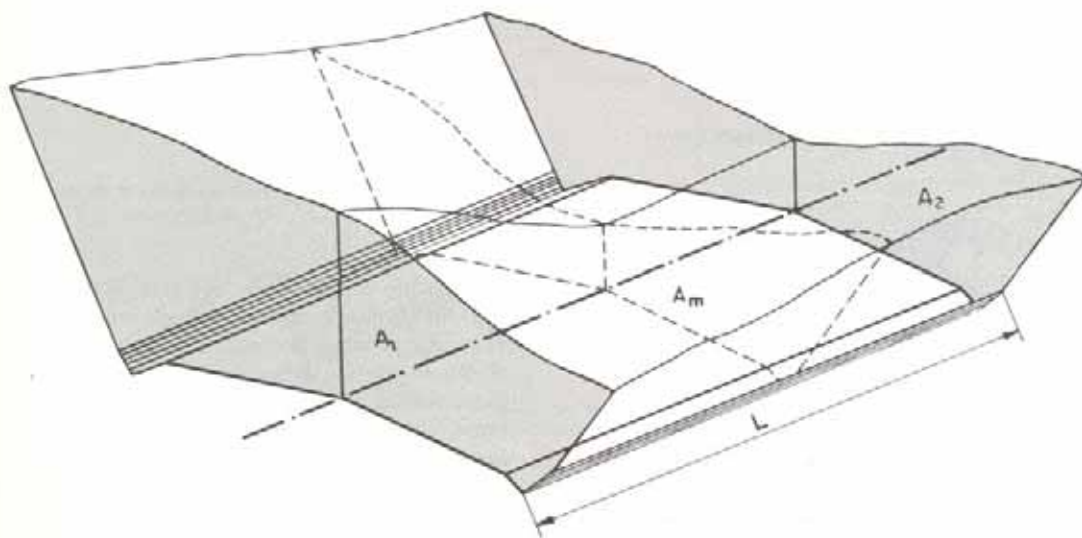


Fig. IV-1. Prismoide formada en un tramo de carretera.

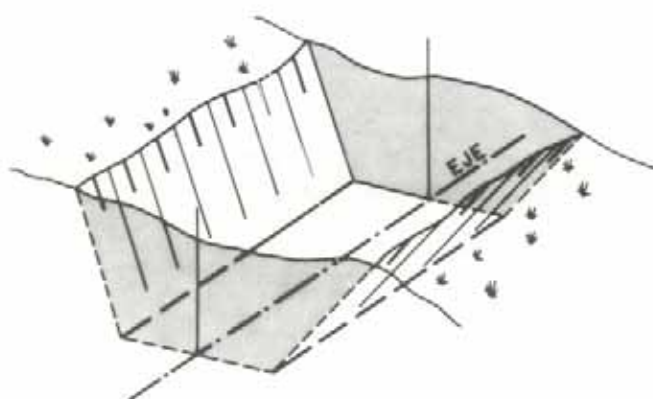
El volumen de este prismoide puede ser calculado, tal como se verá más adelante, mediante la fórmula

$$V = \frac{L}{6} (A_1 + A_2 + 4A_m)$$

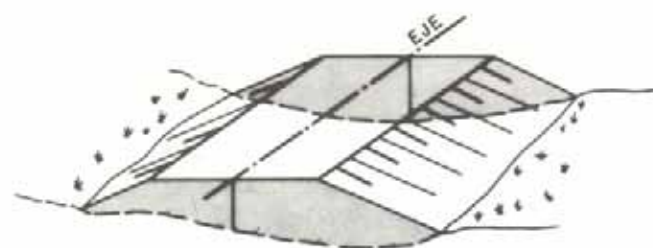
donde A_1 y A_2 son las áreas de las secciones transversales extremas; A_m es el área de la sección transversal en el punto medio entre A_1 y A_2 y L es la distancia entre las secciones A_1 y A_2 .

4.2.2. FORMACION DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES

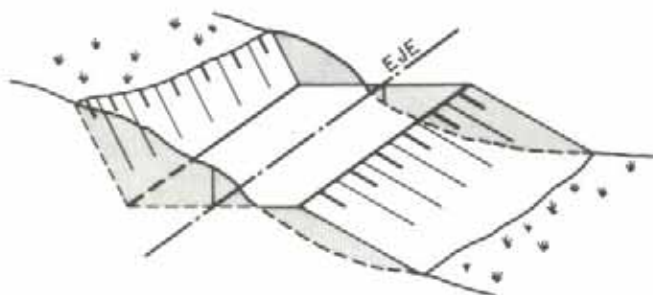
Las secciones transversales de una carretera pueden ser de diferente tipo. Hay secciones transversales en corte completo (trinchera o ladera), en relleno (terraplén), y con



PRISMOIDE ENTRE SECCIONES EN CORTE



PRISMOIDE ENTRE SECCIONES EN TERRAPLEN



PRISMOIDE ENTRE SECCIONES EN MEDIA LADERA

Fig. IV-2. Secciones en corte y en terraplén.

parte en corte y parte en relleno (media ladera). Estas diferentes secciones dan origen a prismoides con volúmenes totalmente de corte, de terraplén, o a una combinación de ambos tipos, respectivamente.

En la figura IV-2 se ilustran estas posibilidades.

Al calcular los volúmenes de tierra de una carretera, ésta se dividirá en tramos comprendidos entre las secciones transversales en dos vértices, en dos *PD*, o entre vértices y *PD* consecutivos. Será necesario considerar que las secciones transversales sean del mismo tipo: ambas de corte o de terraplén. Para ello habrá que localizar los puntos de la plataforma donde la sección cambia de tipo.

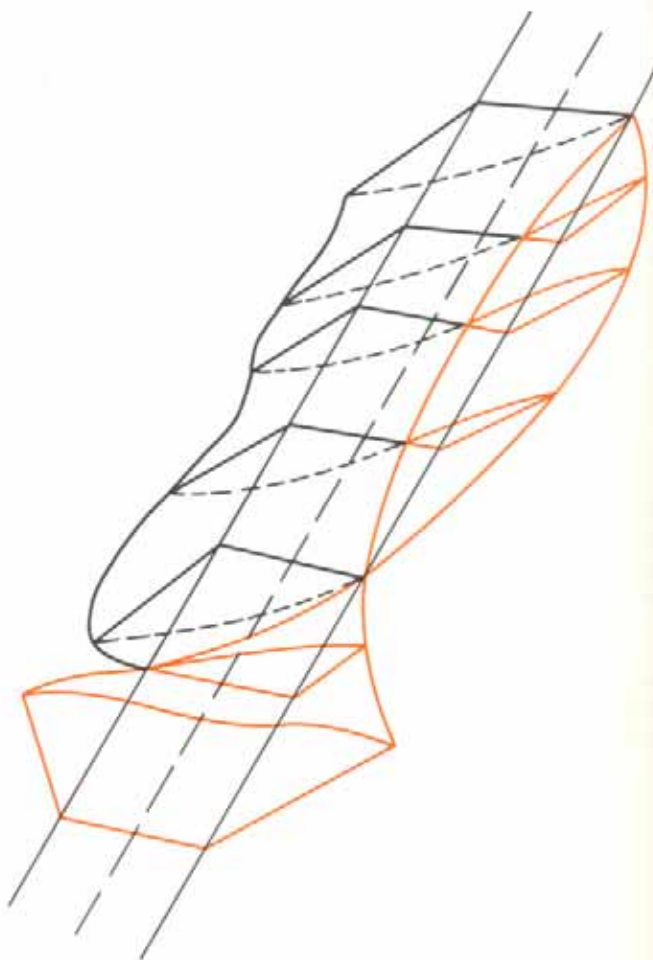


Fig. IV-3. Cambio de secciones a lo largo de un tramo de carretera.

Cuando se trate de calcular el volumen de tierra o cuando se va a medir un trabajo realizado, se requiere una gran precisión en las mediciones. Además, a fin de facilitar el cálculo de las áreas de las secciones transversales, conviene referir el levantamiento topográfico de éstas a un sistema de coordenadas cuyo origen sea el centro de la plataforma.

Es recomendable entonces tomar nuevas secciones transversales, alineadas con respecto a la línea L . Según sea la topografía del terreno, las secciones transversales pueden levantarse de distinta manera, tal como se señaló en el párrafo 3.2.1.

En la libreta, los cortes se anotarán precedidos de un signo más y los rellenos de un signo menos, así por ejemplo

Sta	Sección transversal		
12 + 000	$\frac{-3,0}{10,2}$	$\frac{-1,1}{0,0}$	$\frac{-0,9}{8,5}$
10 + 000	$\frac{+1,5}{7,0}$	$\frac{+3,5}{0,0}$	$\frac{+13,7}{13,6}$

Estas secciones se toman, generalmente, cada 20 metros, excepto cuando la naturaleza de la topografía las requiera más próximas o cuando haya un cambio de sección de corte a sección de terraplén.

La toma de nuevas secciones transversales para el cálculo de los volúmenes da la oportunidad de fijar en el terreno las estacas de talud, a fin de delimitar los bordes de los taludes de corte o del pie de los terraplenes.

4.2.3. COLOCACION DE LAS ESTACAS DE TALUD

La posición de las estacas de talud, relativa al eje de la carretera, puede determinarse de diversas maneras:

Si al elaborar el anteproyecto se han dibujado las líneas de c y t o se tiene el plano de las secciones transversales, la distancia que se mida en los planos entre el eje y los puntos c y t en cada sección puede llevarse en el terreno. Otras veces, la posición de las estacas de talud puede determinarse analíticamente y las distancias así calculadas son llevadas en el terreno; pero el método preferido consiste en buscar sobre el terreno directamente, por tanteos, la posición de las referidas estacas.

Los dos últimos procedimientos, el analítico y el de campo, se describen en detalle a continuación.

4.2.3.1. Método analítico

El método analítico puede aplicarse cuando la pendiente transversal del terreno es relativamente uniforme y puede expresarse como pendiente en uno.

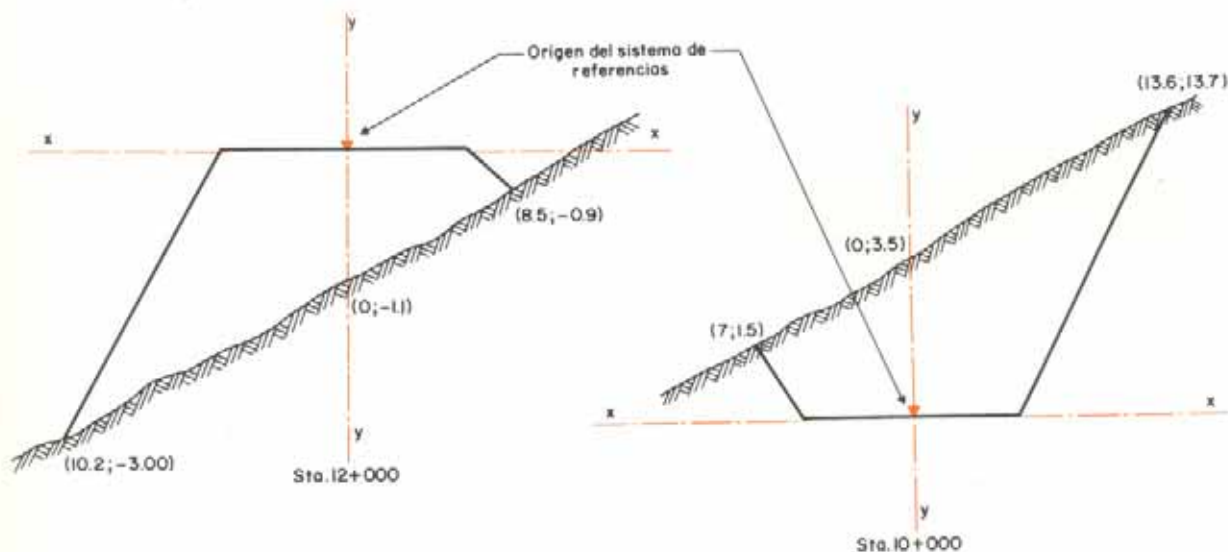


Fig. IV-4. Sistema de referenciación cartesiano de las secciones transversales.

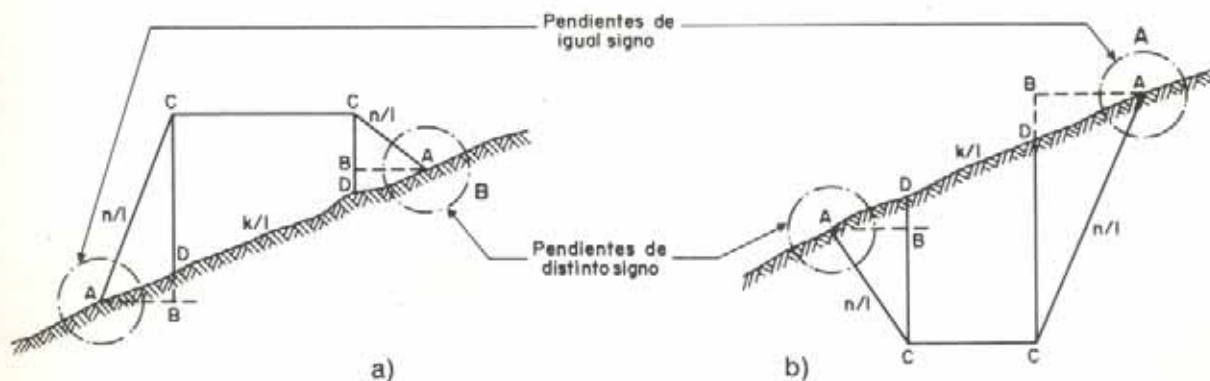


Fig. IV-5. Relación de pendientes entre los taludes de las secciones transversales y el terreno.

Si se consideran las secciones transversales de una carretera, puede observarse en ellas que la posición de las estacas de talud es la intersección de dos líneas cuyas pendientes tienen igual o distinto signo.

Según la relación entre los signos de las pendientes transversales, se pueden presentar dos casos:

- a) La pendiente del talud y la del terreno son del mismo signo.

Aislando la sección A del dibujo de la figura IV-5(b), se ha llamado AC la línea del talud cuya pendiente es $n/1$, y AD la del terreno de pendiente $k/1$.

En la figura IV-6, haciendo $FA = 1$, se puede escribir

$$FA = 1 = FE \times k$$

$$FA = 1 = FG \times n$$

de donde

$$FE = \frac{1}{k}$$

$$FG = \frac{1}{n}$$

y

$$EG = FG - FE = \frac{1}{n} - \frac{1}{k}$$

Comparando los triángulos semejantes ADC y AEG

$$\frac{CD}{BA} = \frac{EG}{FA} = \frac{\frac{1}{n} - \frac{1}{k}}{1}$$

de donde

$$BA = \frac{CD}{\frac{1}{n} - \frac{1}{k}}$$

es decir, que si dos líneas convergentes que tengan pendientes del mismo signo están separadas en un punto por la altura CD , la distancia horizontal desde dicho punto a la cual se encontrarán será

$$BA = \frac{CD}{\frac{1}{n} - \frac{1}{k}}$$

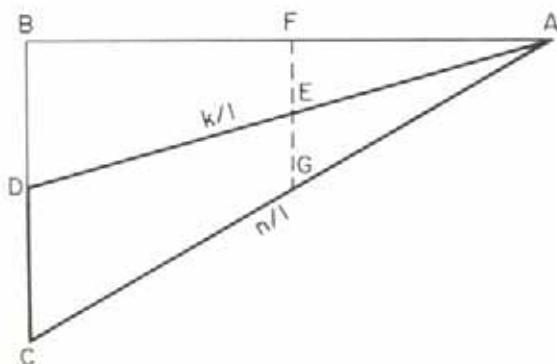


Fig. IV-6.

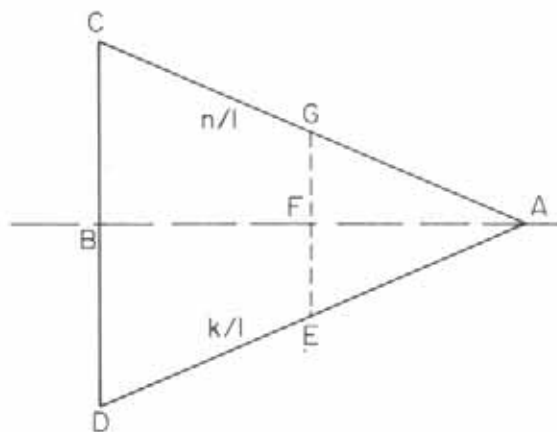


Fig. IV-7.

- b) La pendiente del talud y la del terreno son de distinto signo.

Ahora se ha aislado la porción B del dibujo de la figura IV-5(a). En la figura IV-7, haciendo $FA = 1$, se puede escribir

$$FA = 1 = GF \times n$$

$$FA = 1 = FE \times k$$

de donde

$$GF = \frac{1}{n}$$

$$FE = \frac{1}{k}$$

y

$$GE = GF + FE = \frac{1}{n} + \frac{1}{k}$$

Comparando los triángulos semejantes ACD y AGE, se puede escribir

$$\frac{CD}{BA} = \frac{GE}{FA} = \frac{GF + FE}{1} = \frac{\frac{1}{n} + \frac{1}{k}}{1}$$

de donde

$$BA = \frac{CD}{\frac{1}{n} + \frac{1}{k}}$$

luego, en el caso de dos líneas convergentes que tengan pendientes de distinto signo, separadas en un punto por la altura CD , la distancia horizontal desde dicho punto a la cual se encontrarán será:

$$BA = \frac{CD}{\frac{1}{n} + \frac{1}{k}}$$

En cualquiera de los casos, la altura CD será el valor del corte o relleno en el eje más o menos el valor del semiancho de la plataforma dividido entre la pendiente del terreno (Fig. IV-8).

$$CD = h \pm \frac{\text{semiancho plataforma}}{k}$$

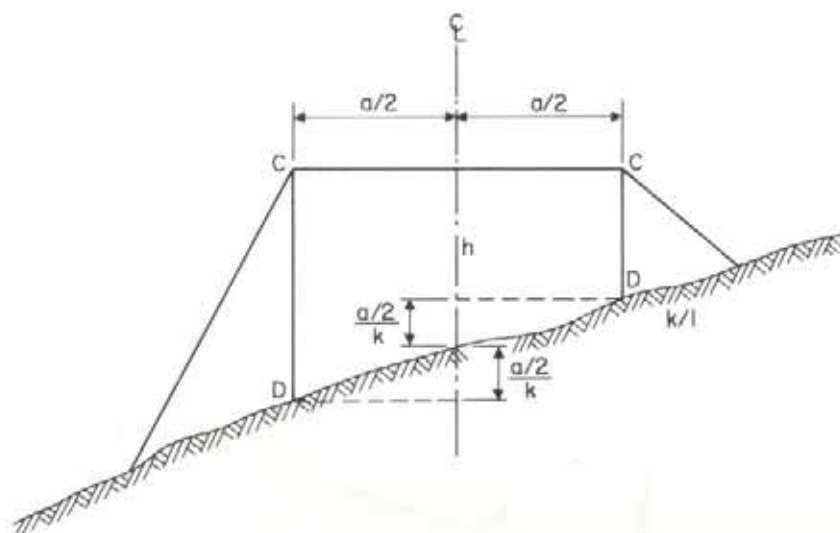


Fig. IV-8.

4.2.3.2. Método de tanteos en el terreno

La colocación de las estacas de talud en el terreno por el método de tanteos es un proceso de aproximaciones sucesivas. El procedimiento que se describe a continuación está ilustrado en la figura IV-9, donde se ha representado una sección en terraplén. El proceso, en el caso de secciones en trinchera, es similar.

Estacionando el nivel a un lado del eje de la poligonal y colocando la mira sobre la estaca del eje, se hace una lectura horizontal que proporciona una altura de mira h_m que permite calcular el valor llamado g

$$g = h_r - h_m$$

Colocando luego la mira a derecha e izquierda del eje, en los extremos de la plataforma, se vuelven a hacer lectu-

ras de mira. Sumándoles el valor de g se obtienen las alturas de relleno en los bordes de la plataforma.

Así se tiene,

$$h_l + g = h_{rl}$$

$$h_d + g = h_{rd}$$

siendo h_l y h_d las lecturas de mira a la izquierda y a la derecha, respectivamente, y h_{rl} y h_{rd} los valores del relleno en cada extremo de la plataforma.

Con estos valores se calculan las distancias tentativas d_l y d_d

$$\text{semiancho de la plataforma} + h_{rl} \times n = d_l$$

$$\text{semiancho de la plataforma} + h_{rd} \times n = d_d$$

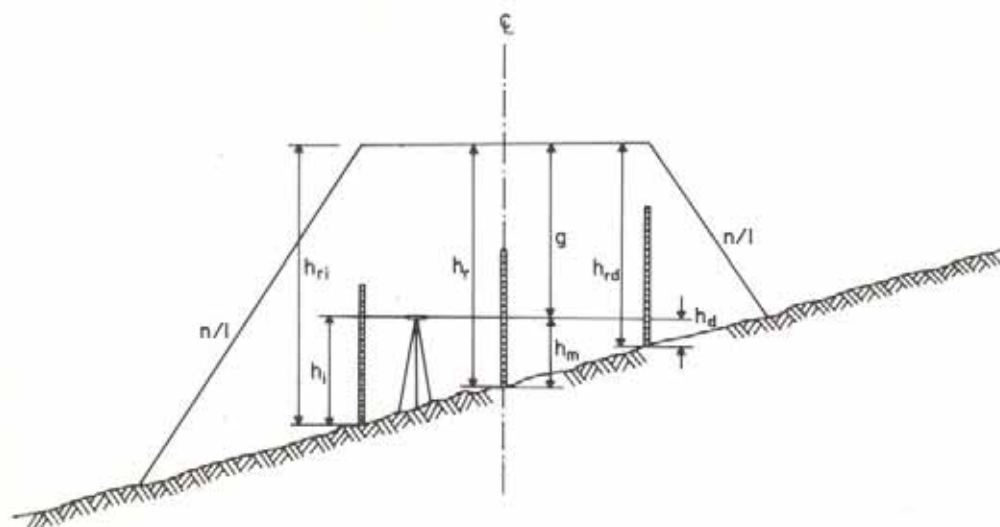


Fig. IV-9. Colocación de las estacas de talud; lecturas iniciales.

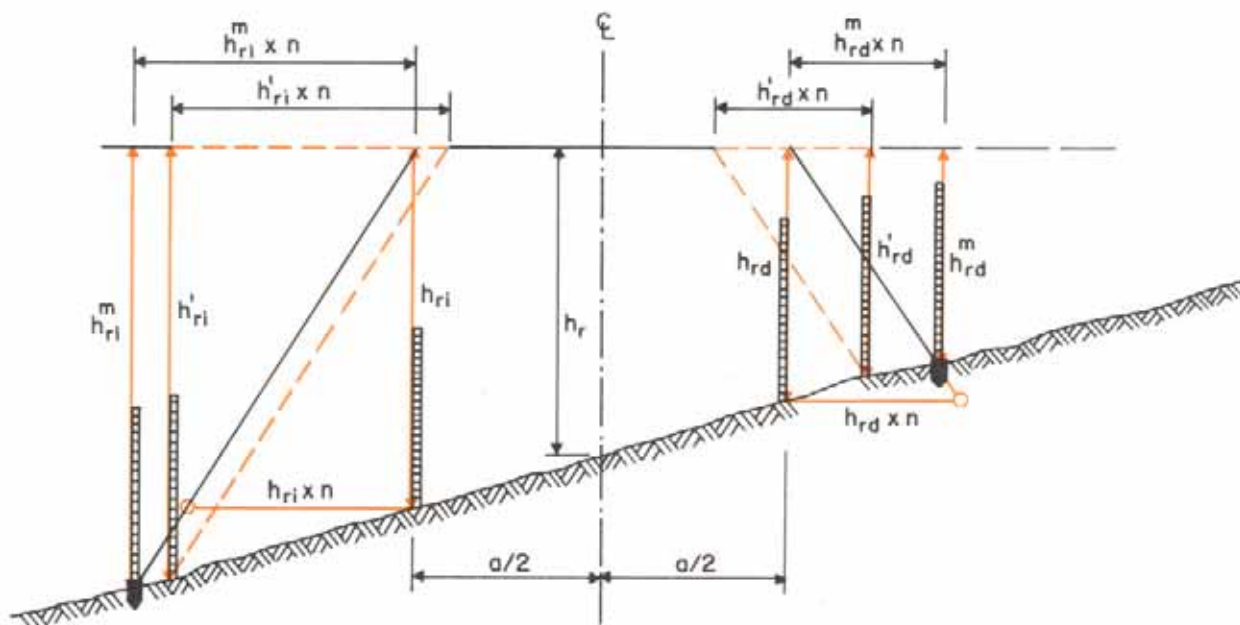


Fig. IV-10. Colocación de las estacas de talud: búsqueda por aproximaciones.

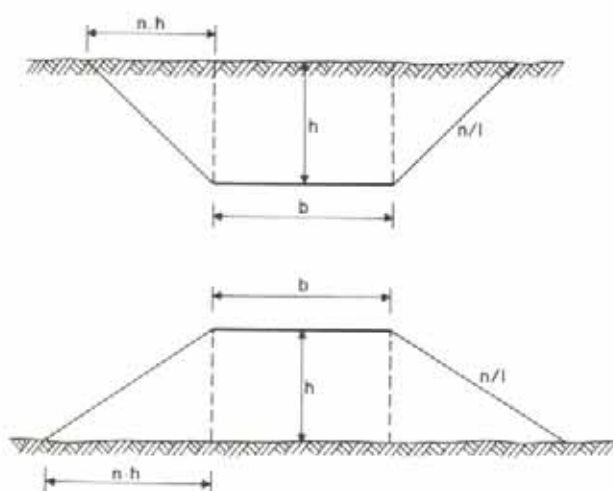


Fig. IV-11. Area de una sección transversal en terreno plano.

Obsérvese en la figura IV-10 que estas primeras distancias no coinciden con la posición de las estacas de talud. Para el ejemplo que se está analizando, la posición de la estaca de talud se encuentra más alejada cuando el terreno baja, y más cerca cuando el terreno sube.

En general, cuando el terreno baja, la mira habrá de colocarse a una distancia algo mayor que d_i ; y cuando sube, a una distancia algo menor que d_d .

Así colocada la mira, se lee y se le suma el valor g . Se calculan nuevamente las distancias d'_i y d'_d , tal como se hizo

antes, pero empleando los valores h'_i y h'_d , y se miden con cinta las distancias desde el eje hasta la mira.

Si las distancias calculadas coinciden con las distancias medidas desde el eje, la posición de las estacas ha quedado determinada. De no coincidir, el proceso se repite hasta conseguir la igualdad.

Para evitar numerosos tanteos, especialmente en terrenos difíciles, resulta útil determinar previamente las distancias gráficas, obtenidas de los planos de planta o de secciones transversales, y hacer en el terreno solamente las pequeñas correcciones del caso.

4.2.4. CALCULO DE LAS AREAS DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES

Las áreas de las secciones transversales pueden calcularse de diferentes maneras, dependiendo de la topografía del terreno y del grado de precisión exigido.

Entre los distintos métodos usuales, son corrientes los siguientes:

1. Secciones transversales en terreno plano.

Para el caso de secciones en trincheras o en terraplén, en un terreno plano, el área de la sección transversal es

$$A = b \cdot h + 2 \frac{nh \cdot h}{2}$$

$$A = b \cdot h + nh^2 = h(b + nh)$$

(En la figura IV-11 y en las que siguen, a fin de simplificar, no se han indicado las cunetas, cuyas áreas podrán calcularse separadamente.)

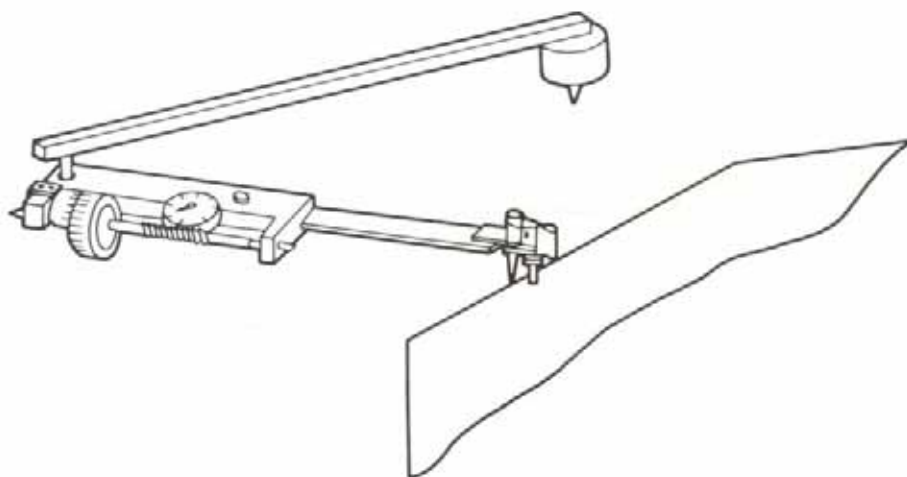


Fig. IV-12. Planímetro polar.

2. Empleo del planímetro.

Los planímetros son instrumentos que sirven para medir el área de una figura recorriendo su contorno con una determinada parte del instrumento. De los distintos tipos de planímetros existentes, el más recomendado es el llamado *planímetro polar*.

Su uso y manejo es dado en las instrucciones del fabricante y en la mayoría de los libros de topografía *.

3. Método analítico.

Si se considera una figura en la que las coordenadas de sus vértices son $x_1, y_1; x_2, y_2; x_3, y_3; x_4, y_4 \dots$, etc., el área de esta figura viene dada por la siguiente matriz:

$$A = \frac{1}{2} \begin{vmatrix} y_1 & y_2 & y_3 & y_4 & \dots & y_n & y_1 \\ x_1 & x_2 & x_3 & x_4 & \dots & x_n & x_1 \end{vmatrix}$$

Desarrollando

$$A = \frac{1}{2} (y_1 x_2 + y_2 x_3 + y_3 x_4 + \dots + y_n x_1) - (y_2 x_1 + y_3 x_2 + y_4 x_3 + \dots + y_1 x_n)$$

que también puede escribirse

$$A = \frac{1}{2} \left[y_1(x_2 - x_n) + y_2(x_3 - x_1) + y_3(x_4 - x_2) + \dots + y_n(x_1 - x_{n-1}) \right]$$

o, en forma general,

$$A = \frac{1}{2} \sum y_n (x_{n+1} - x_{n-1})$$

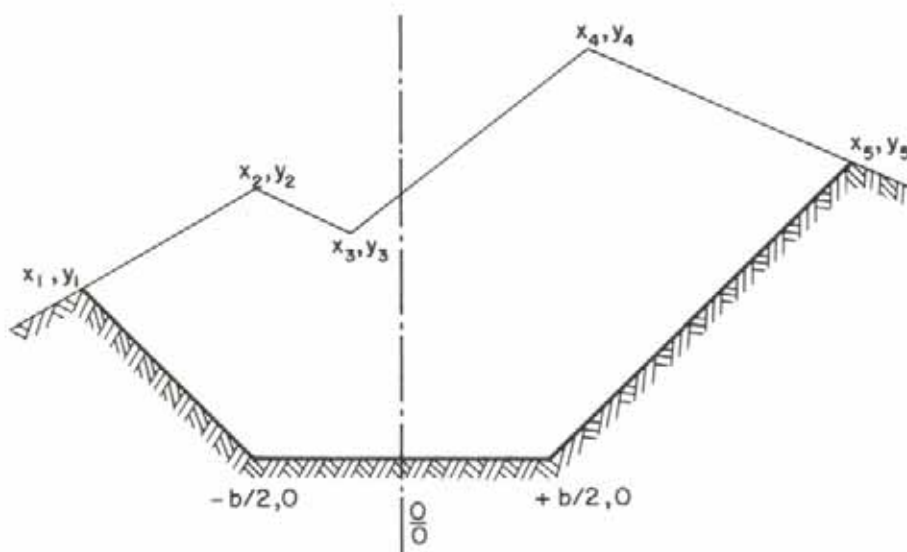


Fig. IV-13. Área de sección transversal; disposición de los datos para el cálculo analítico.

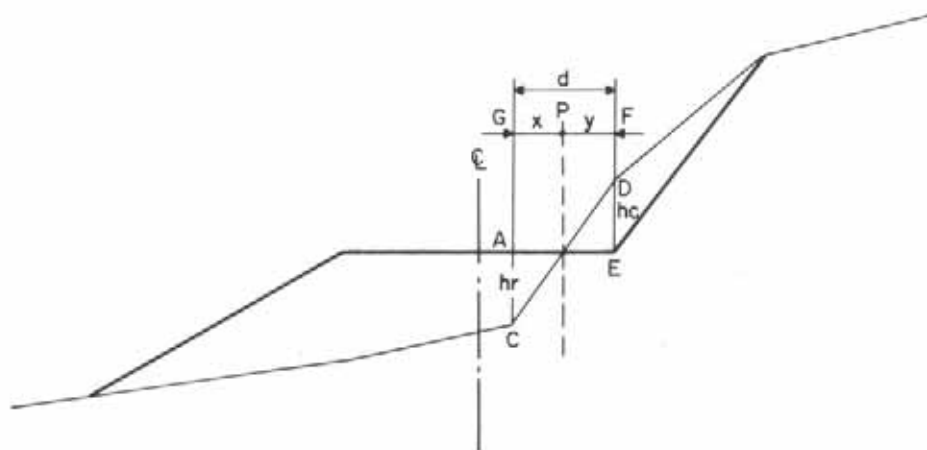


Fig. IV-14. Determinación del punto de paso en una sección transversal.

Si se aplica esta expresión a una sección de carretera, donde las coordenadas de los vértices han sido tomadas directamente de la libreta de campo y están referidas al centro de la plataforma como origen de coordenadas, se obtiene una expresión de la forma

$$A = \frac{1}{2} \begin{vmatrix} 0 & y_1 & y_2 & y_3 & y_4 & y_5 & 0 & 0 \\ -b/2 & -x_1 & -x_2 & -x_3 & x_4 & x_5 & b/2 & -b/2 \end{vmatrix}$$

obsérvese que, como los extremos de la plataforma tienen $y = 0$, no hace falta repetir en la expresión el término $0; -b/2$ y que se puede expresar el área empleando los datos tales como están en la libreta de campo, agregando tan sólo los datos de los extremos de la plataforma en sus extremos.

Al aplicar esta expresión, es indispensable que las coordenadas aparezcan en el mismo orden en que los puntos se suceden en el terreno, dándoles, preferiblemente, el sentido de las agujas del reloj.

La expresión anterior se resuelve simplemente por medio de la multiplicación cruzada indicada por las flechas.

$$A = \frac{1}{2} \begin{vmatrix} 0 & y_1 & y_2 & y_3 & y_4 & y_5 & 0 \\ -b/2 & -x_1 & -x_2 & -x_3 & x_4 & x_5 & b/2 \end{vmatrix}$$

donde a la suma algebraica de los productos indicados por las flechas marcadas hacia la derecha se le resta la suma algebraica de los productos dados por las flechas en dirección contraria.

Cuando se trata de una sección con parte en corte y parte en terraplén, como la de la figura IV-14, hay que determinar la abscisa del punto de paso. Conocidas las coordenadas en C y D, así como la distancia entre esos dos puntos, se puede escribir

$$\frac{GP}{AC} = \frac{PF}{DE} = \frac{GP + PF}{AC + DE}$$

o

$$\frac{x}{h_r} = \frac{y}{h_c} = \frac{x+y}{h_r+h_c} = \frac{d}{h_r+h_c}$$

de donde

$$x = \frac{d \cdot h_r}{h_r + h_c} \quad e \quad y = \frac{d \cdot h_c}{h_r + h_c}$$

4. Secciones a tres niveles.

Secciones a tres niveles son aquellas en las que el terreno no es muy quebrado, bastando tan sólo las estacas central y las dos de talud para definirla.

Por la frecuencia con que se presentan, es útil disponer de una fórmula simplificada para estas secciones.

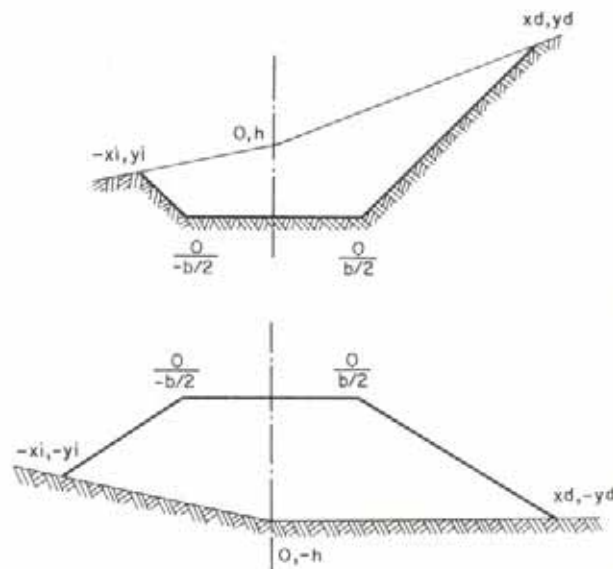


Fig. IV-15. Área de una sección transversal; disposición de los datos en las secciones a tres niveles.

En estos casos se tiene

$$A = \frac{1}{2} \begin{vmatrix} 0 & y_i & h & y_d & 0 \\ -b/2 & -x_i & 0 & x_d & -b/2 \end{vmatrix}$$

$$A = \frac{1}{2} \left[h x_d + y_d \frac{b}{2} + h x_i + y_i \frac{b}{2} \right]$$

$$A = \frac{1}{2} \left[h(x_d + x_i) + \frac{b}{2}(y_d + y_i) \right]$$

4.2.5. CALCULO DEL VOLUMEN DE LOS PRISMOIDES

4.2.5.1. Fórmula prismoidal y de las áreas medias

Considérese un prismoide de bases triangulares situadas en planos paralelos (Fig. IV-16). Puesto que los ángulos de uno de los triángulos no son iguales a los ángulos correspondientes del otro triángulo, al menos dos de las superficies laterales serán alabeadas.

Si a una distancia x de una de las bases se dibuja una sección paralela a ella, el área de esta sección será

$$A = \frac{1}{2} b_x h_x = \frac{1}{2} \left[b_1 + (b_2 - b_1) \frac{x}{L} \right] \left[h_1 + (h_2 - h_1) \frac{x}{L} \right]$$

El volumen de una sección de longitud infinitesimal será $A \cdot dx$; el volumen total del prismoide será

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} \int_0^L \left[b_1 + (b_2 - b_1) \frac{x}{L} \right] \left[h_1 + (h_2 - h_1) \frac{x}{L} \right] dx = \\ & = \frac{1}{2} \left[b_1 h_1 x + (b_2 - b_1) h_1 \frac{x^2}{2L} + b_1 (h_2 - h_1) \frac{x^2}{2L} + \right. \\ & \quad \left. + (b_2 - b_1) (h_2 - h_1) \frac{x^3}{3L^2} \right]_0^L \\ & = \frac{1}{2} \left\{ b_1 h_1 L + \left[(b_2 - b_1) h_1 + b_1 (h_2 - h_1) \right] \frac{L}{2} + \right. \\ & \quad \left. + (b_2 - b_1) (h_2 - h_1) \frac{L}{3} \right\} \\ & = \frac{L}{2} \left[\frac{1}{3} b_1 h_1 + \frac{1}{6} b_1 h_2 + \frac{1}{6} b_2 h_1 + \frac{1}{3} b_2 h_2 \right] \\ & = \frac{L}{6} \left[\frac{1}{2} b_1 h_1 + \frac{1}{2} b_1 (h_1 + h_2) + \frac{1}{2} b_2 (h_1 + h_2) + \frac{1}{2} b_2 h_2 \right] \\ & = \frac{L}{6} \left[\frac{1}{2} b_1 h_1 + 4 \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{b_1 + b_2}{2} \cdot \frac{h_1 + h_2}{2} \right) + \frac{1}{2} b_2 h_2 \right] \\ & \quad V = \frac{L}{6} (A_1 + 4A_m + A_2) \end{aligned}$$

donde A_1 , A_2 y A_m son las áreas de las secciones transversales definidas en el parágrafo 4.2.1.

Obsérvese que A_m es el área de la sección a media distancia entre las extremas, pero no es la media aritmética de ellas. Las dimensiones lineales de A_m son media aritmética de las correspondientes en las secciones extremas.

Aunque siempre es posible calcular el volumen de un prismoide con esta fórmula, la determinación de A_m es una operación tediosa. Es, por consiguiente, más simple utilizar una fórmula aproximada y aplicarle las correcciones necesarias.

La fórmula aproximada más comúnmente utilizada para el cálculo de los volúmenes de los prismoides es la llamada *fórmula de las áreas medias*, la cual se escribe así

$$V_m = \frac{1}{2} L (A_1 + A_2)$$

que se deduce al reemplazar en la fórmula prismoidal A_m por $\frac{A_1 + A_2}{2}$

Esta fórmula es exacta cuando ambas secciones extremas son iguales. Para otras condiciones, los resultados son ligeramente mayores que los verdaderos; así, cuando se aplica a una pirámide, el error es máximo y el volumen igual a un 50 por ciento del verdadero. En la práctica, el error a lo largo de un tramo no pasa de ser más de 2 por ciento⁹.

Cuando el prismoide es triangular, la fórmula de las áreas medias puede escribirse

$$V = \frac{1}{2} L \left(\frac{1}{2} b_1 h_1 + \frac{1}{2} b_2 h_2 \right)$$

4.2.5.2. Corrección prismoidal

Llamando V_p al volumen hallado por la fórmula prismoidal y V_m el hallado por la fórmula de las áreas medias, el error al aplicar esta fórmula aproximada será

$$\begin{aligned} \text{Error} = V_m - V_p &= \frac{L}{2} (A_1 + A_2) - \frac{L}{6} (A_1 + 4A_m + A_2) \\ &= \frac{L}{6} (3A_1 + 3A_2) - \frac{L}{6} (A_1 + 4A_m + A_2) \\ &= \frac{L}{6} (2A_1 + 2A_2 - 4A_m) \\ &= \frac{L}{3} (A_1 + A_2 - 2A_m) \end{aligned}$$

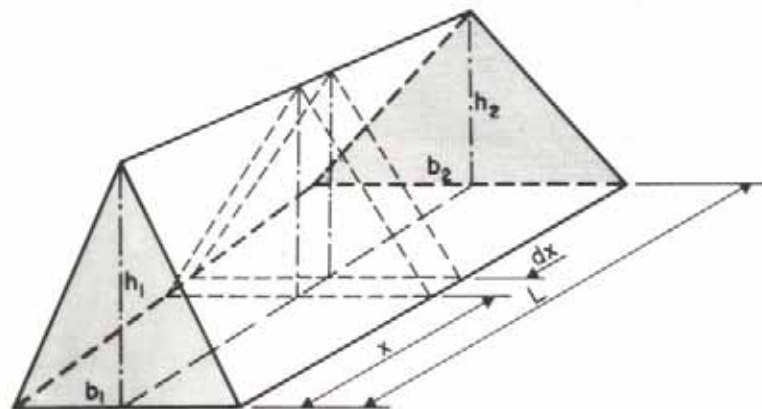


Fig. IV-16. Volumen de un prismoide.

Si a este error se lo llama C_p , *corrección prismoidal*,

$$C_p = V_m - V_p$$

y entonces

$$V_p = V_m - C_p$$

Para el caso del tronco de pirámide triangular, el valor de la corrección prismoidal es

$$C_p = \frac{L}{12} (b_1 - b_2) (h_1 - h_2)$$

ya que

$$A_m = \frac{1}{2} \left(\frac{b_1 + b_2}{2} \right) \left(\frac{h_1 + h_2}{2} \right)$$

Esta ecuación muestra que si las h o las b son iguales entre sí, la corrección es nula.

Para el caso frecuente de las secciones a tres niveles, la corrección prismoidal se deduce de la siguiente manera:

Aplicando la expresión

$$C_p = \frac{L}{12} (b_1 - b_2) (h_1 - h_2)$$

a los prismoides que resultan de descomponer la figura IV-17 como en ella se indica, los prismoides de base 1 y 2

tienen cero corrección; el prismoide de base 3 tiene por corrección

$$\frac{L}{12} (x_{i1} - x_{i2}) (h_1 - h_2)$$

el prismoide de base 4 tiene

$$\frac{L}{12} (x_{d1} - x_{d2}) (h_1 - h_2)$$

luego, la corrección total será

$$\begin{aligned} C_p &= \frac{L}{12} (x_{i1} - x_{i2}) (h_1 - h_2) + \frac{L}{12} (x_{d1} - x_{d2}) (h_1 - h_2) \\ &= \frac{L}{12} (h_1 - h_2) \left[(x_{i1} - x_{i2}) + (x_{d1} - x_{d2}) \right] \\ &= \frac{L}{12} (h_1 - h_2) \left[(x_{i1} + x_{d1}) - (x_{i2} + x_{d2}) \right] \\ C_p &= \frac{L}{12} (h_1 - h_2) (x_1 - x_2) \end{aligned}$$

donde los valores de h y x corresponden a los indicados en la figura para la sección transversal anterior y posterior del prismoide.

En el caso de secciones irregulares, pueden obtenerse resultados bastante satisfactorios asimilándolas a secciones a tres niveles y aplicando la corrección prismoidal correspondiente.

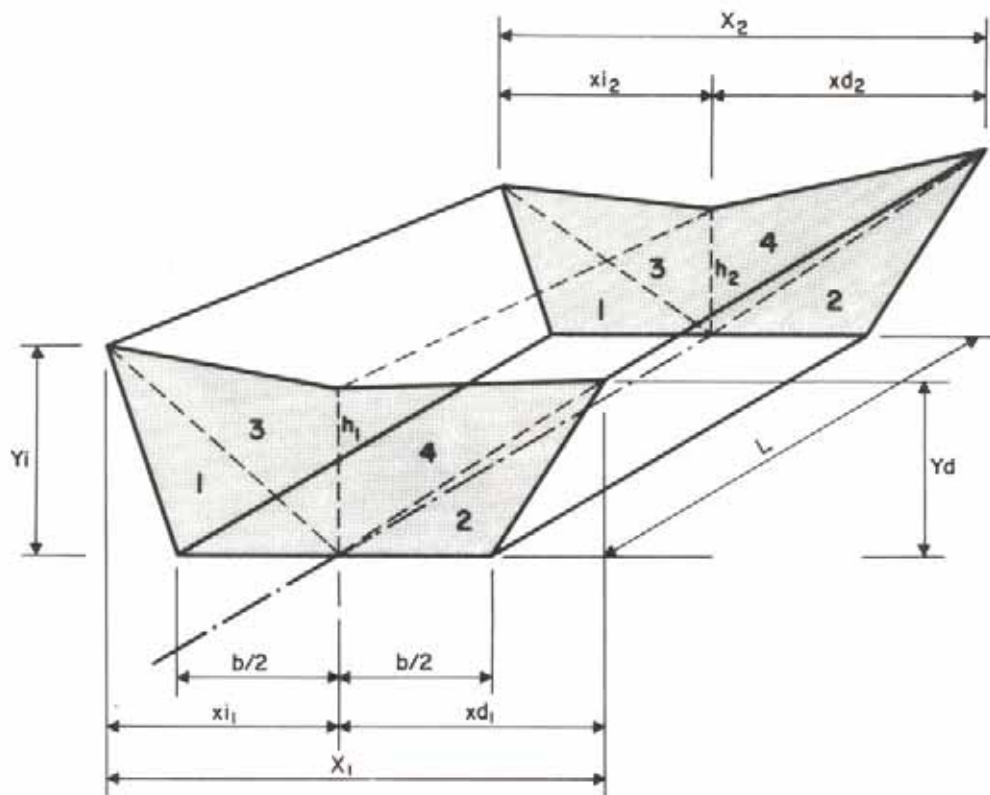


Fig. IV-17. Descomposición de un prismoide para aplicar la corrección prismoidal.

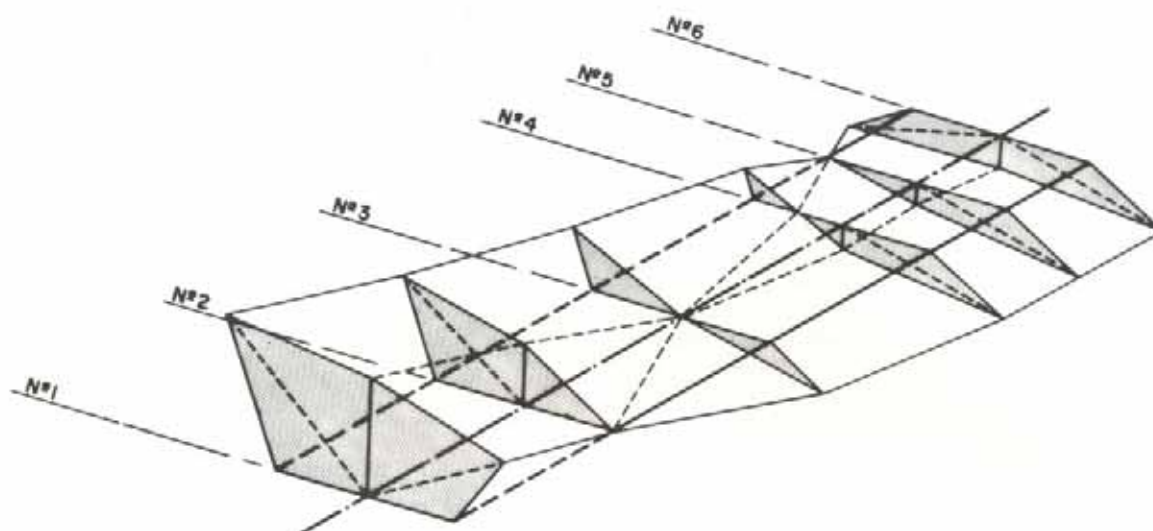


Fig. IV-18. Paso de secciones en corte a secciones en terraplén.

4.2.5.2.1. Corrección prismoidal para secciones de distinto tipo

Cuando las secciones son de distinto tipo, una de corte y otra de terraplén o cualquier otra combinación posible, es necesario determinar el punto del eje donde hay el cambio y allí levantar una sección transversal.

Como se puede analizar en la figura IV-18, hay secciones intermedias que corresponden al límite de un tipo de sección y comienzo de otro. Estas secciones intermedias son imprescindibles cuando se van a calcular los volúmenes.

De una manera gradual, una sección de corte completo máximo, es decir en trinchera, pasa a una sección de relleno máximo, es decir, en terraplén, de la siguiente manera:

1. Sección en trinchera.
2. Sección en trinchera, límite de las de corte completo.
3. Sección a media ladera, sin corte ni relleno en el eje.
4. Sección a media ladera.
5. Sección en terraplén.

Estos prismoides deben descomponerse en volúmenes de corte y volúmenes de terraplén, que se calcularán separadamente. Luego, la corrección prismoidal se aplicará, también por separado, utilizando la fórmula que da C_p , según que el prismoide resultante sea un tronco de prisma triangular o un prismoide con secciones a tres niveles.

Obsérvese en los prismoides entre las secciones 2-3 y 4-5 que en ellos se ha formado una pirámide, de relleno entre 2-3 y de corte entre 4-5. El volumen de la pirámide triangular es

$$V = \frac{1}{3} \text{ Área de la base} \times L$$

y no requiere la aplicación de ninguna corrección prismoidal.

Otros tipos de prismoides que con frecuencia aparecen al descomponer una sección de corte y de terraplén pueden ser el tronco de pirámide y la cuña (Fig. IV-19).

En estos casos puede aplicarse de una vez una fórmula

que dé el volumen exacto, sin necesidad de aplicarle la corrección prismoidal.

En el caso del tronco de pirámide se tiene

$$V = \frac{h}{3} (A + B + \sqrt{AB})$$

siendo h la altura entre las bases y A y B las áreas de las bases inferior y superior, respectivamente.

Para el caso de una cuña, el volumen se obtiene aplicando la expresión

$$V = \frac{Wh}{6} (x + y + z)$$

donde cada uno de los términos se indica en la figura siguiente

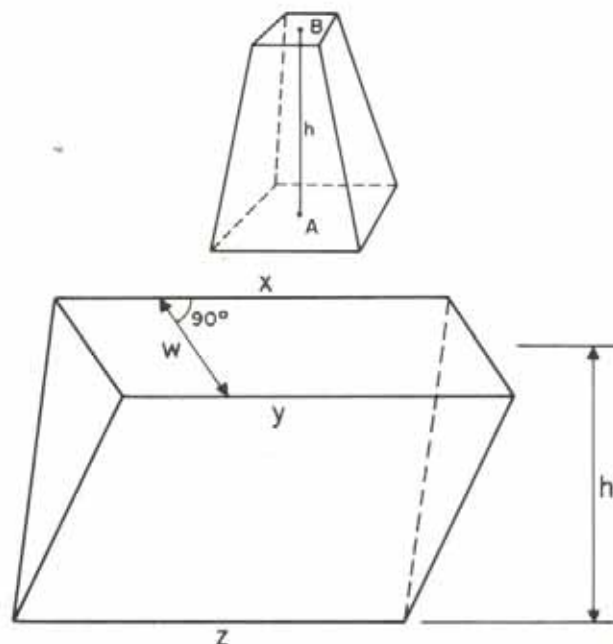


Fig. IV-19. Tronco de pirámide y cuña.

4.2.5.3. Corrección por curvatura

Las fórmulas consideradas hasta ahora para el cálculo de los volúmenes de tierra se refieren a prismoides en un eje de carretera recto, con secciones normales a él. En carreteras también es muy frecuente el caso de eje curvo y secciones radiales, es decir, no paralelas.

En estos casos, para el cálculo de los volúmenes también es práctica corriente utilizar la fórmula de las áreas medias.

Sin embargo, existen situaciones en las cuales el alto costo de la construcción (por ejemplo, debido a excavaciones en rocas o a secciones con calzadas separadas) requiere y justifica cálculos más detallados en los tramos curvos.

De acuerdo con el teorema de Pappus y Guldinus, el volumen de un sólido engendrado por una superficie plana que gira alrededor de un eje contenido en el plano de su superficie, es igual al producto del área de esa superficie por el recorrido descrito por el centro de gravedad de la superficie durante la giración.

Si el centro de gravedad de todas las secciones coincidiese con el eje de la vía, por donde la longitud de los prismoides es medida, podría aplicarse este teorema para calcular los volúmenes sin necesidad de ninguna corrección. Si todas las secciones, dentro de un cierto tramo, fuesen iguales y, por consiguiente, tuviesen la misma excentricidad, la corrección por curvatura sería fácil de calcular, de acuerdo al teorema anterior. Pero, cuando tanto las áreas como las excentricidades varían continuamente, como es el caso ordinario en carreteras, la solución teórica exacta es compleja.

Por consiguiente, una solución aproximada se hace necesaria.

Considerando la figura IV-20, el eje describe la curva de radio R , y la distancia entre las secciones A y B , medida por el eje es L .

La posición de los centros de gravedad está indicada por los puntos c y c' , cuya excentricidad o distancia al centro de la plataforma es e_1 y e_2 , respectivamente.

Si la sección A , de área a , se mantiene constante entre A y B , el volumen engendrado por esa área será

$$V = a \cdot l$$

donde l es el camino recorrido por el centro de gravedad c . Si la sección B , en su recorrido desde B hasta A se mantuviese constante, podrá escribirse

$$V' = a' l'$$

De la geometría de la figura se tiene

$$\frac{L}{l} = \frac{R}{R + e}$$

y por consiguiente

$$l = \frac{L(R + e_1)}{R}$$

y también

$$l' = \frac{L(R + e_2)}{R}$$

luego, los volúmenes son

$$V = \frac{aL(R + e_1)}{R}$$

$$V' = \frac{a'L(R + e_2)}{R}$$

Si se acepta como suficiente aproximación para el cálculo de movimiento de tierras que $V_c = 1/2(V + V')$, lo cual es cierto cuando la excentricidad varía uniformemente entre las dos secciones, se puede escribir

$$V_c = \frac{1}{2} \left[\frac{aL(R + e_1)}{R} + \frac{a'L(R + e_2)}{R} \right]$$

$$V_c = \frac{L}{2R} \left[a(R + e_1) + a'(R + e_2) \right]$$

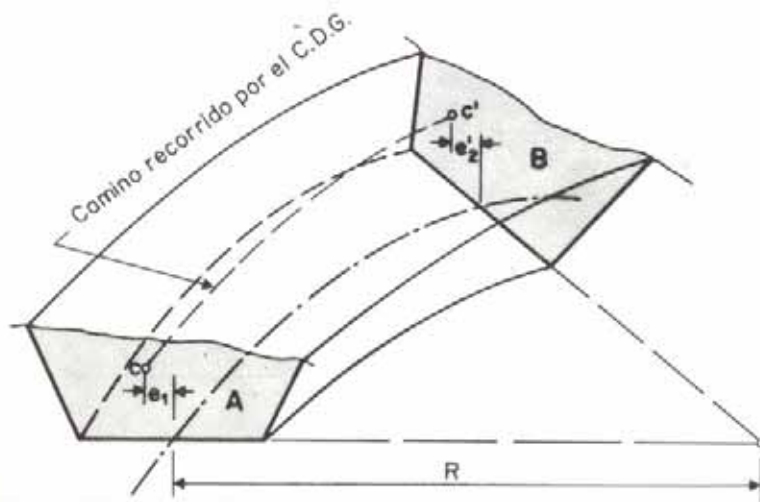


Fig. IV-20. Prismoide de eje curvo.

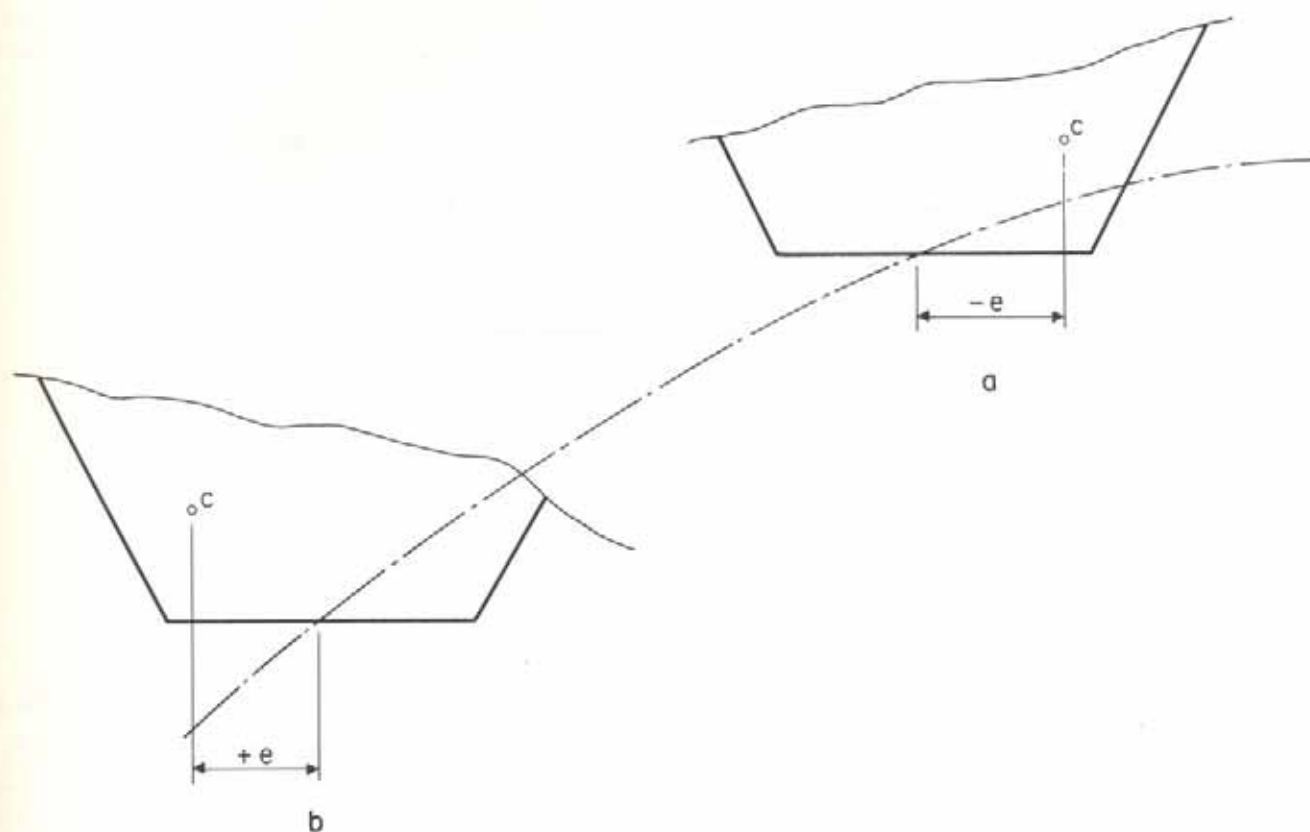


Fig. IV-21. Corrección por curvatura.

Como el volumen, sin tomar en cuenta la curvatura, es

$$V = \frac{L}{2} (A_1 + A_2)$$

siendo

$$A_1 = a \quad \text{y} \quad A_2 = a'$$

la diferencia entre las fórmulas anteriores da el incremento o disminución que hay que aplicar a la fórmula de las áreas medias para obtener el volumen del prismoide de eje curvo

$$V_c - V_m = \frac{L}{2R} [A_1(R + e_1) + A_2(R + e_2)] - \frac{L}{2} (A_1 + A_2)$$

$$V_c - V_m = \text{Corrección por curvatura} = C_c$$

$$V_c = V_m + C_c$$

$$C_c = \frac{L}{2R} (A_1 e_1 + A_2 e_2)$$

y entonces

$$V_c = \frac{L}{2} (A_1 + A_2) + \frac{L}{2R} (A_1 e_1 + A_2 e_2)$$

La corrección por curvatura puede ser aditiva o sustractiva, según que el volumen del prismoide curvo sea, respectivamente, mayor o menor que el volumen calculado por la fórmula de las áreas medias.

Cuando el centro de gravedad queda situado del lado de adentro del eje curvo (Fig. IV-21 a), el volumen correcto es menor que el volumen medio, pues $l < L$. En este caso, la corrección por curvatura deberá ser sustractiva.

$$V_c = V_m - C_c$$

Cuando el centro de gravedad queda situado del lado de afuera del eje curvo (Fig. IV-21b), el volumen correcto es mayor que el volumen medio, pues $l > L$. En este caso, la corrección por curvatura deberá ser aditiva.

$$V_c = V_m + C_c$$

4.2.5.3.1. Determinación de la posición del centro de gravedad

La determinación de la verdadera posición de los centros de gravedad para un gran número de secciones irregulares es una operación larga.

En general, es suficientemente aproximado considerar las secciones transversales como secciones a tres niveles y, para el caso de secciones en media ladera, como áreas triangulares.

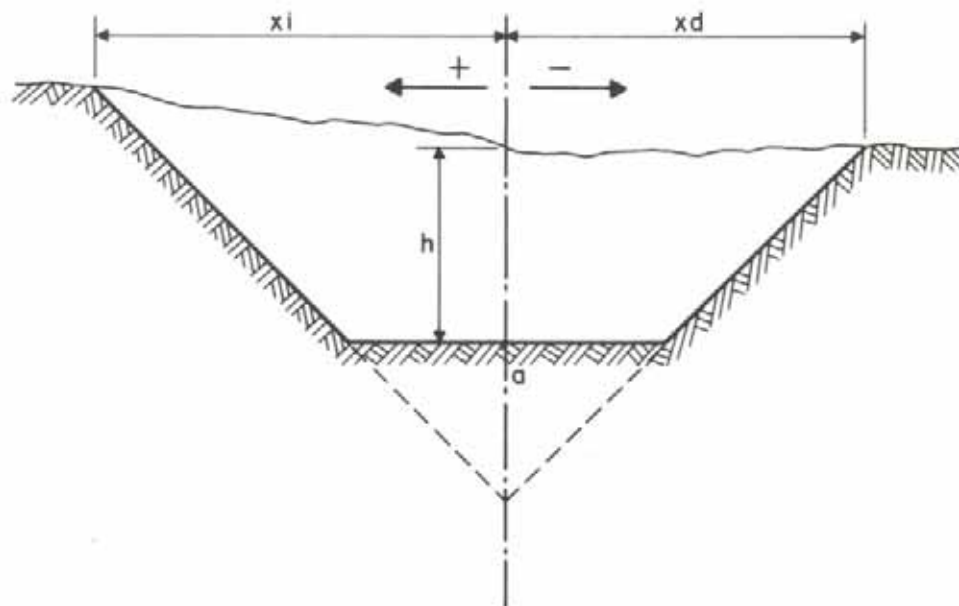


Fig. IV-22. Signo de la excentricidad.

Para el caso de una sección a tres niveles, la excentricidad viene dada por la expresión

$$e = \frac{\frac{(a+h)x_i}{2} - \frac{x_i}{3} - \frac{(a+h)x_d}{2} + \frac{x_d}{3}}{\frac{(a+h)x_i}{2} + \frac{(a+h)x_d}{2}}$$

o también

$$e = \frac{1}{3} (x_i - x_d)$$

representando cada letra la medida que se ha indicado en la figura IV-22.

Considerando la dirección x_i positiva, si $x_d > x_i$, la expresión anterior será negativa y el centro de gravedad estará hacia la derecha.

La corrección por curvatura puede entonces expresarse así

$$C_c = \frac{L}{6R} \left[a(x_d - x_i) + a'(x'_d - x'_i) \right]$$

A fin de mantener la convención de signos explicada antes, conviene entonces escribir, para curvas que crucen hacia la izquierda

$$e = \frac{1}{3} (x_d - x_i)$$

y en este caso, para $x_d > x_i$, e es positivo, lo cual indica su posición a la derecha.

El signo algebraico de la corrección por curvatura se determina más simplemente notando que el centro de gravedad de la sección transversal está al lado derecho o al izquierdo del eje según que x_d sea mayor o menor que x_i , y que la corrección será aditiva si el centro de gravedad está

del lado de afuera de la curva, en tanto que será negativa si está del lado de adentro.

Generalmente, x_i es uniformemente mayor (o uniformemente menor) que x_d a todo lo largo de una curva y, por consiguiente, la corrección por curvatura a lo largo del prismoide es uniformemente positiva o negativa. Sin embargo, en el caso de un terreno irregular, el centro de gravedad puede cambiar del lado de afuera al lado de adentro de la curva.

Si la curva cruza a la derecha, la corrección será positiva o negativa según que $(x_i - x_d)$ sea positiva o negativa; si la curva es a la izquierda, la corrección será positiva o negativa según que $(x_d - x_i)$ sea positiva o negativa.

Por consiguiente, para curvas a la derecha se usa la expresión $x_i - x_d$, y para curvas a la izquierda $x_d - x_i$, quedando el signo algebraico estrictamente de acuerdo a los resultados que estas expresiones den, tal como se resume en el siguiente cuadro.

SECCIONES A TRES NIVELES. VALOR Y SIGNO DE LA CORRECCION POR CURVATURA

Sentido de la curva	Valor de la excentricidad	Signo de la excentricidad	Signo de la corrección por curvatura
Cruzando a la izquierda	$e = \frac{1}{3} (x_d - x_i)$	$x_d > x_i$	$+e$
		$x_d < x_i$	$-e$
Cruzando a la derecha	$e = \frac{1}{3} (x_i - x_d)$	$x_i > x_d$	$+e$
		$x_i < x_d$	$-e$

Aunque las fórmulas indicadas se emplean a veces para obtener los valores de e , resulta más cómodo encontrar su posición gráficamente, considerando las secciones como triángulos o trapecios aproximados.

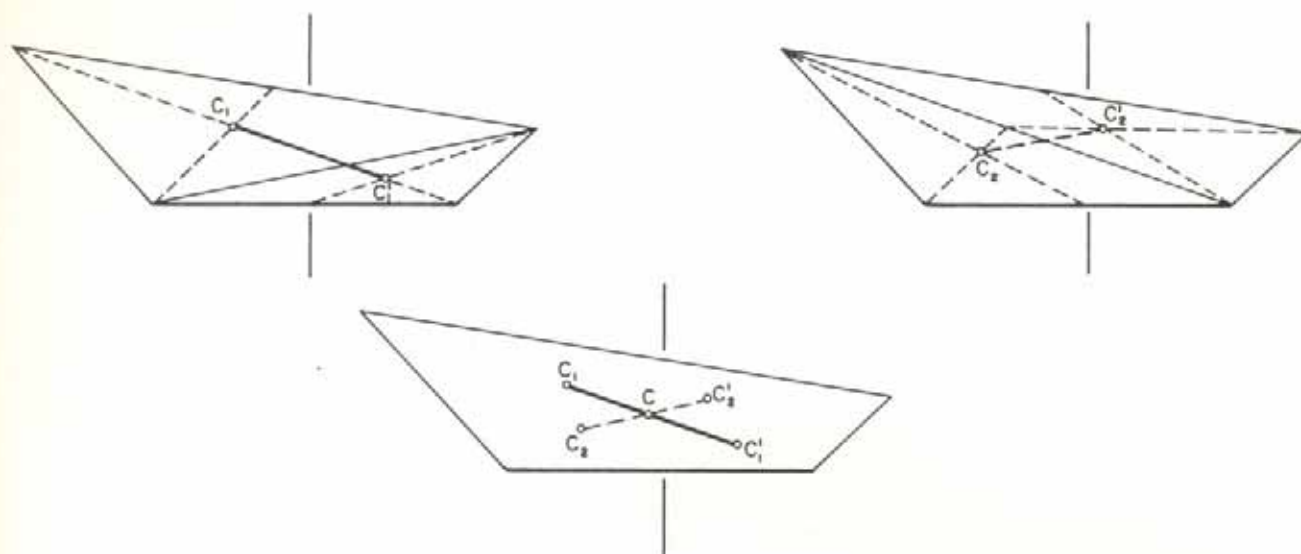


Fig. IV-23. Determinación gráfica de los centros de gravedad.

Recuérdese que, para una superficie triangular, el centro de gravedad es el punto de intersección de sus medianas, y que para una superficie trapezoidal, el centro de gravedad es el punto de intersección de la mediana con la recta que une los centros de gravedad de los triángulos formados en el trapecio por una diagonal de éste.

4.3. VOLUMENES DE TIERRA OBTENIDOS DE PRESTAMOS

Sucede frecuentemente en la construcción de carreteras que el volumen de tierra obtenido de los cortes no es suficiente para los terraplenes, o que la tierra obtenida de los cortes se halla tan lejos de los terraplenes que no es económico transportarla. Se localizan entonces zonas de buen suelo, próximas a los terraplenes, a un lado de la carretera, y se saca de ellas el material para los terraplenes.

A esas zonas se las llama *zonas de préstamos* y al material que de ellas se saca *tierra de préstamo*.

La cubicación de los préstamos se hace siempre por una de las dos siguientes razones:

- Antes de banquear, determinadas las áreas del préstamo y las profundidades a alcanzar, se hace la cubicación para saber cuánto material puede proporcionar el préstamo.

- Luego de hecho el banqueo, conocidos los niveles del terreno antes y después de efectuado el movimiento, se hace la cubicación para conocer el volumen de tierra extraído.

Hay varios métodos para el cálculo de los volúmenes de tierra obtenidos de los préstamos, entre los cuales los más frecuentemente empleados son: el método de las secciones transversales, el de las curvas de nivel y el de los prismas truncados.

Método de las secciones transversales

La sección transversal de las zonas de préstamo puede variar no sólo por las ondulaciones del terreno, sino también por las superficies del corte, ya sea que éste se realice ensanchando un corte apropiado o simplemente excavando en una mina.

En el caso de ensanchamiento de un corte, se puede utilizar el método de las secciones transversales. En este método se procede así:

Antes de iniciar la excavación se fija un eje en el préstamo, colocando estacas a intervalos regulares, y por ellas se toman perfiles transversales al eje. Luego de hecho el banqueo, se replantea el mismo eje anterior y se toman de nuevo los perfiles transversales por los mismos puntos. Se obtendrán así áreas de corte y los volúmenes se calcularán simplemente por el método de las áreas medias.

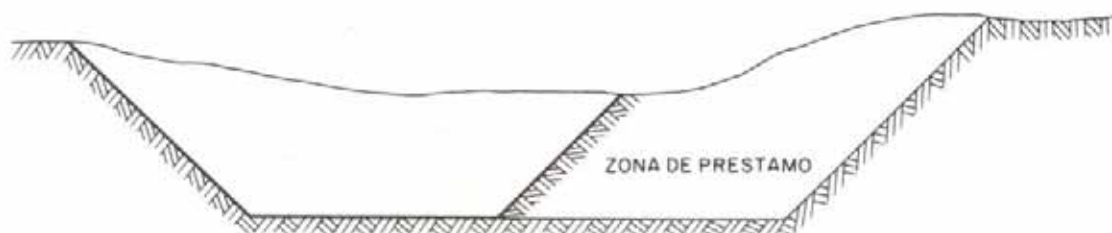


Fig. IV-24. Cubicación de un préstamo en un tramo de corte ensanchado.

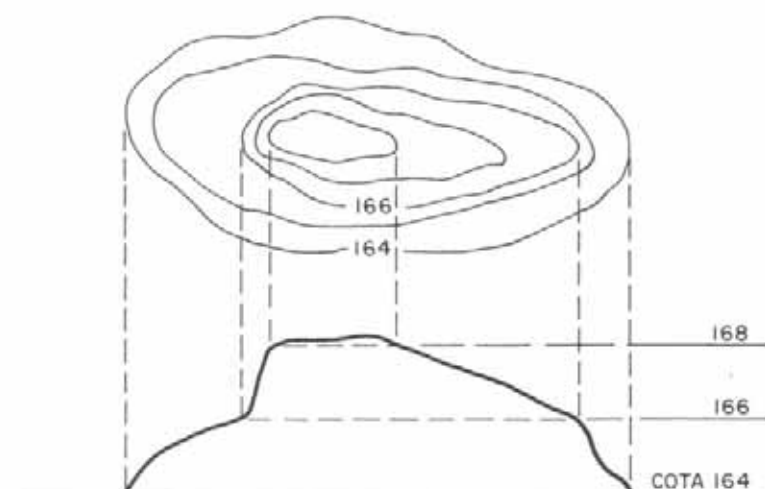


Fig. IV-25. Cubicación de un montículo.

Método de las curvas de nivel

Cuando se trata de cortar montículos, resulta más conveniente utilizar el método siguiente:

Taquimétricamente se efectúa el levantamiento de la zona a cortar para poder dibujar las curvas de nivel. Si se conoce la cota hasta la que deberá llegar el banqueo, el problema se resolverá calculando los volúmenes de una serie de prismoides, cuyas bases son las secciones del montículo por los planos horizontales determinados por las curvas de nivel, y cuya altura es el intervalo de nivel entre dichas curvas.

El volumen de los prismoides se calculará aplicando la fórmula de las áreas medias, y el volumen total será la suma de todos los prismoides individuales.

Tratándose de una superficie cualquiera, de la que se han levantado las curvas de nivel, dichas *curvas de nivel originales* pueden dibujarse y en el mismo plano se pueden establecer las *curvas de nivel modificadas*, correspondientes a la forma como quedará el terreno después de realizar la excavación.

Uniéndolo en este plano los puntos de excavación cero sobre curvas adyacentes, se forman sólidos cuyo volumen puede calcularse.

Sólidos tales ANB-FQE, EQF-JTI, ITJUK-MVL, etc., en la figura IV-26 representan excavación. Otros como BOC-GRF, FRG-J, representan relleno.

El sólido ANB-FQE es un prismoide inclinado, con dos bases horizontales paralelas, cuyas áreas son ANB y FQE, y cuya altura es el intervalo de nivel entre las dos curvas.

El volumen de este sólido, así como el de los demás que se forman, se calcula midiendo las áreas de sus bases mediante un planímetro y aplicando la fórmula de las áreas medias.

Método de los prismas truncados

Este método puede dar gran precisión, y consiste en lo siguiente:

Se colocan estacas en el préstamo siguiendo determinado alineamiento, de manera de formar una cuadrícula. Las estacas se colocan fijando referencias externas, a fin de poder repetir el replanteo después de realizado el movimiento de tierras. Se toman los niveles antes y después del banqueo y así se puede calcular el volumen movido como la suma de los volúmenes de una serie de prismas truncados que tienen por base y sección recta los cuadrados de la

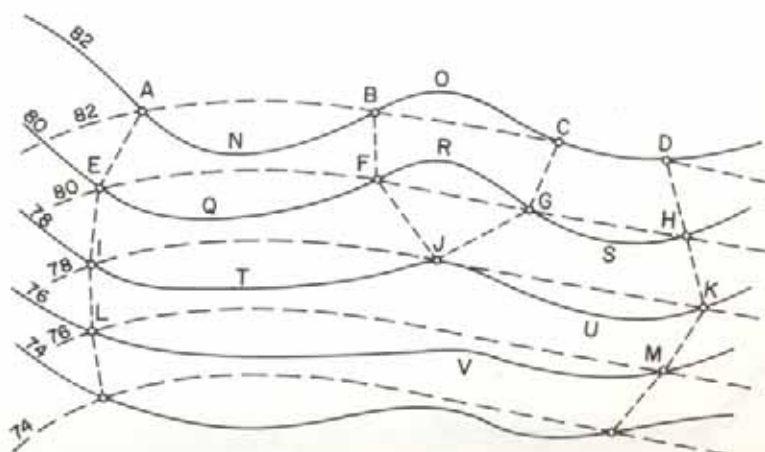


Fig. IV-26. Cubicación de un préstamo levantado con curvas de nivel.

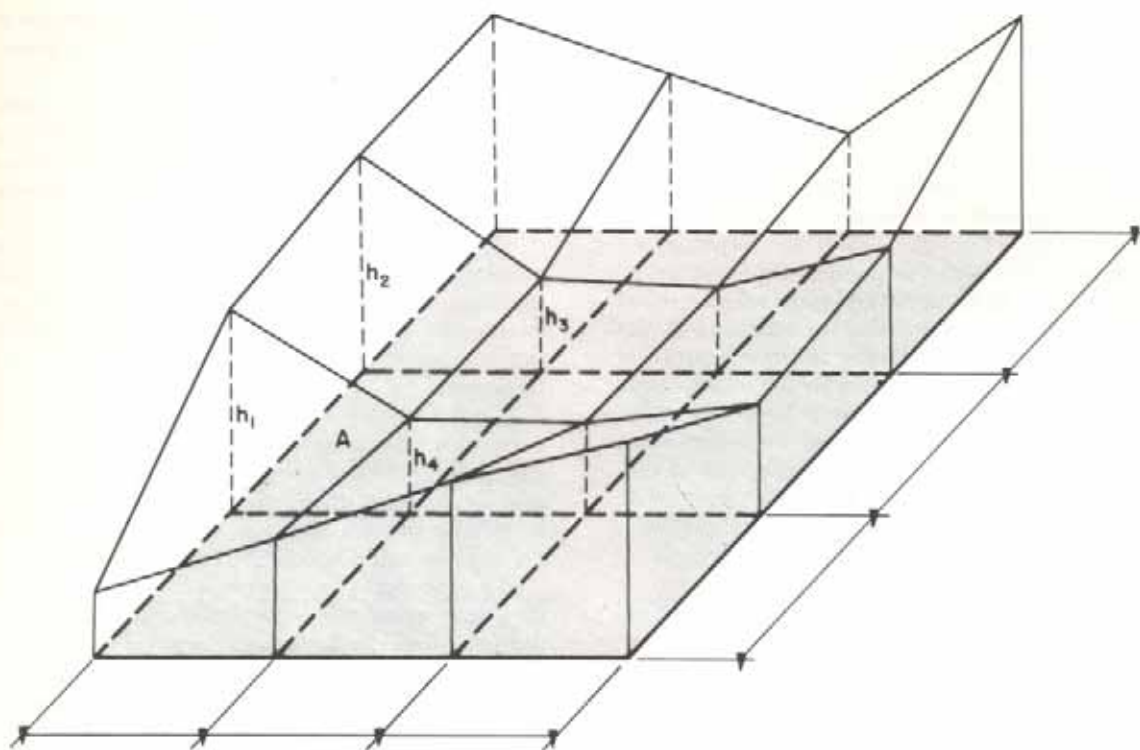


Fig. IV-27. Cubicación de un préstamo por el método de los prismas truncados.

cuadrícula, y por altura, en cada una de las aristas verticales, el desnivel bajado con el banqueo.

Si las bases de los prismas truncados son cuadrados o rectángulos, habrá cuatro aristas verticales, h_1 , h_2 , h_3 , h_4 . El volumen de un prisma será

$$V = A \frac{h_1 + h_2 + h_3 + h_4}{4}$$

siendo A el área de la sección recta.

Los valores h_1 , h_2 , h_3 , h_4 , son simplemente la diferencia de los niveles en cada punto (estaca), antes y después del banqueo.

Si se llama H_1 a la suma de las aristas que aparecen en un solo prisma, H_2 a la suma de las que aparecen en dos, etc., la suma de los volúmenes de todos los prismas truncados valdrá

$$V = A \frac{H_1 + 2H_2 + 3H_3 + 4H_4}{4}$$

4.4. COMPENSACION DE VOLUMENES Y CALCULO DE TRANSPORTES

Luego de utilizar en cada tramo de la carretera los volúmenes de tierra que proceden de los banqueos para efectuar los terraplenes (*compensación transversal de volúmenes*), podrá quedar a lo largo de la misma un exceso de tierra de banqueo o hacer falta cierto volumen para completar los terraplenes en tramos más alejados.

Cuando, luego de realizada esta compensación transversal, el exceso de tierra proveniente de los banqueos en un

tramo de la carretera puede utilizarse para hacer los terraplenes de otro sector, se dice que hay *compensación longitudinal de los volúmenes*, la cual podrá ser total o parcial.

Si la compensación es parcial y hay un sobrante de tierra de banqueo, éste deberá disponerse en lugares fuera de la carretera, en zonas denominadas *de bote*. Cuando, en cambio, hay escasez de tierra de banqueo, habrá que traer la necesaria de zonas de préstamo adyacentes o más o menos cercanas a la vía.

La distancia a que deben llevarse las masas movidas, llamada *transporte o acarreo*, es uno de los factores que más influyen en el costo de un movimiento de tierras.

Evidentemente, el transporte o acarreo promedio de cualquier masa de tierra movida debería ser igual a la distancia entre los centros de gravedad de los volúmenes excavados y de relleno. En la imposibilidad de calcular cada distancia individualmente, conviene disponer de un método que permita efectuar la compensación longitudinal y que a la vez indique las distancias de acarreo de la tierra movida.

De estos métodos, los más empleados son el del perfil de cortes y rellenos y el del diagrama de masas o método de Bruckner. En algunos países es utilizado el método de Lallane¹⁰.

El *diagrama de masas* es el mejor recurso existente para estudiar la disposición de los volúmenes de tierra en exceso a lo largo de la carretera, y ayudar en la determinación del equipo a asignar a un trabajo.

Sin embargo, los resultados obtenidos del análisis de un diagrama de masas deben considerarse únicamente como indicativos del trabajo a realizar y los valores que de él se deduzcan serán aproximaciones a la realidad, ya que éste no refleja totalmente las condiciones en que se realizará la obra.

En efecto, cuando se analiza un diagrama de masas se supone que toda la tierra será acarreada a lo largo de una línea recta entre los centros de gravedad de las masas desplazadas; en la práctica, la verdadera longitud de acarreo, teniendo en cuenta el retorno de los vehículos, las restricciones al desplazamiento en pendientes acentuadas, los desvíos y atajos muchas veces imprescindibles, etc., puede quedar modificada notablemente. Asimismo, las condiciones de rodamiento de la superficie por donde se desplazan los equipos de movimiento de tierras pueden imposibilitar, en algunos casos, el llevar la tierra de los cortes a los terraplenes. Otras veces, los resultados obtenidos mediante el diagrama de masas pueden ser alterados al considerar en el campo la calidad de la tierra resultante de los cortes con la que puede obtenerse de los préstamos.

No obstante, hasta el momento no se ha desarrollado ningún otro método más preciso y confiable que el diagrama de masas para la compensación de los volúmenes de tierra y la determinación de las distancias de transporte.

4.4.1. COMPENSACION Y TRANSPORTE. CONCEPTOS

El significado de la compensación de los volúmenes de tierra se puede prestar a diversas interpretaciones.

Cuando se hace la compensación a fin de balancear los volúmenes que se obtienen en los cortes y que se necesitan

en los rellenos, es necesario tomar en cuenta que cuando un material se compacta al construirse un terraplén, su volumen disminuye.

Por tal razón, un metro cúbico de corte no producirá un metro cúbico de terraplén; un metro cúbico de terraplén necesitará un metro cúbico de corte más un cierto volumen adicional correspondiente a la contracción que se producirá al compactar¹¹.

Por otra parte, cuando la tierra es removida de su sitio natural aumenta su volumen. Por ello, para el contratista de una obra, los volúmenes a transportar no serán los medidos en sitio, en el corte, sino el volumen que se produzca una vez removido el material y cargado sobre el equipo de transporte.

Estos fenómenos de encogimiento y de expansión que sufren los materiales al compactarse o al pasar de su posición natural al estado suelto, pueden conducir a la elaboración de distintos diagramas de compensación que, aunque hechos de manera idéntica, tomarán en cuenta diferentes volúmenes, según la finalidad del diagrama.

La proporción de encogimiento y de expansión de cada tipo de material puede ser establecida con bastante exactitud por medición directa del lugar de excavación y del volumen producido, o por relación de la variación de los pesos unitarios durante la excavación, transporte y compactación de los materiales.

A este último efecto, los ensayos ASTM y AASHO designados ASTM D 1556-64, ASTM D 2167-63T, ASTM

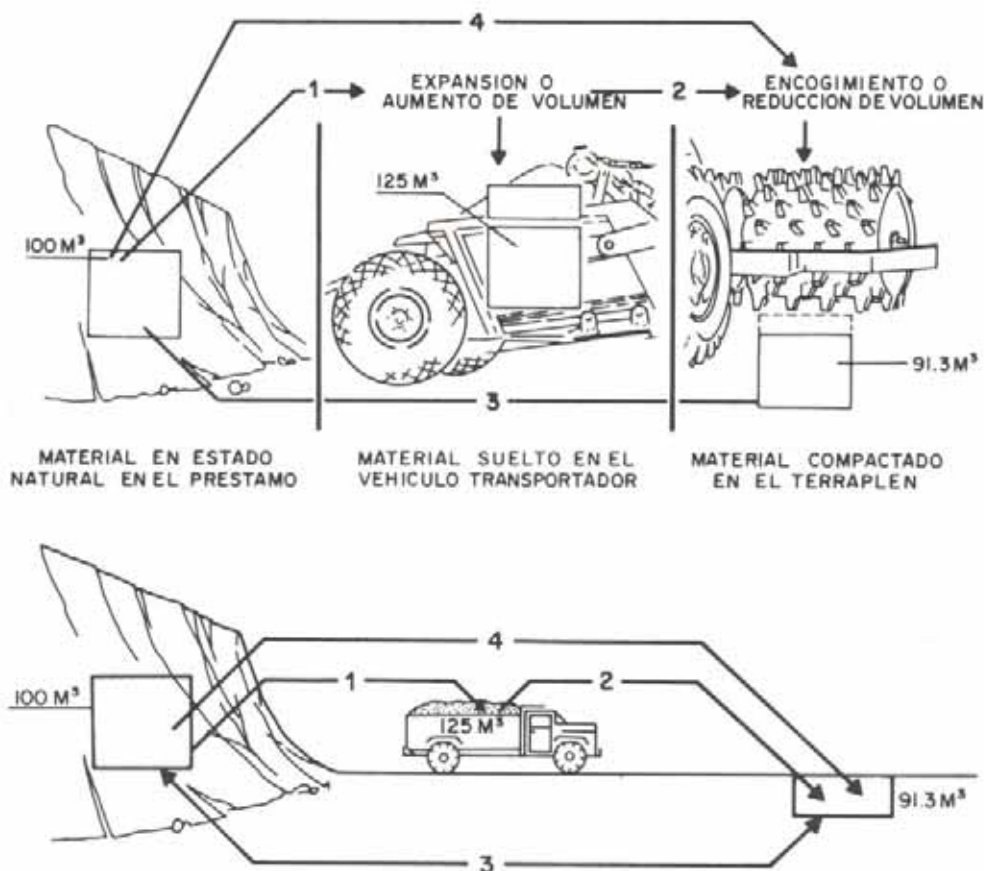


Fig. IV-28. Expansión y contracción de los suelos durante la ejecución del movimiento de tierras.

D 21-67 y AASHTO T 99-57 (ASTM D 698-64T) o AASHTO T 180-57 (ASTM D 1557-64T) pueden ser utilizados.

Cuando los ensayos no se pueden llevar a cabo, la consulta de tablas de propiedades de los materiales, como la que sigue, pueden ser usadas como guía.

TABLA IV-1. COEFICIENTES DE EXPANSION Y DE CONTRACCION PARA DISTINTOS TIPOS DE SUELOS ²¹

Tipo de suelo	Condición inicial	CONVERTIDO A		
		En sitio	Suelto	Compactado
Arena	En sitio	—	1,11	0,95
	Suelta	0,90	—	0,86
	Compactada	1,05	1,17	—
Tierra común	En sitio	—	1,25	0,90
	Suelta	0,80	—	0,72
	Compactada	1,11	1,39	—
Arcilla	En sitio	—	1,43	0,90
	Suelta	0,70	—	0,63
	Compactada	1,11	1,59	—
Roca	En sitio	—	1,50	1,30
	Suelta	0,67	—	0,87
	Compactada	0,77	1,15	—

Es evidente que el factor de expansión o encogimiento no se mantendrá constante a todo lo largo de un proyecto. El conocimiento del tipo de suelo encontrado permitirá aplicar el factor de corrección pertinente a cada caso.

En cuanto al criterio de si en la compensación se debe aplicar el factor de corrección a los volúmenes de los cortes o a los de los terraplenes, debe tenerse en cuenta que ello dependerá de la forma como se pague el movimiento de tierras y de la naturaleza de los materiales con que se va a efectuar el terraplén.

En Venezuela, según las *Especificaciones para la Construcción de Carreteras* del Ministerio de Obras Públicas ⁷, la excavación para banquetes se mide en metros cúbicos en su posición original, y por volúmenes transportados se entienden aquellos en base a los cuales se paga el movimiento de tierras.

En este caso, los volúmenes de corte no deben sufrir modificaciones en cuanto a las cantidades calculadas, debiéndose entonces afectar los terraplenes por un factor de expansión.

Asimismo, cuando el terraplén va a ser construido con material proveniente de uno o varios cortes y todo el material es similar, se aplica el factor de expansión.

En cambio, cuando el terraplén es construido con material proveniente de uno o más cortes, y éstos no son de naturaleza homogénea, se aplica el factor de contracción al corte o secciones de cada corte, convirtiendo el volumen de corte de su estado natural a su equivalente de volumen compactado en el terraplén.

En relación al concepto de transporte, se utiliza el término *acarreo* para indicar la distancia total a que es transportado un material de corte.

Esa distancia total, en términos de la forma como se paga el movimiento de tierras, se compone de acarreo libre y de sobreacarreo.

Acarreo libre es la distancia máxima a la que puede ser transportado un material, estando el precio de esta operación incluido en el del corte.

Sobreacarreo es la distancia a transportar, adicional a la del acarreo libre, y por la cual se fija un precio distinto al de la operación de corte.

Teniendo presente que no siempre el material de corte va a utilizarse para hacer rellenos o terraplenes, en unos casos por no necesitarse, y entonces el exceso de material se bota, y en otros casos por ser más conveniente y económico botar el material de los cortes y obtener para los rellenos un material de mejor calidad o de zonas más próximas, también puede definirse el término *largo máximo de acarreo económico*, el cual se refiere al largo máximo hasta el cual resulta económico transportar el material excavado para hacer terraplenes.

Dicho largo, disminuido en la longitud de acarreo libre, se llama *largo máximo de sobreacarreo económico*.

Designando:

C_e = Costo de excavación de 1 m³ (incluyendo el costo del acarreo libre).

C_s = Costo de sobreacarreo de 1 m³ por unidad de sobreacarreo.

L = Largo de sobreacarreo económico (en unidades de sobreacarreo)

se puede escribir:

Costo de 1 m³ de corte y 1 m³ de terraplén formado con el material proveniente del corte $C_e + C_s \cdot L$

Costo de 1 m³ de corte y bote con acarreo libre, y de 1 m³ de terraplén formado con el material proveniente de un préstamo situado a distancia de acarreo libre $C_e + C_e = 2C_e$

Igualando esas expresiones

$$C_e + C_s L = 2C_e$$

de donde, el largo máximo de sobreacarreo económico es

$$L = \frac{C_e}{C_s} \frac{\text{costo de excavación de 1 m}^3}{\text{costo de sobreacarreo de 1 m}^3/\text{estación}}$$

En los párrafos anteriores se ha hecho referencia a unidades de sobreacarreo, ya que generalmente no se paga por el transporte de cada metro cúbico por metro de distancia acarreado, sino por distancias mayores, y así, durante mucho tiempo, las partidas de sobreacarreo usuales en el país fueron las siguientes:

	Unidad
Transporte para construcción de terraplenes a distancia entre 200 y 500 m	m ³ /50 m
Transporte adicional para construcción de terraplenes a distancia entre 500 y 1.000 m.	m ³ /50 m
Transporte adicional para construcción de terraplenes a distancias mayores de 1 km y menores de 5 km	m ³ /km
Transporte adicional para construcción de terraplenes a distancias mayores de 5 km	m ³ /km

Las especificaciones actuales ⁷ han modificado este criterio y definen como transporte al que se efectúa a distancias mayores de 200 metros, quedando incluido en el pago de los banquetes y de las excavaciones en préstamos los 200 primeros metros de transporte o de bote.

Las mismas especificaciones establecen que los transportes se medirán en metros cúbicos por estaciones de 200 metros, considerándose como estación completa cualquier fracción de ella.

4.4.2. DIAGRAMA DE MASAS

Después de haber calculado las áreas de las secciones transversales y los volúmenes de los prismoides, puede prepararse una tabulación de estos valores de la manera como se indica en la planilla de la figura IV-29.

Columna 1. Todas las estaciones donde han sido tomadas secciones transversales, tanto de corte como de terraplén, son registradas aquí.

Columna 2. Las áreas de las secciones transversales, tanto de corte como de terraplén, son registradas aquí.

Columna 3. Los volúmenes de banqueo y terraplén anotados frente a cada estación significan volumen entre esa estación y la siguiente.

Columna 4. El volumen de material desechable anotado bajo esta columna puede consistir en la capa vegetal recogida y reservada para su uso posterior o en el material desechable en la base de los terraplenes. Estas capas son, generalmente, de 10 a 15 cm de espesor.

Columnas 5 y 7. En estas columnas se indica el material de banqueo disponible y el de terraplén necesario, una vez eliminado el material desechable. Al volumen de banqueo (Col. 5) se le restará el de material desechable (Col. 4), en tanto que al volumen de terraplén (Col. 7) se le sumará el correspondiente material desechable (Col. 4) ya que este volumen deberá sustituirse con material de banqueo adicional.

Columna 6. Esta columna es el resultado de multiplicar los volúmenes de la columna 5 por el factor de conversión

apropiado para transformar el material in situ a material compactado. En el caso del ejemplo se ha aplicado un coeficiente de contracción de 0,90.

Columna 8. Dado que el diagrama de masas tiene por objeto compensar los volúmenes del movimiento de tierras con el menor acarreo posible, si en un tramo entre dos secciones transversales hay, a la vez, corte y relleno, éste deberá efectuarse previamente, antes de transportar ningún material a un lugar más distante. El volumen de esta compensación transversal es lo que se registra en esta columna.

Columna 9. La suma algebraica se obtiene sumando el volumen de terraplén neto (Col. 7) con el banqueo modificado (Col. 6). Al banqueo se le asigna signo más y al terraplén signo menos.

Columna 10. La acumulación de los volúmenes indicados en la columna 9 constituye los datos de esta columna.

Otro modelo de planilla utilizada en Venezuela para la elaboración del diagrama de masas es la dada en la figura IV-30.

Con los valores obtenidos en las columnas 9 y 10 del cuadro de la figura IV-29 es ahora posible dibujar un perfil y un diagrama.

Para ello se establece un sistema de coordenadas, dibujando las abscisas en la misma escala del perfil longitudinal de la carretera y seleccionando para las ordenadas una escala conveniente a la magnitud de los valores calculados en las columnas 9 y 10.

Los valores de la columna 9, suma algebraica de volúmenes, corresponden al excedente de volumen para cada prisma entre dos estaciones sucesivas. Habiendo marcado las estaciones en las abscisas, estos volúmenes se llevan como ordenadas en la abscisa correspondiente al centro entre las dos estaciones que limitan el prisma. Por convención, los cortes se llevan hacia arriba y los rellenos hacia

1 Estación	2 Área de la sección		3 Volúmenes		4 Material desechable		5 Volumen de banqueo neto m ³	6 Banqueo x Factor de contracción m ³	7 Volumen de terraplén neto m ³	8 Volumen compensado en el tramo m ³	9 Suma algebraica de volúmenes m ³	10 Volúmenes acumulados m ³
	Banqueo m ²	Terraplén m ²	Banqueo m ³	Terraplén m ³	Banqueo m ³	Terraplén m ³						
3 + 100	116	9										0
			2.900	500	—	—	2.900	2.610	500	500	+ 2.110	+ 2.110
3 + 120	174	41	1.960	1.800	—	—	1.960	1.764	1.800	1.764	- 36	+ 2.074
3 + 140	22	139	2.400	2.070	—	—	2.400	2.160	2.070	2.070	+ 90	+ 2.164
3 + 160	218	68	13.740	680	190	180	13.560	12.204	500	500	+ 11.704	+ 13.868
3 + 180	1.156	0	25.010	1.090	1.360	260	23.650	21.285	830	830	+ 20.455	+ 34.323
3 + 200	1.345	109	22.150	2.000	370	370	21.780	19.602	1.630	1.630	+ 17.972	+ 52.295
3 + 220	870	200										

Fig. IV-29. Hoja de cálculo para la elaboración de un diagrama de masas.

NOJA N.º _____

Movimiento de tierras 163

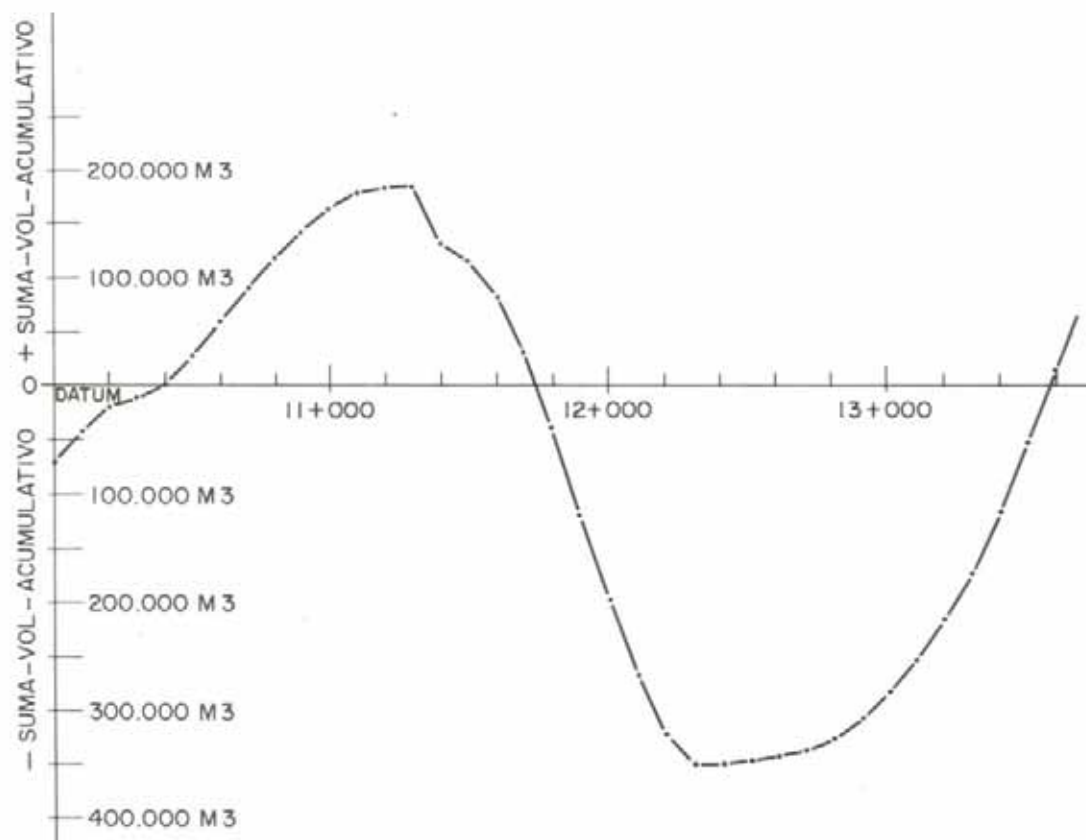
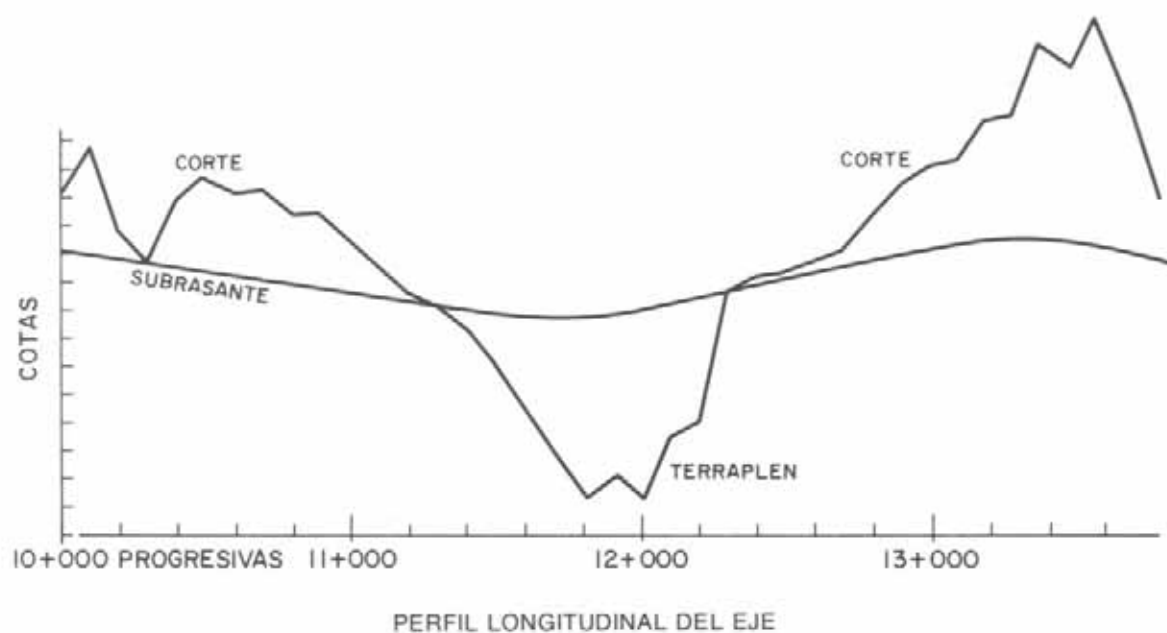


DIAGRAMA DE MASAS

Fig. IV-31. Perfil longitudinal y diagrama de masas.

abajo. La curva resultante recibe el nombre de *perfil de cortes y rellenos*.

Este perfil es muy similar en forma al perfil longitudinal de la carretera, por lo que a veces se omite su dibujo y se representa por el perfil longitudinal.

Si los valores de los volúmenes acumulados (Col. 10) son llevados como ordenadas en las abscisas correspondientes a

la posición de las estaciones, la curva obtenida es el *diagrama de masas*.

En resumen, el perfil de cortes y rellenos concentra los volúmenes parciales de cada prismoide en el centro entre cada dos estaciones; en tanto que en el diagrama de masas, los volúmenes acumulados se colocan como ordenadas al final de la estación.

4.4.2.1. Propiedades del diagrama de masas

En la figura IV-31 se ha representado el perfil longitudinal y el diagrama de masas de un sector de una carretera. De la misma pueden deducirse varias propiedades del diagrama de masas.

1. El diagrama de masas no es un perfil. Como puede observarse al comparar la curva del diagrama de masas con el perfil longitudinal, la forma del diagrama de masas no tiene ninguna relación con la topografía del terreno.
2. El diagrama de masas está formado por una serie de

ondas y éstas por ramas. La rama es ascendente en tramos donde, en el perfil longitudinal, predomina el corte y es descendente en los tramos donde predomina el relleno. A su vez, la pendiente de la rama está relacionada con la magnitud del volumen. Pendientes muy pronunciadas indican grandes movimientos de tierras.

3. Los puntos del diagrama de masas donde la pendiente de la rama cambia de signo corresponden a vértices o máximos y mínimos de la curva. Ellos coinciden con los puntos en los que el perfil de cortes y rellenos pasa de corte a terraplén o viceversa.

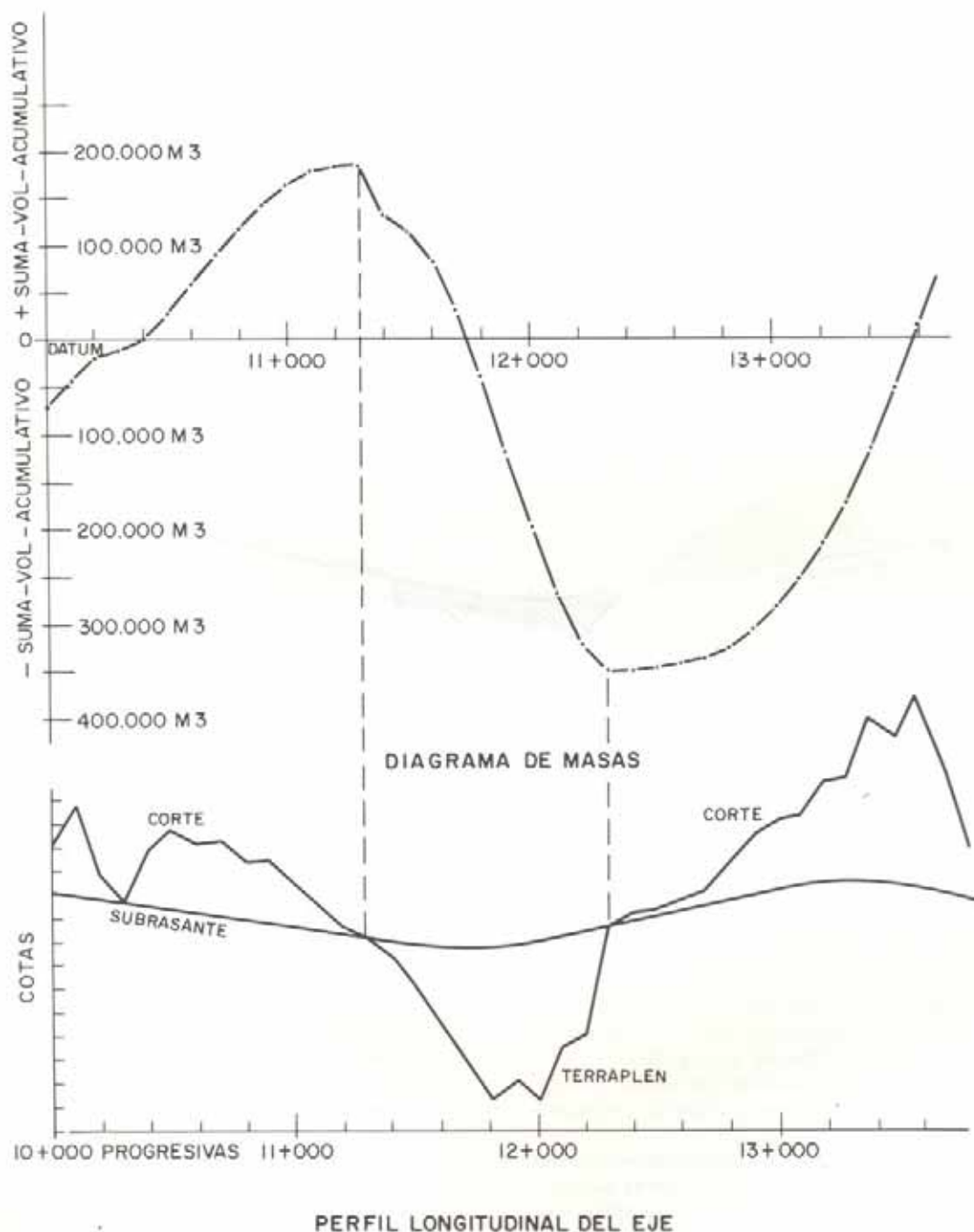


Fig. IV-32. Diagrama de masas; ilustración de la 3.^a propiedad.

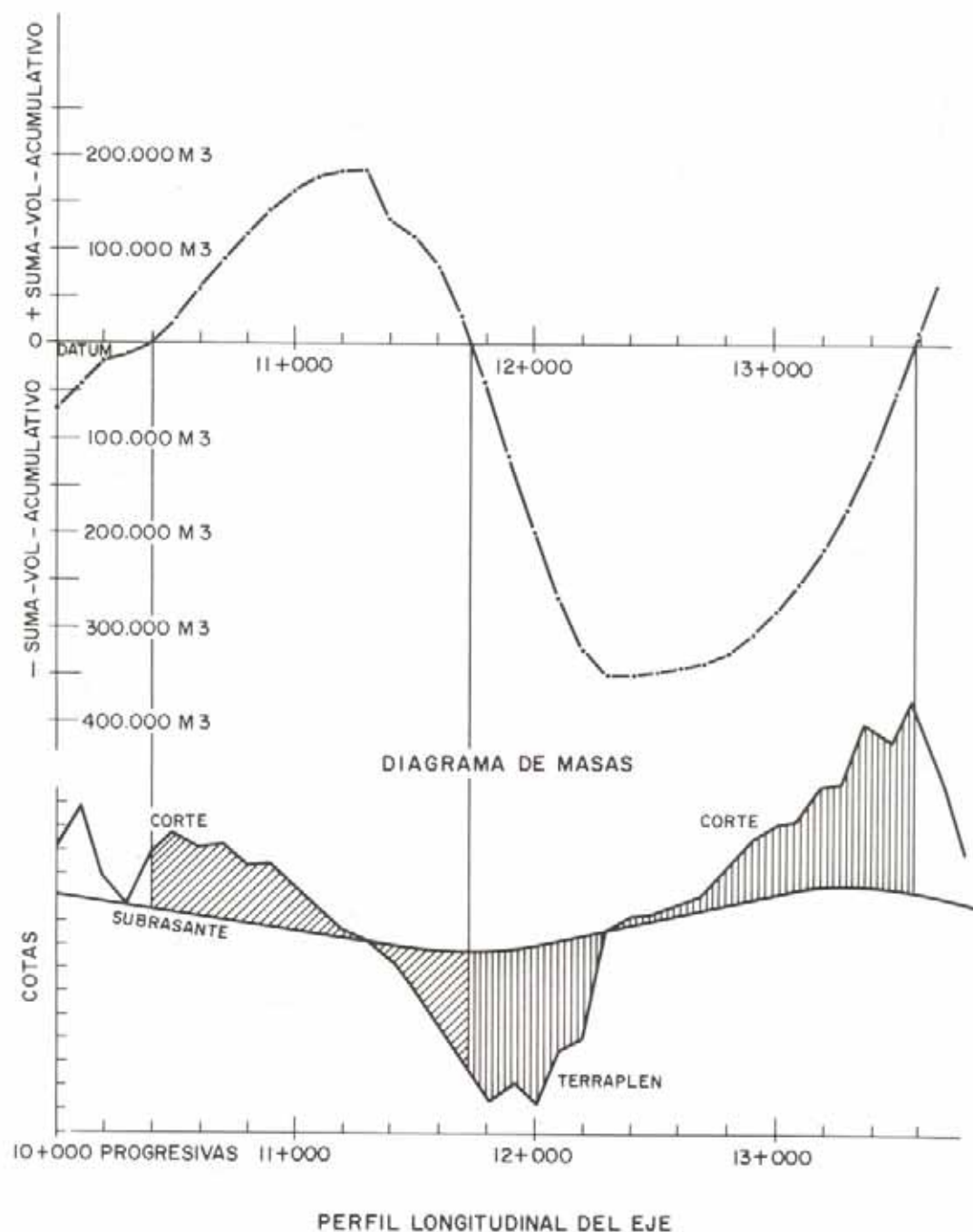


Fig. IV-33. Diagrama de masas: ilustración de la 4.^a propiedad.

4. El diagrama de masas se anula en puntos por detrás de los cuales los volúmenes de corte y terraplén, en el perfil de cortes y rellenos, son iguales.
5. Entre dos puntos del diagrama de masas, el volumen excedente es la diferencia entre las ordenadas en esas progresivas.
6. En el diagrama de masas, los puntos de ordenadas positivas o negativas indican que entre el origen y ellos hay más volumen de corte o de terraplén, respectivamente.
7. Los puntos en los que una horizontal cualquiera corta una onda del diagrama de masas son puntos

entre los cuales hay igual volumen de banqueo y terraplén. Esta línea recibe el nombre de *línea de compensación*.

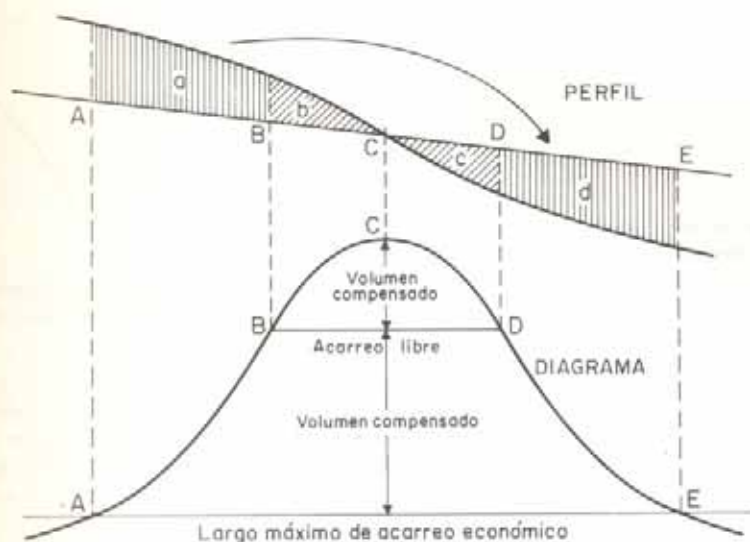
8. En una onda cualquiera, el volumen de tierra compensado o balanceado es la ordenada comprendida entre la línea de compensación y el vértice del diagrama.
9. La posición de una onda en relación a la línea de compensación indica la dirección del acarreo a realizar. Ondas sobre la línea de compensación, o positivas, indican transporte hacia adelante, mientras que ondas negativas indican acarreo hacia atrás.

4.4.2.2. Compensación de volúmenes y sentido y largo de los acarrees

Como se ha visto, el diagrama de masas es la representación gráfica de los volúmenes acumulados de banqueo y terraplén a lo largo del eje de la carretera.

En él, *línea de compensación* es toda horizontal trazada que corte, por lo menos, una onda. En el tramo determinado por los puntos donde la línea de compensación corta a la onda, los volúmenes de banqueo y terraplén están compensados, es decir, el volumen de corte es igual al volumen de terraplén.

Generalmente, en una onda aparecen dos líneas de compensación: la correspondiente al acarreo libre, y otra de igual o menor longitud que el largo máximo de acarreo económico.



Analizando la figura anterior, se observa que entre los puntos A y C hay un banqueo y entre C y E un terraplén de la misma magnitud. Estos volúmenes están dados, en el perfil, por las áreas *a*, *b* y *c*, *d* y en el diagrama por las ordenadas *m* y *n*.

El sentido del transporte es del corte al terraplén, y por consiguiente se puede dibujar la flecha indicada en el perfil, señalando el sentido de los acarrees.

Razonamiento análogo para las otras ondas del diagrama permiten confirmar la propiedad señalada con el número 9 en el párrafo anterior.

Cuando un transporte contempla acarreo libre, el paso inicial para compensar los volúmenes en el diagrama de masas es trazar las líneas de compensación que representan dicho acarreo. Para ello, a la misma escala del diagrama se dibuja sobre una tira de papel o se marca sobre una regla la longitud del acarreo libre. Esa distancia se lleva como una horizontal en los vértices de cada onda, para cortar con sus extremos las ramas de la onda. Queda así determinado también el volumen de acarreo libre. De esta manera, en la figura IV-35 la distancia *d-d'* ha determinado el volumen *e-f*.

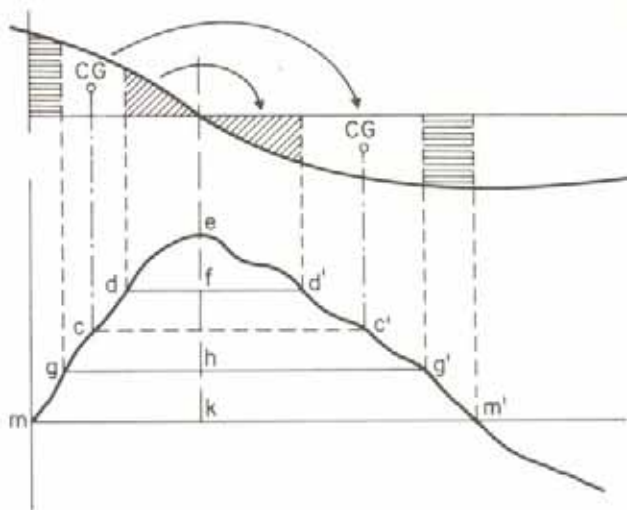


Fig. IV-35. Compensación de volúmenes en una onda de un diagrama de masas.

Fig. IV-34. Líneas de compensación en una onda de un diagrama de masas.

En la misma figura, para determinar la compensación de resto del material se procede de la siguiente forma: sea *g-g'* el largo máximo de acarreo económico (acarreo libre + largo máximo de sobreacarreo económico); llevando esa distancia como una horizontal en el diagrama, se obtiene el volumen que tendrá sobreacarreo, en este caso *f-h*.

Ahora bien, como quiera que no todo el material así compensado tendrá el mismo sobreacarreo, se aproxima suponiendo que los volúmenes a mover y a colocar se encuentran condensados en el centro de gravedad de las masas.

La posición de dichos centros de gravedad, de una manera suficientemente aproximada, corresponde a los puntos en donde una horizontal que bisecte a la ordenada *f-h* corte a la onda del diagrama.

La longitud de sobreacarreo será entonces la diferencia entre la distancia entre los centros de gravedad del volumen de corte y del volumen de terraplén y el acarreo libre.

Finalmente, obsérvese que el volumen *h-k* no ha sido compensado, por ser la distancia del corte al terraplén mayor que la de máximo acarreo económico. En este caso, el volumen de corte que corresponde a la rama *m-g* será bo-

tado y el terraplén en $g' - m'$ será hecho con material de préstamo.

En resumen, en una onda cualquiera se puede tener:

1. Un volumen m que se acarrea libremente la distancia dd' .
2. Un volumen n que se sobreacarra la distancia cc' menos dd' .
3. Un volumen p que se bota.
4. Un volumen g que se obtiene de un préstamo.



Fig. IV-36. Distribución de los volúmenes de tierra en una onda del diagrama de masas.

4.4.2.3. Distintos casos que pueden presentarse en la compensación de los volúmenes del movimiento de tierras

Hasta ahora se ha considerado en el análisis del uso del diagrama de masas una onda aislada. Esto no es frecuente, ya que el diagrama estará constituido por una sucesión de ondas que deberán estudiarse en conjunto o, por lo menos, como una sucesión de dos ondas.

Puesto que el área encerrada entre la onda del diagrama de masas y la línea de compensación es una expresión de trabajo, para lograr la compensación más económica deberá hacerse la minimización de estas áreas. La forma de hacerlo dependerá de la configuración del diagrama de masas y del número de ondas adyacentes que se puedan compensar con la misma línea.

Para el caso de dos ondas revertidas, la solución más económica del movimiento de tierras es la de la línea de

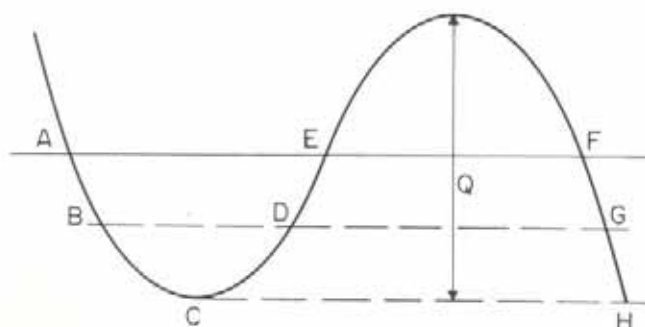


Fig. IV-37. Compensación de volúmenes en el diagrama de masas: caso de dos ondas revertidas.

compensación cortada en dos segmentos iguales por las ondas (Fig. IV-37), siendo cada uno de estos segmentos iguales o menores que el largo máximo de acarreo económico.

En el caso de la figura anterior, la mejor línea de compensación sería A-E-F con $AE=EF$.

Si la línea empleada hubiese sido CH (menor que la distancia de acarreo máximo económico), el volumen compensado sería Q y el trabajo a realizar estaría representado por el área encerrada sobre la línea CH. Si esta línea se sustituye por los segmentos BD y DG, con $BD < DG$, el volumen compensado sigue siendo Q . Sin embargo, el trabajo disminuye en el área comprendida entre CH y DG y aumenta en el área entre BD y C. Obviamente hay una economía, al ser el aumento menor que la disminución. El razonamiento se puede repetir, subiendo la línea de compensación, hasta alcanzar la óptima cuando $AE=EF$.

Para el caso de un número par, mayor de dos, de ondas revertidas (Fig. IV-38), la solución más económica se obtiene cuando la relación $\overline{ab} + \overline{cd} = \overline{bc} + \overline{de}$, siendo cada uno de los tramos iguales o menores que el largo máximo de acarreo económico.



Fig. IV-38. Compensación de volúmenes en el diagrama de masas: caso de un número par, mayor que dos, de ondas revertidas.

Si se trata de un número impar de ondas revertidas (Fig. IV-39), el balance de tierra más económico es el correspondiente a la recta $abcd$, cuando los tramos que la forman cumplen la relación $\overline{ab} + \overline{cd} - \overline{bc} \leq \text{largo de acarreo económico}$.

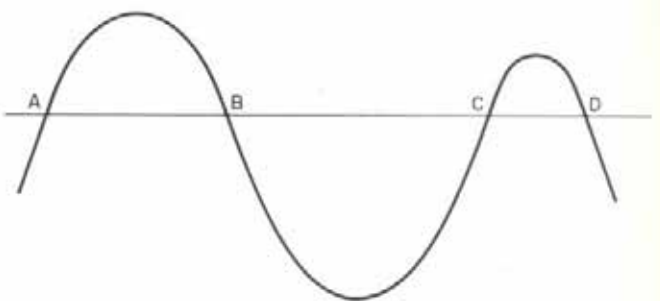
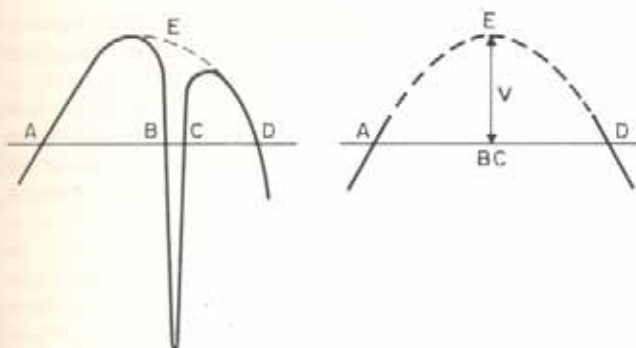


Fig. IV-39. Compensación de volúmenes en el diagrama de masas: caso de un número impar de ondas revertidas.

A primera vista, esta solución no parece compatible con el caso de un número par de ondas. En la figura IV-40 se ve ilustrada una condición en la cual la distancia BC se acerca a una distancia cero; si B y C coinciden, la onda será reducida a una sola curva AED. Con la distancia cero para BC se puede visualizar el ejemplo, ya que la suma de las distancia $AB + CD - BC$ es la longitud AD. Esta longitud



produce el volumen V , el cual tiene un acarreo menor que el sobreacarreó económico.

Un caso frecuente en un diagrama de masas es el de

ondas que tienen tendencia a ir subiendo o bajando, o a una combinación en ambos sentidos. Lo único que indica esta característica del diagrama de masas es que el nivel de la línea de compensación debe ir subiendo o bajando, tratando de lograr la mejor compensación y los transportes más económicos.

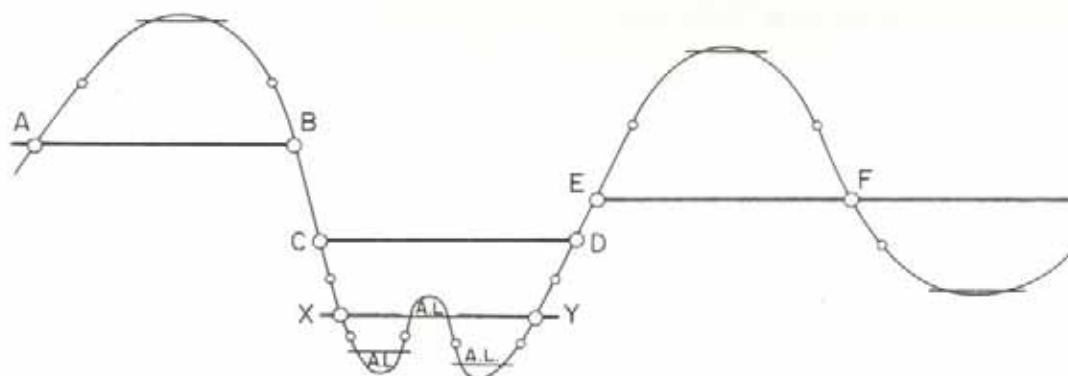
Cuando el diagrama ha sido compensado de esta manera, los volúmenes de banqueo y terraplén no quedan totalmente balanceados, dando origen a botes y préstamos abundantes.

Otro caso particular de compensación es el representado en la figura IV-42, en el que una onda, como la BCDE ha quedado aislada por haberse compensado previamente las ondas advacentes.

La distancia CD corresponde a la de máximo acarreo económico. Las líneas dibujadas indican la manera de efectuar la compensación, previo trazado de las líneas de acarreo libre y evitando el doble transporte de material en todo caso.



Fig. IV-41.



4.5. UTILIZACION DE LOS COMPUTADORES ELECTRONICOS EN EL CALCULO DEL MOVIMIENTO DE TIERRAS

La mayor parte de los cálculos de los volúmenes de movimiento de tierras, compensaciones y longitudes de acarreo, se realizan actualmente en los computadores electrónicos, tanto en la etapa de proyecto como para calcular el pago final de la obra.

Existe un gran número de programas que efectúan el cálculo de las áreas de las secciones transversales, de los volúmenes de los prismoides y del diagrama de masas correspondiente. De hecho, estos programas figuran en casi todas las bibliotecas de las empresas que se dedican a los cálculos mediante el computador.

Estos programas utilizan los siguientes datos:

a) Datos generales del proyecto:

- Ancho de la plataforma en corte y relleno.
- Pendiente de los taludes de corte y relleno.
- Espesor de la capa vegetal.
- Porcentaje de material desechable.
- Factor de esponjamiento.
- Escala del dibujo y tamaño de la hoja a usar.

b) Datos de las secciones transversales:

- Progresiva.
- Cota de rasante.
- Bombeo o peralte.
- Distancia al eje y cota de los puntos que componen la sección.

En una forma genérica, el proceso que siguen estos programas es el siguiente:

- 1.º Revisión de los datos leídos para detectar errores de codificación o transcripción.
- 2.º Si el trabajo está en etapa de proyecto, el computador localiza las coordenadas de los puntos de intersección de los taludes de la sección con el terreno.
Si la obra se encuentra en etapa de construcción, las estacas de talud fijadas en el terreno coincidirán con dichas intersecciones, obviándose este paso.
- 3.º Se completa la sección de la vía con las coordenadas de los bordes de la plataforma y del eje.
- 4.º En el caso de que la sección sea de media ladera, el programa calcula la intersección de la plataforma con el terreno y da por separado el área de corte y la de relleno de la sección.
- 5.º Después de investigar el tipo de área de dos secciones consecutivas, calculan el volumen determinado por ellas, debiendo encontrar los puntos cero cuando ello es necesario.
- 6.º Se modifican los volúmenes parciales por el espesor de la capa vegetal, el porcentaje desechable y el factor de esponjamiento.
- 7.º Se efectúa la compensación transversal y se obtienen las ordenadas del perfil de cortes y rellenos.
- 8.º Acumulando las ordenadas del perfil de cortes y rellenos, se obtienen las ordenadas del diagrama de masas.

En el caso de que el programa dibuje las secciones transversales y el diagrama de masas, esto se hace por medio del delineador digital o «plotter».

La División de Procesamiento de Datos de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela ha elaborado dos programas para el cálculo de los volúmenes de tierra y del diagrama de masas; son los denominados PROCAR-3 y PROCAR-4^{12, 13}.

El programa PROCAR-3 calcula las áreas de corte y relleno de las secciones transversales de la carretera. Para ello, lee los datos de la sección típica de la vía y los puntos levantados en el campo (o en el plano) por su distancia al eje y su cota, y la cota de la rasante correspondiente a cada sección.

El programa verifica que las progresivas estén en orden ascendente, que los puntos del terreno estén ordenados y que la diferencia de cotas de dos puntos consecutivos no exceda un valor dado. En el caso de que un talud no corte al terreno, el programa construirá su propio talud, uniendo el borde del semiancho de explanación con el último punto del terreno existente.

Los resultados de este programa son las áreas de corte y relleno por progresivas, y la posición de las estacas de talud.

El programa PROCAR-4 calcula los volúmenes de corte y relleno entre dos secciones transversales, los volúmenes corregidos debidos al espesor de la capa vegetal y al coeficiente de contracción del material, y las ordenadas del perfil de cortes y rellenos y del diagrama de masas.

4.6. ESTUDIOS GEOTECNICOS PARA EL ESTUDIO Y CONSTRUCCION DE CARRETERAS

Como ya se indicó en el Capítulo 1, las características del subsuelo suelen ser factor decisivo en la localización de las carreteras. Las condiciones del subsuelo pueden afectar considerablemente el costo de construcción de la vía y, por ello, deben ser consideradas desde el mismo momento en que se inician los estudios de localización.

En muchos casos se pueden evitar problemas potenciales eligiendo otro lugar de paso, o eliminando el material indeseable y sustituyéndolo por otro adecuado.

Hasta no hace mucho tiempo, el primero de dichos procedimientos se empleaba ampliamente y, por ejemplo, era frecuente el desvío de carreteras cuando se encontraban zonas pantanosas o formaciones de dunas. Actualmente, el aumento en la velocidad de los vehículos ha impuesto el uso de normas más exigentes en los alineamientos de las carreteras y, con el desarrollo de las ciudades y zonas industriales, las disponibilidades de buenas zonas de paso se van reduciendo.

Estas razones han obligado al ingeniero a adaptar los proyectos a las condiciones existentes, habiéndose desarrollado para ello técnicas suficientemente satisfactorias para una mejor utilización de los suelos que se van encontrando a lo largo de un trazado. Los sistemas de estabilización de suelos blandos, el uso de subdrenajes, la compactación de los terraplenes, etc., permiten el uso de casi todos los tipos de suelos y terrenos^{14 al 21}.

Para ello, luego de haber establecido los alineamientos y pendientes, se hace indispensable conocer las características del subsuelo a fin de determinar problemas geotécnicos potenciales, tales como la falta de capacidad de sopor-

te de la fundación para los terraplenes, la posibilidad de deslizamientos, la presencia de agua subterránea, etcétera. Además, el conocimiento del subsuelo durante la ejecución del proyecto permite diseñar los taludes de la sección transversal de la vía; y, mientras se ejecuta la obra, determinar la naturaleza de los materiales a mover, la dureza y extensión de los distintos estratos, las características de los materiales de préstamo, la estabilidad de los taludes de corte, el equipo a utilizar, etc.

El conocimiento del subsuelo se logra, generalmente, a través de los estudios geotécnicos. Estos constituyen una ayuda valiosa durante las etapas de localización, diseño y construcción de una carretera.

En general, un estudio geotécnico abarca la exploración del terreno, el examen y ensayo de las muestras recogidas y la reducción de toda la información obtenida a las recomendaciones finales.

Guías actualizadas para la realización de estos estudios son las contenidas en las Referencias 22 a 25 y en las Normas publicadas por el Ministerio de Obras Públicas²⁶ que se transcriben en el Apéndice de este capítulo.

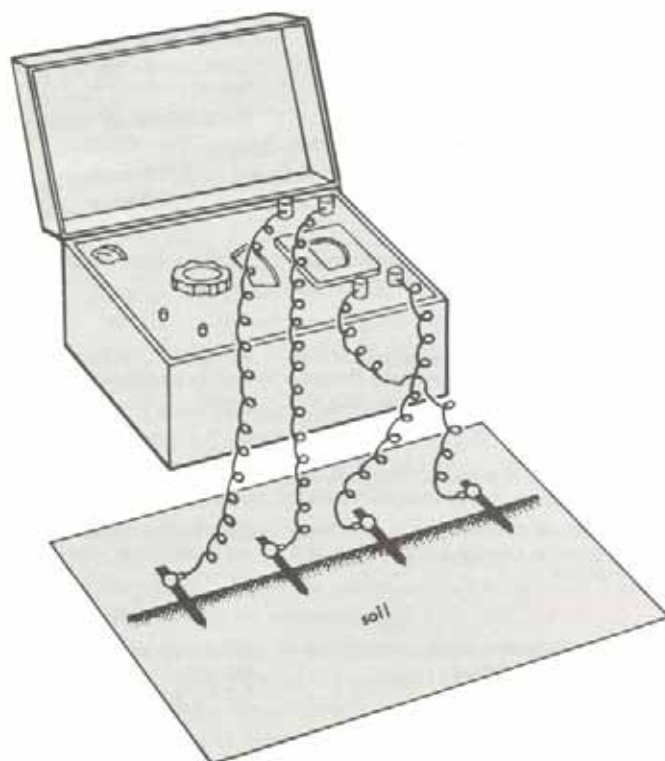
A los métodos tradicionales de estudio de suelo, hoy en día hay que añadir los métodos geofísicos^{27 al 29}. Entre ellos se cuentan los métodos sísmicos, gravimétricos, de refracción sísmica y de resistividad eléctrica, siendo los dos últimos, con mucho, los más utilizados.

TABLA IV-2. METODOS TRADICIONALES DE EXPLORACION DEL SUBSUELO

Método	Técnica	Uso	Limitaciones
Sondeo con barrena ASTM D-1452	Barrenar mecánicamente o a mano extrayendo el material a intervalos regulares cortos.	Identificación de los cambios en la textura del suelo por arriba del nivel freático. Localización del agua subterránea.	Tritura las partículas blandas; no penetra roca.
Prueba de penetración estándar ASTM D-1586	Hacer perforación, tomar muestras a intervalos con muestreador partido de 3.5 cm DI y 5.0 cm DE, hincado 45 cm a intervalos de 7.5 a 15 cm con maza de 64 kg cayendo 76 cm. Bajo el agua mantener equilibrio hidrostático con fango.	Identificación de textura y estructura; apreciación de compactación o consistencia en suelo o en roca blanda.	Grava, vetas duras.
Muestreo continuo: suelo	Forzar y/o rotar un tubo dentro del suelo hasta que la resistencia impida avanzar. Sacar detritos con aire o con agua.	Identificar textura y estructura en suelos coherentes, sin interrupción.	Gravas, vetas duras, arenas. Falsa compresión en algunas arcillas.
Pozo de sondeo, con cámara de TV	Vista interior del pozo de sondeo.	Examen de estratificación en el lugar, por arriba del nivel freático.	Cambios de textura confusos.
Muestreo continuo: roca ASTM D-2113	Rotación con broca de diamantes para hacer agujero anular. Sacar detritos por agua circulante. Muestra retenida en el tubo por cuña cilíndrica. Mejor con un tubo interior estacionario que protege la muestra.	Identificación de estratos de roca y de defectos estructurales sin interrupción.	No se obtienen datos de vetas blandas, etc.
Sondeo dinámico	Hincar una barra con una punta agrandada, desechable, en el extremo, con un peso cayendo una distancia fija, en incrementos de 15 a 30 cm.	Identificación de cambios significativos en la compactación o consistencia de los materiales.	Información falsa en grava.
Sondeo estático	Introducir en el suelo, forzándolo, un cono agrandado (Cono holandés; diámetro 3.5 cm, ángulo 60°) colocado en el extremo de una barra; medir la resistencia a intervalos regulares.	Identificación de cambios significativos en compactación o consistencias. Posible identificación del suelo por la relación entre la carga en la punta y la fricción lateral.	No penetra estratos duros, falsa información en grava.
Pozos, zanjas	Excavar un pozo o una zanja a mano, con grandes barrenas o con excavadoras.	Examen visual de la estructura y de la estratificación, por arriba del manto freático	Derrumbe de las paredes, agua subterránea.
Sondeo por inyección de agua: perforación rotatoria con agua	Machacar con una broca de cincel o perforar por rotación de una broca con dientes. Los detritos son llevados a la superficie por agua circulante o por fango inyectado a través de la broca.	Identificación en los detritos de la fracción más gruesa, dureza por la velocidad de perforación.	Resultados falsos si la cantidad de finos es apreciable.
Perforación por golpeo o cable	Golpear y batir los peñones de suelo y la roca hasta convertirlos en pasta blanda, dejando caer una pesada broca de cincel en un agujero húmedo. Achicar la pasta blanda a intervalos.	Perforación e identificación de roca partida, etc., de los detritos.	Dificultad en definir los estratos. Las arenas se hacen movedizas.
Perforación por percusión	Impacto, perforación con martillo perforador; extracción de los detritos con aire comprimido.	Identificación de la roca por los detritos, dureza por la velocidad de perforación.	Se tapa la perforación en suelo húmedo.

TABLA IV-3. METODOS GEOFISICOS PARA LA EXPLORACION DEL SUBSUELO

Método	Fundamento	Uso	Limitaciones
Sónico	Tiempo de recorrido de la onda sonora o supersónica a través del agua y del limo flojo y reflejada hacia arriba por el cambio de estrato.	Profundidad del agua y del limo blando sobre fondo duro.	Poca o ninguna aplicación en suelos continuos o suelo-roca.
Gravimétrico	Medida de la fuerza de gravedad terrestre por una balanza de torsión sensible.	Ubicación de las más importantes anomalías estructurales: fallas, domos, posiblemente grandes cavidades.	No identifica estructuras a menos que haya grandes diferencias de densidad.
Refracción sísmica	Ondas de choque por impacto de martillo o pequeña explosión cerca de la superficie del terreno. Medición del tiempo de recorrido de la onda a los geófonos colocados a diferentes distancias. La onda de choque puede viajar más aprisa a un geófono distante a través de estratos duros más profundos, que por el camino más corto.	Profundidad del agua subterránea, profundidad de estratos sucesivamente más duros; posible estimación de la rigidez y ubicación de simas.	Interpretación dudosa con límites irregulares o pobremente definidos; no identifica estratos blandos bajo estratos más rígidos.
Resistividad eléctrica	Corriente eléctrica pasando entre electrodos a espaciamientos variados. La caída de potencial entre electrodos intermedios y la corriente definen la resistividad aparente. La profundidad y resistividad de los estratos se determina por la relación resistividad-espaciamento de electrodos.	Profundidad de los estratos de diferente resistividad y del agua subterránea. Ubicación de masas de arena y grava secas o roca dura.	Interpretación dudosa con límites irregulares pobremente definidos.



Los métodos de resistividad eléctrica se basan en el estudio de los cambios de resistividades aparentes en la superficie del terreno, de acuerdo con los espesores y resistividades de las capas subterráneas del suelo y roca, la ubicación de la capa freática, la ubicación de depósitos de arena o gravas y la localización de zonas de fallas.

Estos métodos trabajan en base al hecho conocido de que la resistividad eléctrica de los materiales terrestres disminuye con el incremento de la humedad y la salinidad y permiten establecer la profundidad y secuencia o posición relativa de los estratos del subsuelo.

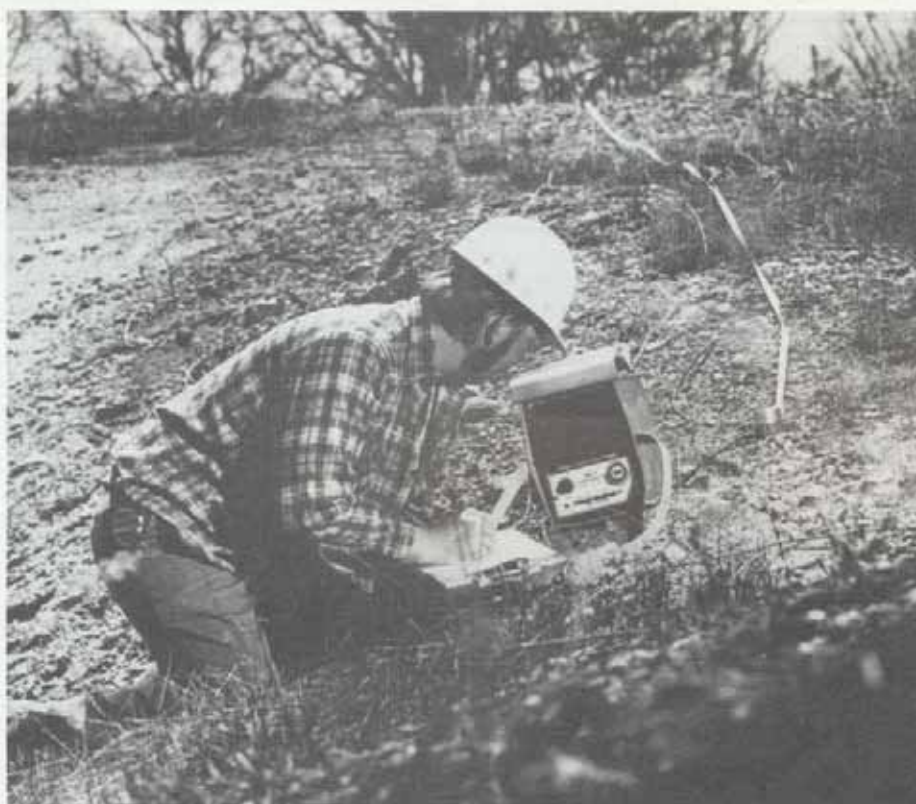
Dibujo cortesía de Solutest, Inc.

Fig. IV-43. La corriente eléctrica pasa entre los electrodos a espaciamento variado. La caída de potencial entre electrodos intermedios y la corriente definen la resistividad de los estratos se determina por la relación resistividad-espaciamento de los electrodos ³⁰⁻³¹.



Fotografía cortesía de Soiltest, Inc.

Fig. IV-44. Uno de los primeros modelos del sismógrafo de refracción. Modelo R-150 Terra-Scout (Soiltest).



Fotografía cortesía de Soiltest, Inc.

Fig. IV-45. Equipo ER-2 de Soiltest, Inc. para la medición de la resistividad.

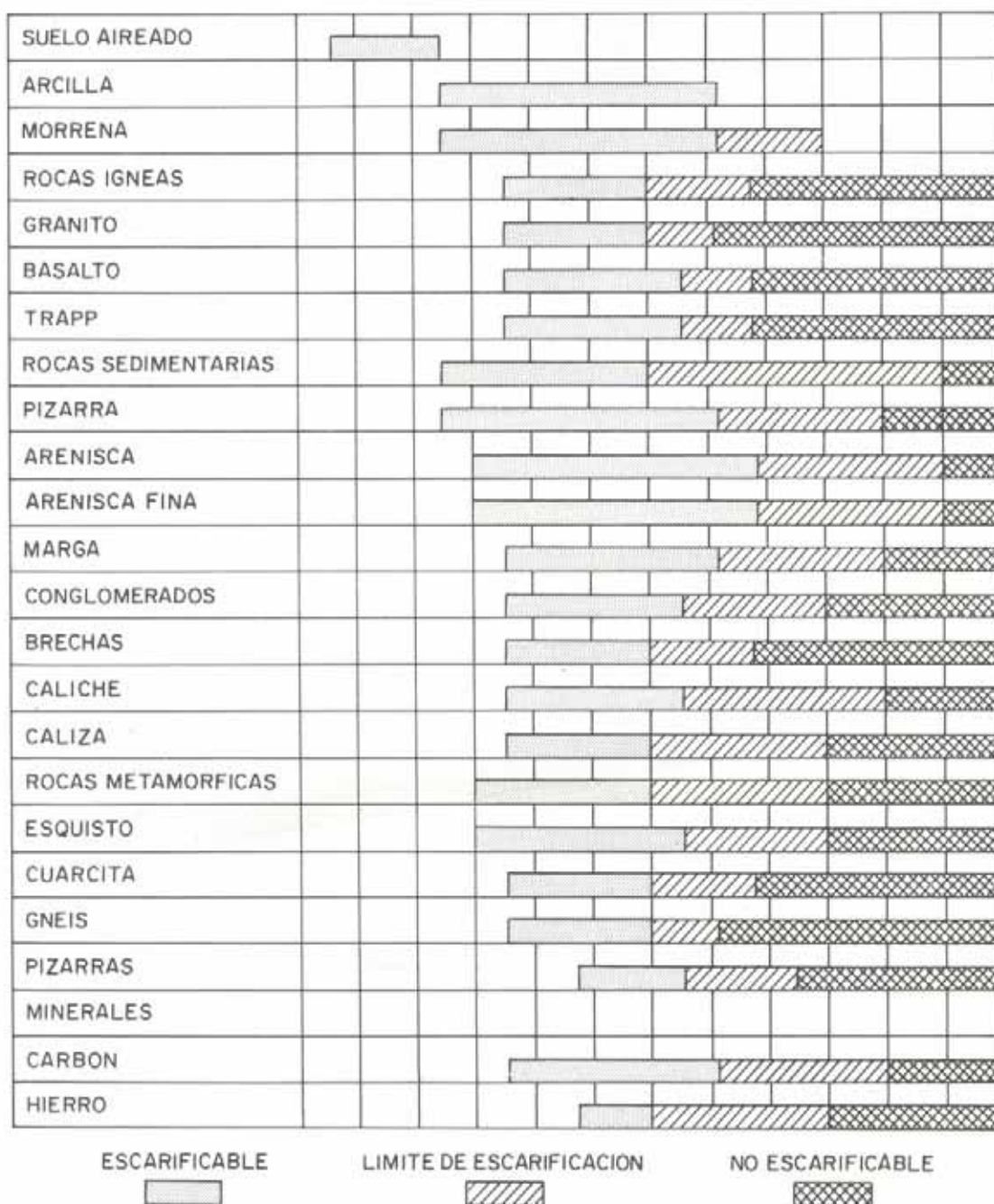
Los métodos de refracción sísmica se basan en el hecho de que el sonido y las ondas de choque viajan más rápidamente en terrenos rocosos que en terrenos flojos, y también más

rápidamente en las rocas sólidas que en las fisuradas. El sismógrafo de refracción ha probado ser verdaderamente útil en este campo³².

TABLA IV-4. RESISTIVIDADES ELECTRICAS DE LOS SUELOS Y ROCAS MAS COMUNES Y LIMITES DE ESCARIFICACION

(Escala válida, para un tractor de 320 C.V. con un escarificador hidráulico de un solo diente).
(Según «Geophysical Specialties Company».)

VELOCIDAD DE ONDA(m/s) 0 250 500 750 1000 1250 1500 1750 2000 2250 2500 2750 3000



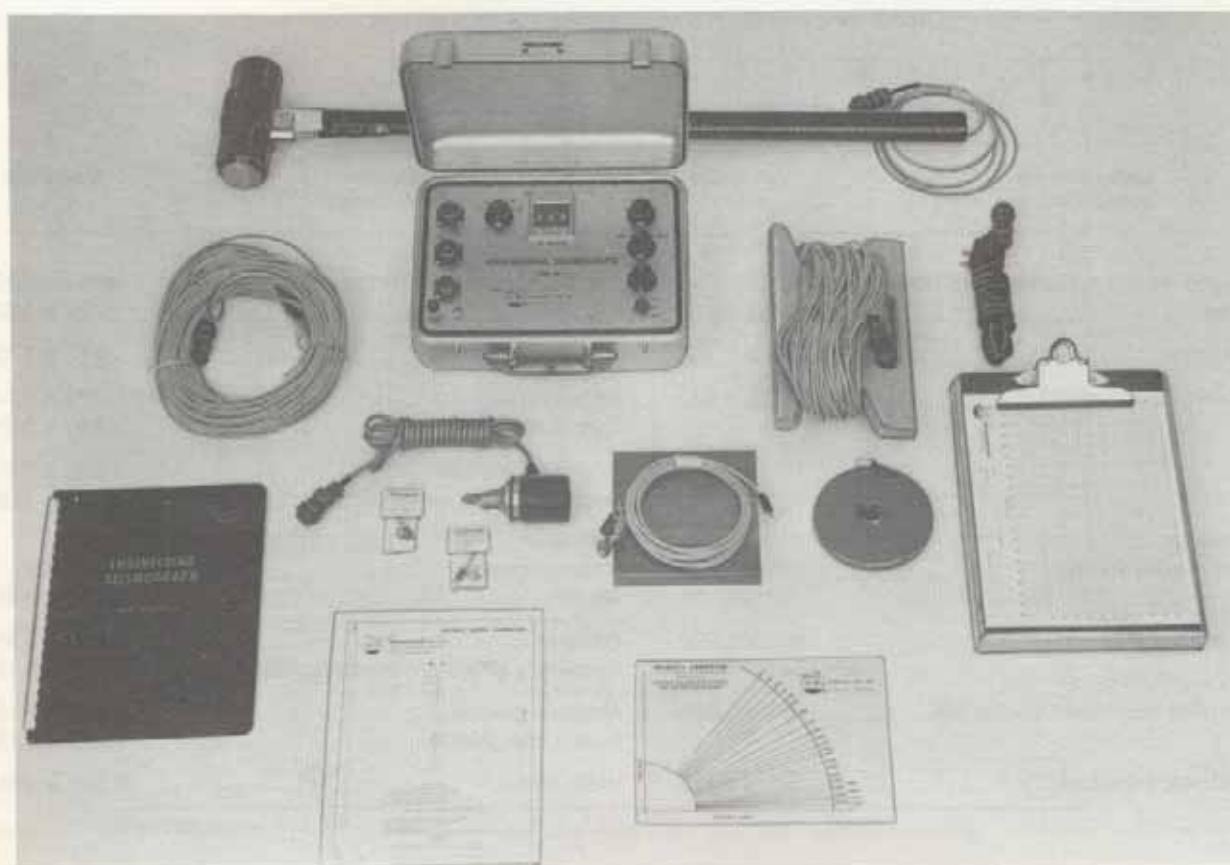
Un método para determinar si un material ha de ser escarificado o debe dinamitarse ha sido puesto en práctica desde hace algún tiempo, basado en los principios del análisis sísmico. El equipo requerido es liviano, fácil de transportar y manejar, y está constituido por una fuente de ondas sonoras, un receptor, un contador electrónico y unas tablas de calibración del aparato.

Las ondas sonoras pueden producirse por diversos métodos. Con los equipos existentes en el mercado, la onda

adecuada es producida por una mandarina golpeando sobre un cuadrado de metal.

El receptor es un geófono corriente. Un geófono de base plana se emplea si la superficie del terreno es dura. En terrenos sueltos, uno de base cónica puede empotrarse para lograr mejor captación.

Un contador electrónico determina el intervalo entre el golpe de la mandarina y la llegada de la onda sísmica al geófono.



Fotografía cortesía de Soltes, Inc.

Fig. IV-46. Equipo sismográfico automático MD-1.



Fig. IV-47. Equipo portátil de refracción sismográfica. Modelo MD-5.

Fotografía cortesía de Soltes, Inc.

TABLA IV-5. VELOCIDADES TÍPICAS DE REFRACCIÓN

Valores típicos de las velocidades registradas por sismógrafos de refracción			
Materiales no consolidados	Velocidad m/seg	Materiales consolidados	Velocidad m/seg
La mayoría de los materiales no consolidados	Menos de 915	La mayoría de las rocas duras	Más de 2.450
Suelo normal	245 a 455	Carbón	915 a 1.525
Suelo bien consolidado	455 a 610	Arcilla	915 a 1.830
		Esquisto blando	1.220 a 2.135
		Esquisto duro	1.830 a 3.050
		Arenisca blanda	1.525 a 2.135
		Arenisca dura	1.830 a 3.050
Arena suelta		Caliza	
Sobre el manto freático	245 a 610	Intemperizada	1.220
		Dura	2.450 a 5.485
Bajo el manto freático	455 a 1.220	Basalto	2.450 a 3.960
		Granito y gneis sin intemperizar	3.050 a 6.100
Arena suelta mezclada con grava	455 a 1.065	Morena glacial	1.220 a 7.135
		Suelo congelado	1.220 a 7.135
Grava suelta, húmeda	455 a 915	Hielo puro	3.050 a 3.655

Una sencilla explicación de los principios de la refracción sísmológica, útiles para determinar la naturaleza de subsuelos para fines diversos y, en particular, para la escarificación en el movimiento de tierras, es la siguiente:

Cuando con una mandarría se golpea la superficie de la tierra que, por el momento, se supone sea de composición uniforme, las ondas sonoras se transmiten en todas direcciones.

Una de estas ondas en particular, A en la figura IV-48, viaja paralela a la superficie y llegará al geófono después de un intervalo de tiempo directamente proporcional a la distancia entre la mandarría y el geófono. Esta onda se denomina *onda sísmica directa*. La función esencial de los instru-

mentos es medir tal intervalo de tiempo, con alto grado de precisión. Si, por ejemplo, se golpea con la mandarría a una distancia de 3 metros, se observa una lectura de tiempo determinada. Si se golpea a 6 metros de distancia, la lectura será el doble de tal valor y, a 9 metros, tres veces tal valor, y así sucesivamente, siempre y cuando el material subyacente no varíe.

Un gráfico de distancias de la mandarría contra tiempo de lectura, producirá una serie de puntos en una línea recta que pasa a través de cero. La pendiente de la línea recta da la velocidad de las ondas sonoras en la porción superior uniforme de la tierra. Este tipo de gráfico se muestra en la figura IV-49.

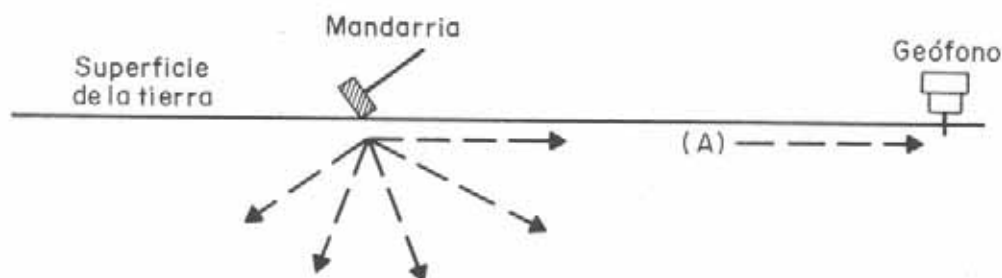


Fig. IV-48. Recorrido de una onda sonora en el subsuelo.

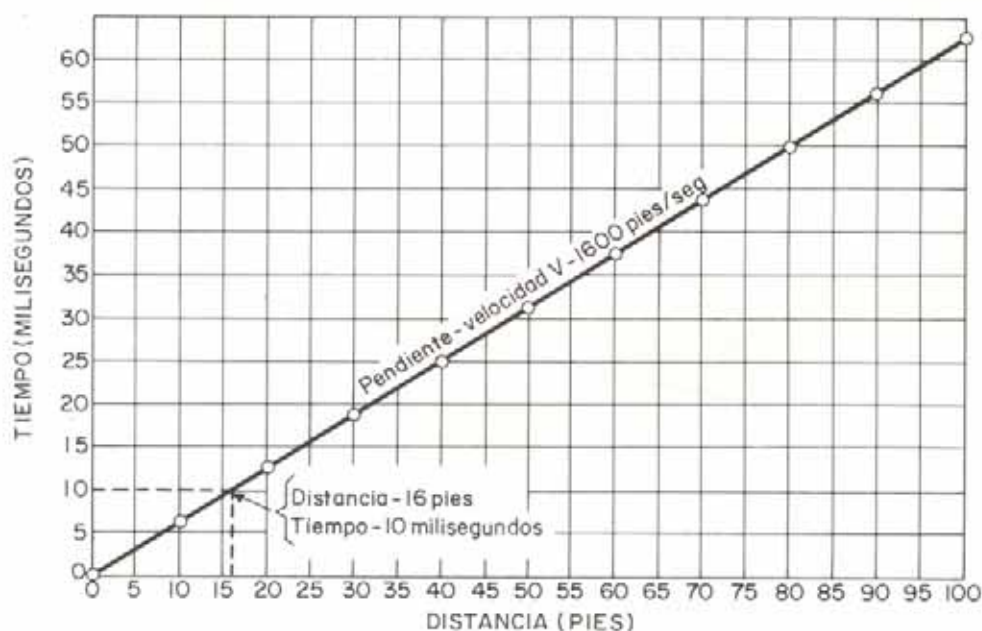


Fig. IV-49. Gráfico de distancias contra tiempo.

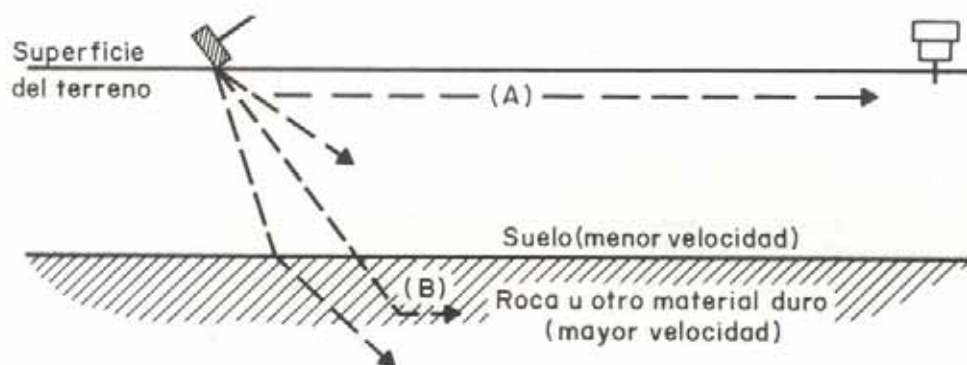


Fig. IV-50. Recorrido de una onda sonora a través de un estrato rocoso.

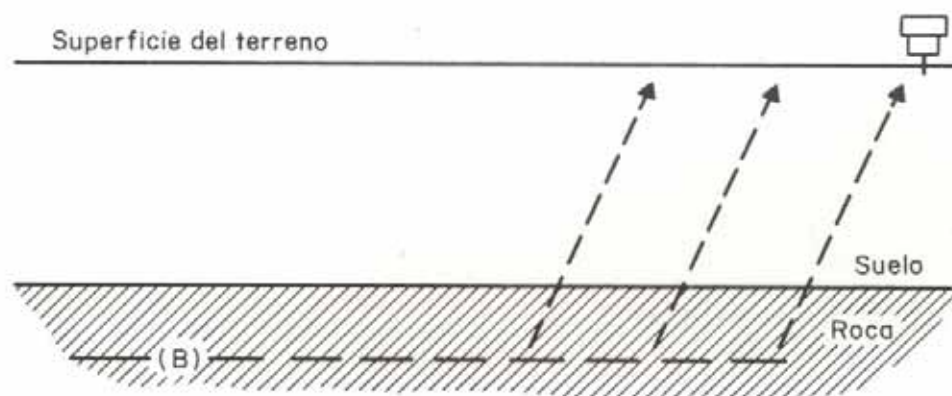


Fig. IV-51. Recorrido de la onda refractada.

Si el subsuelo incluye un estrato que origina mayor velocidad (más duro), como lecho de roca, las ondas sonoras se inclinarán según entran, en forma muy parecida a como lo hacen los rayos de luz cuando pasan del aire al vidrio; tal como se muestra en la figura IV-50.

Todos los rayos que van hacia abajo, excepto el B, continuarán en tal dirección y desaparecerán. El rayo B viajará a lo largo de la porción superior del lecho rocoso, y dejará escapar energía continuamente hacia el estrato superior. Este escape se conoce como *onda refractada*.

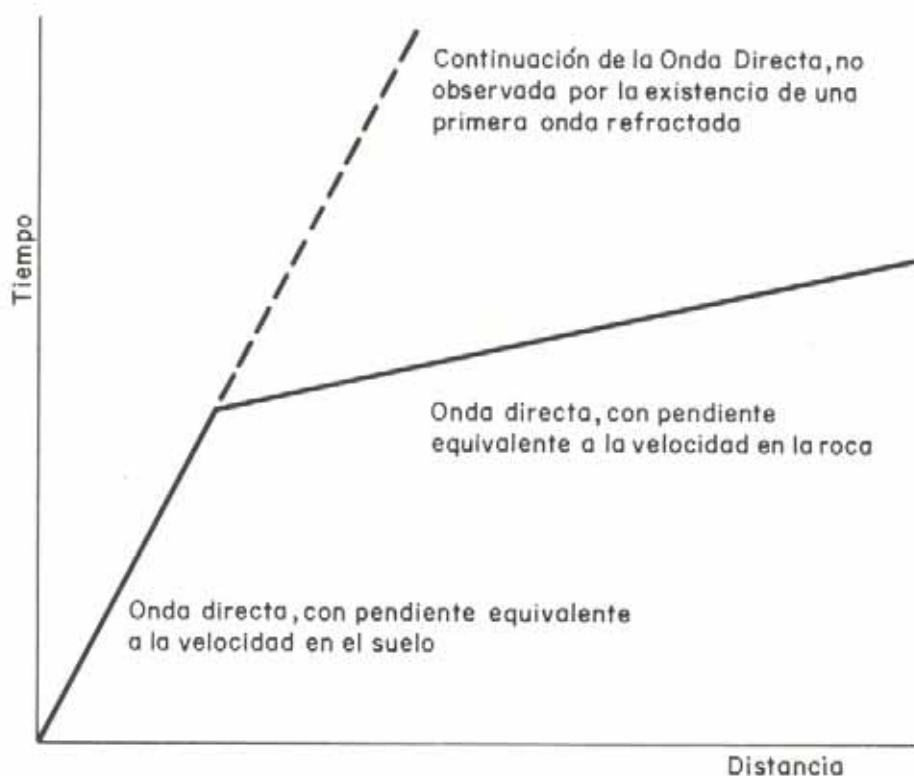


Fig. IV-52. Gráfico de distancias contra tiempo en un suelo estratificado.

A mayores distancias entre el geófono y la mandarina, la onda refractada llegará más pronto que la onda directa, aun cuando la trayectoria sea más larga, porque una porción de la trayectoria está en la roca de alta velocidad.

Los sismógrafos miden el tiempo de travesía de la onda más rápida que viaja entre la mandarina y el geófono, sin importar cuál sea su trayectoria. El sismógrafo no identifica la trayectoria directamente, pero la identificación se hace inmediatamente evidente cuando se trazan en un gráfico las lecturas de mandarinazos sucesivos. El modelo de un estrato de suelo superpuesto a la roca es como se aprecia en la figura IV-52.

El estudio geotécnico suministra la información necesaria para la elaboración del perfil del subsuelo. Complementado con los ensayos de laboratorio que se realizan sobre las muestras recuperadas, muchos problemas pueden quedar identificados para su consideración y solución.

4.7. CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO Y TRAZADO DE CARRETERAS

La detección de los distintos tipos de rocas y suelos permite formarse una idea de las características que habrá de tener la sección transversal de la carretera y clasificar los materiales en las distintas partidas que contemple el movimiento de tierras.

En general, las rocas no plantean problemas como terreno de fundación. La alterabilidad de las formaciones rocosas por los agentes mecánicos o químicos tampoco de-

sempaña un papel inquietante desde el punto de vista de modificaciones en las condiciones de apoyo.

Los terrenos constituidos por suelos también suelen proporcionar apoyo suficiente para las vías terrestres, aunque existen condiciones que pueden plantear grandes problemas de proyecto y construcción, constituyendo algunas de ellas contingencias tan grandes que, en algunos casos, deberá considerarse el cambio de trazado como la mejor solución.

Los suelos granulares (gravas, arenas y limos no plásticos o las mezclas en que ellos predominan), por lo general, tienen capacidad de carga suficiente y características de compresibilidad que no provocan problemas de asentamientos de importancia.

Las arenas o limos muy sueltos pueden plantear problemas de erosión y de asentamientos bruscos debidos a movimientos de agua en el subsuelo, sea saturación por flujo de agua que se infiltre de la superficie o ascensos del nivel freático.

En suelos tales como las arenas saturadas relativamente sueltas, es posible que una sollicitación dinámica rápida, como la que puede presentarse durante un sismo, origine en el agua elevadas presiones, haciendo disminuir la resistencia al esfuerzo cortante de la arena hasta valores nulos. En estas condiciones, la masa de arena se comporta como un líquido, dando, por licuación, origen a fallas dramáticas y espectaculares^{34, 35}.

En suelos de compresibilidad relativamente baja (suelos CL, ML y OL en la clasificación unificada) no se plantean problemas especiales a la superestructura de la obra vial; los pequeños asentamientos que puedan llegar a pro-

TABLA IV-6. VELOCIDAD DE PROPAGACION DE LAS ONDAS ELASTICAS EN SUELOS Y ROCAS, REGISTRADAS POR SISMOGRAFOS DE REFRACCION Y CLASIFICACION CORRESPONDIENTE DE LOS MATERIALES PARA EL MOVIMIENTO DE TIERRAS ³³

Material	Condición	Velocidad (km/seg)	Escarificabilidad
S U E L O S			
Limos y arenas	Compactos	0,4-0,7	Escarificable
	Sueltos	0,2-0,4	Escarificable
Arcillas	Dura	0,6-1,0	Escarificable
	Blanda	0,2-0,3	Escarificable
Gravas	—	0,2-0,4	Escarificable
R O C A S I G N E A S			
Granito	Sano	4,5-6,0	Explosivos
	Poco fracturado	1,5-4,5	Explosivos
	Muy fracturado	0,7-1,8	Explosivos
	Alterado	0,4-1,0	Explosivos o intermedio
Riolita y andesita	Poco fracturadas	3,8-5,0	Explosivos
	Muy fracturadas	1,5-3,8	Explosivos
	Alteradas	0,9-1,5	Escarificable
Basaltos	Sanos	5,0-6,0	Explosivos
	Poco fracturados	1,4-5,0	Explosivos
	Muy fracturados	0,7-1,4	Explosivos
	Alterados	0,5-0,7	Intermedio o escarificable
Tobas	Sanas	1,4-1,8	Intermedio
	Poco fracturadas	1,2-1,6	Intermedio
	Muy fracturadas	0,4-1,2	Escarificable
	Alteradas	0,3-0,7	Escarificable
R O C A S S E D I M E N T A R I A S Y M E T A M O R F I C A S			
Calizas	—	1,5-4,0	Explosivos
Arenisca	—	0,6-2,5	Escarificable hasta 0,8 km/seg aproximadamente; después requiere explosivos.
Aglomerados	—	0,2-0,9	Escarificable
Conglomerados	—	1,0-3,0	Generalmente explosivos
Lutita	Dura	1,2-4,0	Explosivos
	Blanda	0,6-1,4	Escarificable

ducirse son absorbidos fácilmente por la flexibilidad de dicha superestructura, y la capacidad de carga del terreno suele ser suficiente para soportar a los terraplenes que hayan de ser construidos.

Los materiales OL, debido al contenido de materia orgánica, pudieran no ser apropiados, en casos extremos, para usarse como materiales de construcción.

Cuando el terreno está constituido por limos o arcillas altamente compresibles, formaciones que abundan en deposiciones lacustres, fluviales o marítimas, la falta de resistencia en el suelo de fundación es particularmente crítica si la obra vial exige altos terraplenes.

La falta de resistencia del terreno de cimentación bajo un terraplén puede producir una falla por falta de capaci-

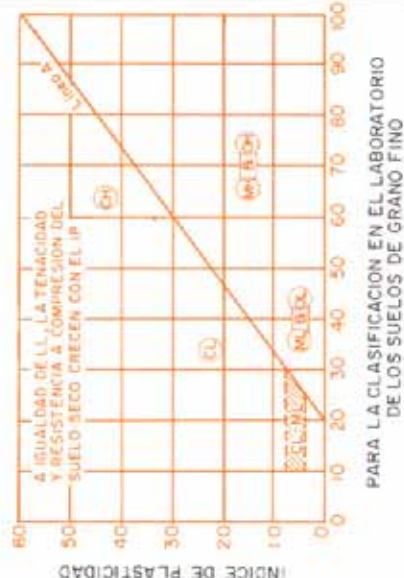
TABLA IV-7. CLASIFICACION UNIFICADA DE LOS SUELOS

Divisiones principales		Símbolos del grupo	Nombres típicos	Identificación de campo (excluyendo partículas mayores de 7 cm. y basando las fracciones en peso a estima)	Identificación de laboratorio
Suelos de grano grueso					
Más de la mitad del material es retenido en el tamiz n.º 200	Mas de la mitad de la fracción gruesa pasa el tamiz n.º 4	Gravas: Mas de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el tamiz n.º 4	Gravas limpias (pocos o sin finos)	Amplia escala en el tamaño de las partículas y cantidades sustanciales de los tamaños intermedios.	Determinar porcentaje de grava y arena en la curva granulométrica. Según el porcentaje de finos (fracción inferior al tamiz n.º 200), los suelos de grano grueso se clasifican como sigue: GW, GP, SW, SP, GM, GC, SM, SC, SCs Casos límites que requieren usar doble símbolo.
			Gravas con finos (considerable cantidad de finos)	Principalmente un tamaño o serie de tamaños, con falta de los intermedios.	
	Arenas: Mas de la mitad de la fracción gruesa pasa el tamiz n.º 4	Arenas limpias (pocos o sin finos)	Gravas limosas, mezclas grava-arena-limo.	Finos no plásticos o de plasticidad reducida (para identificación, ver grupo ML).	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ entre 1 y 3. Cuando no se cumplen simultáneamente las condiciones para GW. Límites de Atterberg debajo de línea A o IP < 4. Límites de Atterberg sobre la línea A con IP > 7.
			Gravas arcillosas, mezclas grava-arena-arcilla.	Finos plásticos (para identificación, ver grupo CL).	
Mas de la mitad del material es retenido en el tamiz n.º 200	Arenas: Mas de la mitad de la fracción gruesa pasa el tamiz n.º 4	Arenas limpias (pocos o sin finos)	Arenas bien graduadas, arenas con grava, pocos o sin finos.	Amplia escala en el tamaño de las partículas y cantidades sustanciales de los tamaños intermedios.	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ entre 1 y 3. Cuando no se cumplen simultáneamente las condiciones para SW.
			Arenas mal graduadas, arenas con grava, pocos o sin finos.	Principalmente un tamaño o serie de tamaños, con falta de los intermedios.	
	Arenas con finos (considerable cantidad de finos)	SM	Arenas limosas, mezcla de arena y limo.	Finos no plásticos o de plasticidad reducida (para identificación, ver grupo ML).	Los límites que caen en la zona rayada, con IP entre 4 y 7, son casos límites que requieren doble símbolo.
			Arenas arcillosas, mezclas arena-arcilla.	Finos plásticos (para identificación, ver grupo CL).	

Casos límites: Los suelos que posean características de dos grupos, se deberán designar por la combinación de los símbolos de ambos grupos; por ejemplo: GW-GC

TABLA IV-7. (Continuación).

Divisiones principales	Símbolos del grupo	Nombres típicos	Métodos de identificación en la fracción inferior a 0,42 mm.			Identificación de laboratorio
			Resistencia a compresión	Dilatancia	Tenacidad (consistencia en LP)	
Suelos de grano fino Mas de la mitad del material pasa por el tamiz n° 200	Limos y arcillas. Límite líquido menor de 50	ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, limo limpio; arenas finas, limosas o arcillosas, o limos arcillosos con ligera plasticidad.	Ninguna a ligera	Rápida a lenta	Nula
		CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media; arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas.	Media a alta	Nula o muy lenta	Media
		OL	Limos orgánicos y arcillas orgánicas limosas, de plasticidad reducida.	Ligera a media	Lenta	Ligera
	Limos y arcillas. Límite líquido mayor de 50	MH	Limos inorgánicos; suelos arenosos finos o limosos, con mica o diatomeas; limos elásticos.	Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media
		CH	Arcillas inorgánicas de plasticidad elevada.	Alta a muy alta	Nula	Alta
		OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a elevada; limos orgánicos, muy compresibles.	Media a alta	Nula a muy lenta	Ligera a media
Suelos de estructura orgánica	Pt	Suelos turbosos u otros de alto contenido orgánico en estado de descomposición.	Fácilmente identificables por el color, olor, tacto esponjoso y frecuentemente por su textura fibrosa.			



Casos límites: Los suelos que posean características de dos grupos, se deberán designar por la combinación de los símbolos de ambos grupos; por ejemplo: GW-GC

TABLA IV-8. CARACTERISTICAS DE UTILIZACION DE LOS SUELOS

Símbolo	Características de compactibilidad	Peso volumétrico seco máx. típico (Proctor estándar ton/m ³)	Compresibilidad y expansión	Permeabilidad y características de drenaje	Características como material de terraplén
GW	Buenas. Rodillos lisos vibratorios, rodillo neumático. Respuesta perceptible al paso del tractor.	1,9 a 2,1	Prácticamente nula.	Permeable. Muy buenas.	Muy estable.
GP	Buenas. Rodillos lisos vibratorios, rodillo neumático. Respuesta perceptible al paso del tractor.	1,8 a 2,0	Prácticamente nula.	Permeable. Muy buenas.	Estable.
GM	Buenas. Rodillos neumáticos o pata de cabra ligeros.	1,9 a 2,2	Ligera	Semipermeable. Drenaje pobre.	Estable.
GC	Buenas o regulares. Rodillos neumáticos o pata de cabra.	1,8 a 2,1	Ligera.	Impermeable. Mal drenaje.	Estable.
SW	Buenas. Rodillos neumáticos o vibratorios.	1,7 a 2,0	Prácticamente nula.	Permeable. Buen drenaje.	Muy estable.
SP	Buenas. Rodillos neumáticos o vibratorios.	1,6 a 1,9	Prácticamente nula.	Permeable. Buen drenaje.	Razonablemente estable en estado compacto.
SM	Buenas. Rodillos neumáticos o pata de cabra.	1,7 a 2,0	Ligera.	Impermeable. Mal drenaje.	Razonablemente estable en estado compacto.
SC	Buenas o regulares. Rodillos neumáticos o pata de cabra.	1,6 a 2,0	Ligera a media.	Impermeable. Mal drenaje.	Razonablemente estable.
ML	Buenas a malas. Rodillos neumáticos o pata de cabra.	1,5 a 1,9	Ligera a media.	Impermeable. Mal drenaje.	Mala estabilidad si no está muy compacto.
CL	Regulares a buenas. Rodillos pata de cabra o neumáticos.	1,5 a 1,9	Media	Impermeable. No drena.	Buena.
OL	Regulares a malas. Rodillos pata de cabra o neumáticos.	1,3 a 1,6	Media a alta.	Impermeable. Mal drenaje.	Inestable. Debe evitarse su uso.
MH	Regulares a malas. Rodillos pata de cabra o neumáticos.	1,1 a 1,6	Alta.	Impermeable. Mal drenaje.	Inestable. Debe evitarse su uso.
CH	Regulares a malas. Rodillos pata de cabra.	1,3 a 1,7	Muy alta.	Impermeable. No drena.	Regular. Vigílese la expansión.
OH	Regulares a malas. Rodillos pata de cabra.	1,0 a 1,6	Alta.	Impermeable. No drena.	Inestable. Debe evitarse su uso.
Pt.	No debe usarse.	—	Muy alta.	Regular o mal drenaje.	No debe usarse.

dad de carga, o la falla del terraplén propiamente dicho por rotación o traslación sobre superficies de deslizamiento desarrolladas total o parcialmente en dicho terreno de cimentación.

Pero, el problema más grave que entraña un suelo de cimentación fino y compresible es el que se refiere a los asentamientos que en él pueden producirse al recibir la sobrecarga que representan los terraplenes.

La literatura técnica es amplia en describir las dificultades encontradas durante la construcción de carreteras en suelos de características críticas. Las Referencias 36 al 47 tratan con lujo de detalles problemas constructivos encontrados al llevar carreteras sobre terrenos blandos, turbas, dunas, pantanos, etc.

4.7.1. TERRAPLENES

La ejecución de los terraplenes es uno de los aspectos más importantes de la construcción de carreteras. Estructuralmente, la función de un terraplén es la de proveer apoyo a una superficie de rodamientos sobre el terreno natural.

Se considera que un terraplén falla cuando ocasiona grandes irregularidades o daños a la calzada. Estos pueden ser espectaculares y catastróficos, como cuando se producen deslizamientos por inestabilidad de la masa del terraplén o debilidad del terreno de fundación; o leves, por repreo o consolidación del propio terraplén o del subsuelo de cimentación ⁴⁸.

En forma resumida, puede decirse que el comportamiento de los terraplenes está asociado a la estabilidad y a la deformación conjunta del terraplén y del material de fundación.

Las fallas que se originan dentro del propio cuerpo del terraplén pueden ser ocasionadas por materiales pobres, métodos de construcción inadecuados o procedimientos de control inefectivos.

Las fallas de fundación suelen ser resultado de investigación insuficiente del suelo, consideración inadecuada de los parámetros del suelo en el diseño, o implementación defectuosa de la solución de diseño durante la construcción.

En una mayor proporción, buen número de los problemas de los terraplenes son más el resultado de deficiencias de fundación que de la colocación del terraplén.

La fundación de terraplenes sobre suelos blandos, la

ubicación en laderas, la transición de corte a relleno y la existencia de agua subterránea, son problemas que debe resolver el ingeniero en la etapa de proyecto.

Todos estos problemas requieren la atención adecuada del proyectista de una vía, acompañado del geólogo y del ingeniero de suelos. Además de los textos sobre mecánica de suelos, la bibliografía que trata esta materia es abundante y a ella se recomienda acudir al lector interesado ⁴⁹ al ⁵⁸.

4.7.1.1. Terraplenes sobre laderas inclinadas

La construcción de terraplenes en laderas inclinadas puede constituir un problema difícil. Para muchos organismos encargados de carreteras, este problema constituye el más crítico de los que se deben afrontar en una construcción ⁵⁹.

Generalmente, existen dos circunstancias desfavorables que tienden a producir inestabilidad y deslizamiento en las laderas de pendientes más o menos pronunciadas.

En primer lugar, los planos de estratificación o de contacto entre material sano y meteorizado son propensos a seguir la pendiente de la ladera y a deslizarse a lo largo de dichas superficies.

En segundo lugar, la presencia del terraplén modifica el régimen de escurrimiento de las aguas naturales, superficiales y profundas. La acumulación de agua en el cuerpo del terraplén y en su base aumentan la tendencia al deslizamiento, al haberse incrementado el peso de la masa deslizante y reducido la resistencia al esfuerzo cortante.

Debido a las dificultades de identificación y corrección de estos problemas, la posibilidad de cambio de alineamiento de un trazado es una alternativa a tenerse muy presente en estos casos. Sin embargo, usualmente no es fácil o posible evitar las laderas en la localización de carreteras, por lo que, en general, los problemas que se planteen han de afrontarse y resolverse. Además de las precauciones a tomar al diseñar los drenajes y subdrenajes ^{60, 61, 62}, el uso de escalones, en la forma como se indica en la figura IV-53, ha demostrado ser una práctica muy efectiva.

El escalonamiento del terreno natural es generalmente indispensable cuando la pendiente del terreno natural es mayor de 4/1 a 6/1. El ancho de huella del escalón debe ser suficiente para permitir el movimiento de las máquinas de excavación.

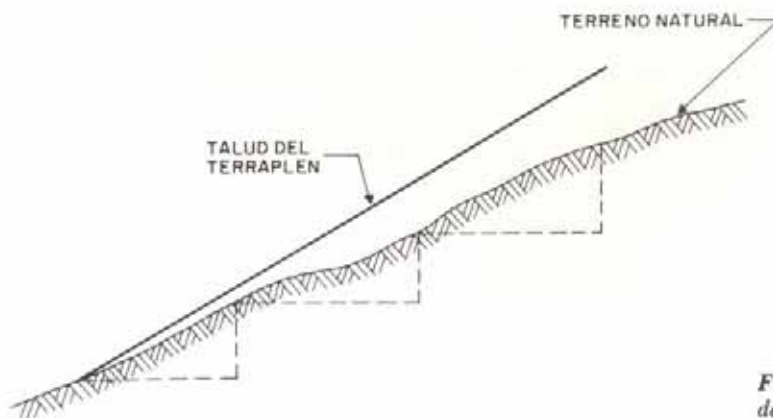


Fig. IV-53. Escalonamiento de una ladera.

4.7.2. TALUDES DE BANQUEO

La determinación de los taludes adecuados para obtener cortes estables en roca implica un estudio cuidadoso de las características físicas y estructurales del material, a menudo complicadas por fallamientos, diaclasas, micro-pliegues o presencia de estratos muy blandos interestratificados con estratos duros. Por esta razón, el factor altura y la relación angular no pueden adoptarse como un factor fijo a lo largo de todos los taludes de corte de una vía.

Como resultado de la interdigitación de rocas de distinta clase, resulta muy a menudo que una roca capaz de proporcionar taludes óptimos cambia, a lo largo de un mismo corte, a roca de naturaleza menos favorable que exige taludes más tendidos.

Los cambios de buzamiento actúan de la misma manera,

toda vez que grupos de esquistos con buzamiento favorable, contra el talud, pueden cambiar en el mismo corte a posiciones desfavorables.

Como en la construcción mecanizada de las carreteras no es posible hacer cambios continuos de diseño, es necesario llegar a un talud óptimo promedio o *talud de diseño*.

Los ángulos de los taludes en corte y su altura crítica podrán obtenerse a base de los conceptos vigentes acerca de la inclinación y altura crítica de taludes en material homogéneo, tomando además muy en consideración el comportamiento de taludes de corte en rocas similares en la misma región.

Es así que diseños típicos han podido ser elaborados. La figura IV-54 recoge lo que pudiera ser considerado la experiencia de un grupo de ingenieros del Departamento de Carreteras de California ⁵¹.

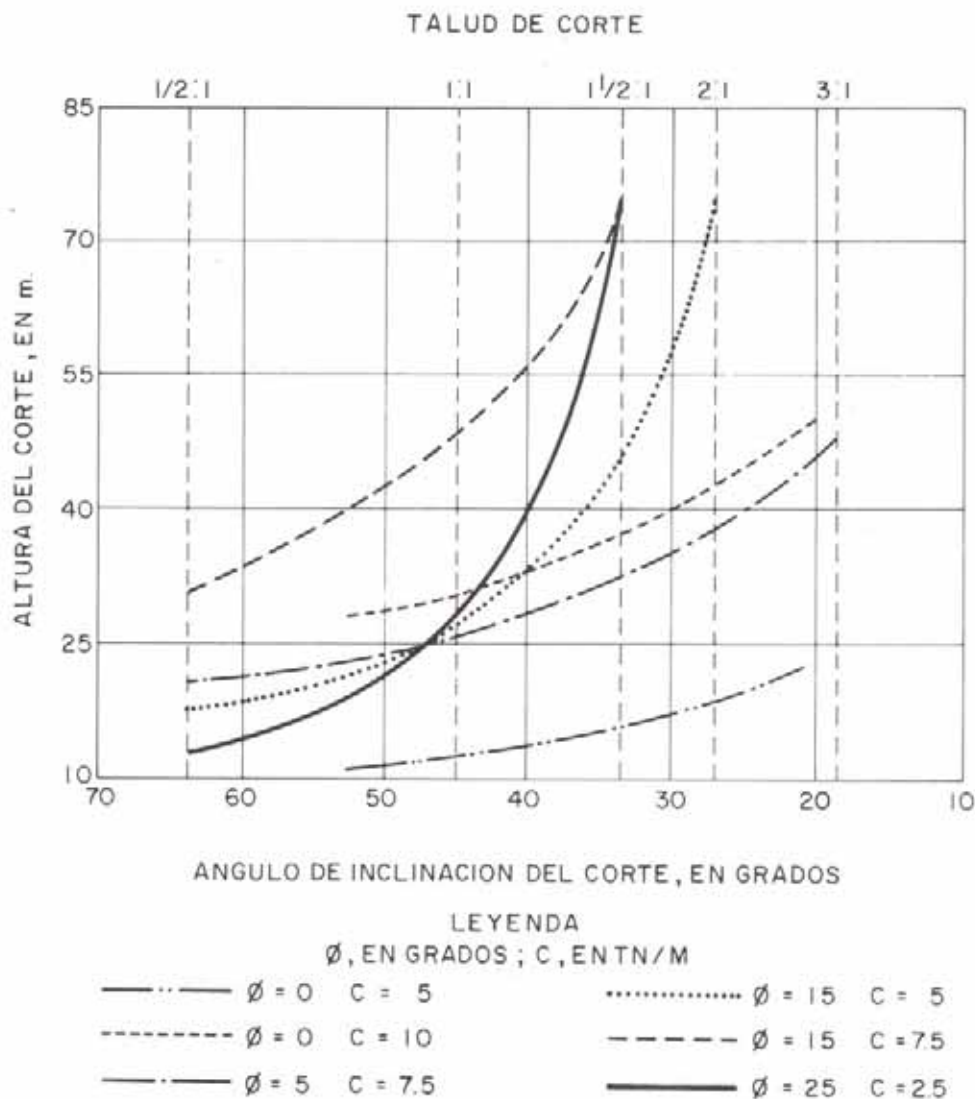


Fig. IV-54. Pendientes recomendadas para taludes de corte.

Otro ejemplo de recomendación de taludes típicos es el que se indica a continuación, derivado del estudio geológico sobre el proyecto de la autopista Caracas-Valles del Tuy-Tejerías⁶³.

Recomendaciones similares, ejemplo de aplicación de los estudios geológicos, aparecen en la Referencia 64.

Finalmente, la tabla VI-5 (no reproducida aquí) que aparece en la Referencia 33 es un resumen muy completo

de recomendaciones de inclinaciones para cortes practicados en diversos materiales, que resume la experiencia del Departamento de Geotecnia de la Secretaría de Obras Públicas de México.

La Bibliografía sobre el análisis de estabilidad de taludes, su construcción y medidas correctivas en caso de derrumbes es muy amplia, siendo de carácter fundamental la que se cita en las Referencias 65 a 72.

CONDICIONES ESTRUCTURALES:

Buenas fundaciones. Excavaciones generalmente difíciles excepto en zonas meteorizadas. Infiltraciones a lo largo de planos de foliación y diaclasas pueden provocar deslizamientos de bloques diaclasados sueltos. En los esquistos calcáreos deben esperarse cavidades de disolución. Requieren buen drenaje zonas de meteorización variable. Meteorización produce suelos arcilloso-arenosos y arcillosos y detritos de falda. Rocas poco meteorizadas o meteorizadas duras en las filar, con espeso manto residual en las partes bajas. Taludes recomendados estables en rocas poco meteorizadas duras, en zonas muy cizalladas y meteorizadas, los taludes deben ser menos pendientes, especialmente cuando buzan hacia el corte.

GEOLOGIA:

Esquisto calcáreo cuarzo-micáceo con abundantes lentes delgadas de caliza.

Esquisto gnésico cuarzo-micáceo-feldespático.

CONDICIONES ESTRUCTURALES:

Buenas fundaciones. Excavaciones moderadamente difíciles, excepto en rocas meteorizadas. Dureza variable de acuerdo al grado de silicificación. Meteorización profunda a lo largo de planos de foliación y diaclasas. Cavidades de disolución abundantes en el esquisto calcáreo. El material grafitoso facilita los deslizamientos de rocas, especialmente cuando buzan hacia el talud. Exigen excelente drenaje. En las secciones muy meteorizadas el talud de corte debe bajarse a 1:1.

GEOLOGIA:

Esquisto calcáreo-grafitoso-cuarzo-micáceo.

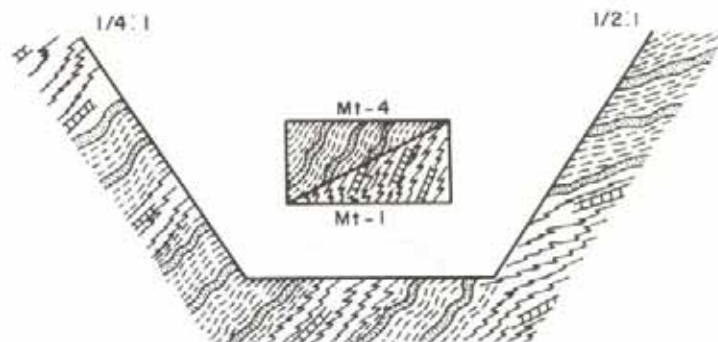
Esquisto cuarzo-micáceo-grafitoso-silicificado.

CONDICIONES ESTRUCTURALES:

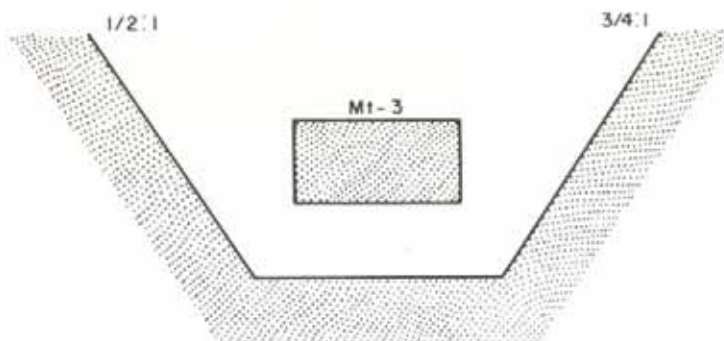
Buenas fundaciones. Excavaciones moderadamente difíciles. Capas duras, sub-masivas, de espesores variables (pocos centímetros hasta más de un metro). Zona de meteorización poco profunda, a excepción de las tobas. La meteorización produce suelo arcilloso-arenoso y detritos de ladera. Buen drenaje, en especial en las zonas grafitosas. En secciones muy meteorizadas y cuando las intercalaciones de filitas grafitosas son abundantes, los taludes de corte deben de ser inferiores a los recomendados.

GEOLOGIA:

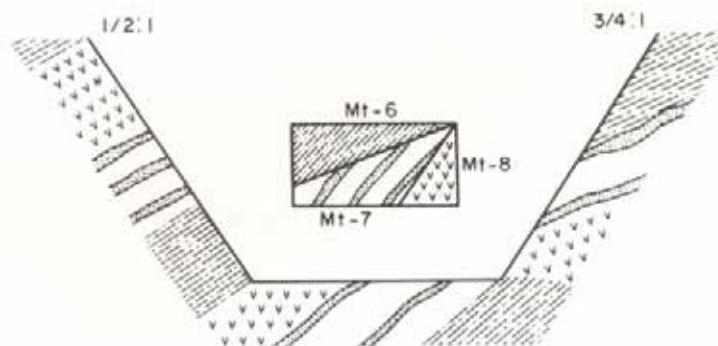
Meta-tobas, meta-limonitas y meta-areniscas o intercalaciones de ellas asociadas a filitas y a veces a lentes delgadas de caliza.



CONDICION "A"

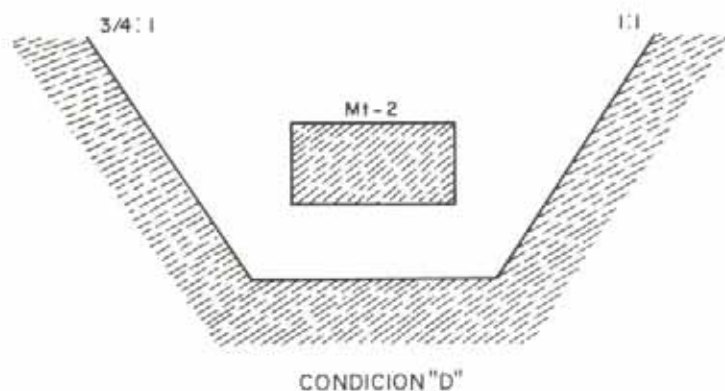


CONDICION "B"



CONDICION "C"

Fig. IV-55. Taludes típicos recomendados en la Autopista Caracas - Valle del Tuy-Tejerías⁶³.

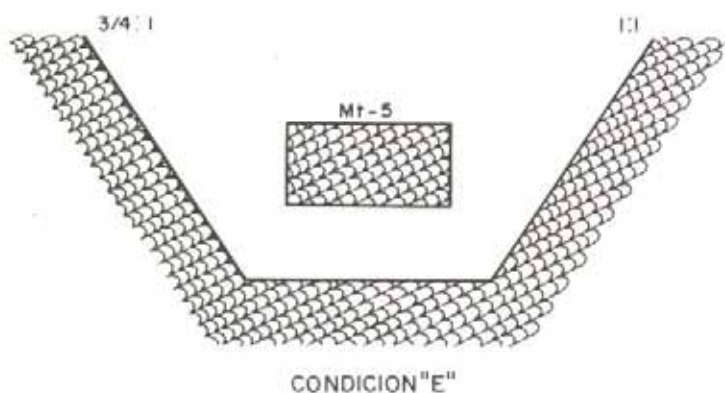


CONDICIONES ESTRUCTURALES:

Fundaciones débiles. Excavación fácil. Material blando, meteorizado y muy cizallado. Carreteras exigen base permeable como drenaje, a fin de eliminar hundimientos. Suelo residual arcilloso-arenoso de espesor variable. En las laderas donde las capas estén muy meteorizadas y cizalladas y buzan hacia el talud, las pendientes deben ser iguales o inferiores a 1:1. Requieren excelente drenaje.

GEOLOGIA:

Esquistos sericitico-grafítico-cuarzo-micáceo con escasos lentes de caliza. Muy cizallada.

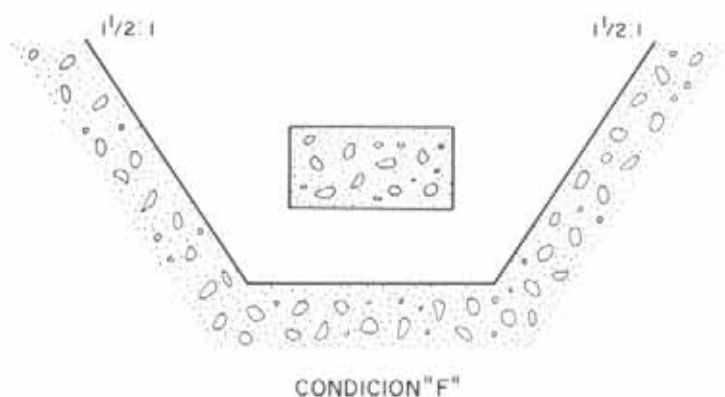


CONDICIONES ESTRUCTURALES:

Fundaciones pobres. Muy fácil de arrancar. Material muy blando y cizallado con gran desarrollo de micro-pliegues. Carreteras requieren una base permeable para asegurar un buen drenaje. Requiere excelente drenaje. Zona de meteorización variable. Suelo residual color rojizo, de textura arcillosa y areno-arcillosa, localmente gravoso. En zonas muy meteorizadas y cizalladas, cuando buzan hacia el corte, la pendiente del talud debe ser aún más baja que la recomendada.

GEOLOGIA

Filitas grafitosas con pocas intercalaciones de meta-limolitas y meta-areniscas.



CONDICIONES ESTRUCTURALES:

Malas fundaciones. Fácilmente excavable. Blando, friable de gran capacidad de hidratación, a veces plásticos. Medianamente permeables. La presencia de arcillas plásticas en cualquier talud de corte causaría sobrecarga en el pie al humedecerse y solifluxión. Requieren un excelente planeamiento del sistema de drenaje.

GEOLOGIA:

Sedimentos guijarro-areno-arcilloso, arcillo-arenoso y arcilloso.

Fig. IV-55. (Continuación de la figura anterior.)

BIBLIOGRAFIA

- ¹ GALABRÚ, P. *Maquinaria General en Obras de Movimientos de Tierra*. Editorial Reverté, S. A., Barcelona, 1964.
- ² ARREDONDO, F. y otros. *Compactación de Terrenos*. Editores Técnicos Asociados, S. A., Barcelona, 1966.
- ³ American Association of State Highway Officials. *Construction Manual for Highway Construction*. Washington, D. C., 1968.
- ⁴ División de Proyectos de Carreteras Federales. *Manual de Instrucciones para la construcción de caminos y puentes, de acuerdo con los proyectos federales de carreteras, para usarse con las Especificaciones Generales para Caminos Públicos FP-69*. Centro Regional de Ayuda Técnica, Agencia para el Desarrollo Internacional (A. I. D.), 1972.
- ⁵ Texas Highway Department. *1972 Standard Specifications for Construction of Highway, Streets and Bridges*. Austin, Texas, 1972.
- ⁶ NICHOLS, H. L., JR. *Moving the Earth*. North Castle Books, Connecticut, 1976.
- ⁷ Oficina de Normas de Vialidad. *Especificaciones para la Construcción de Carreteras*. Ministerio de Transporte y Comunicaciones, Caracas, 1977.
- ⁸ DAVIS, R. E. y F. S. FOOTE. *Surveying Theory and Practice*. Mc Graw-Hill Book Company Inc., New York, 1940.
- ⁹ MEYER, C. F. *Route Surveying*. International Textbook Company, Scranton, Penn., 1965.
- ¹⁰ ALLEGRET, R. *Cours de Projet de Tracé et de Terrassements*. Eyrolles, París, 1959.
- ¹¹ FORTIQUE, J. F. *Control que se debe tener durante la construcción de los terraplenes*. Ministerio de Obras Públicas, Boletín núm. 21 de la Dirección General de Vialidad, Caracas, 1972.
- ¹² SALGADO, J. L., L. DÍAZ y M. URQUIZU. *Programas PROCAR, Sistema de Programas para el Proyecto de Carreteras*. U. C. V., Facultad de Ingeniería, Centro de Procesamiento de Datos, Caracas, 1969.
- ¹³ SALGADO, J. L. *Selección de Ruta con Computador Electrónico*. U. C. V., Facultad de Ingeniería, Centro de Procesamiento de Datos, Caracas, 1974.
- ¹⁴ GRAY, H. *Embankment Construction on Soft Ground*. Proceedings Engineering Conference. Ohio State University, 1956.
- ¹⁵ CASAGRANDE, L. *Experience in the Construction of Road Embankments of Soft Soils*. *Strasse und Autobahn*, vol. 16, núm. 1, 1965.
- ¹⁶ CASAGRANDE, L. *Construction of Embankments Across Peaty Soils*. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, vol. 53, núm. 3, 1966.
- ¹⁷ GUESTIN, J. D. *Stability and Settlement Analysis of Embankment on Clay*. Massachusetts Institute of Technology, Mass., 1967.
- ¹⁸ TURNBULL, W. J. *Construction Problems Experienced with Loess Soils*. HRR 212, Highway Research Board, Washington, D. C., 1968.
- ¹⁹ BURN, K. N. *Settlement of Highway Embankment and Overpass Structures in Ottawa*. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 6, núm. 1, 1969.
- ²⁰ LAMBE, T. W. y K. V. WHITMAN. *Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, Inc., New York, 1969.
- ²¹ Departments of the Army and the Air Force. *Planning and Design of Roads, Airbases, and Heliports in the Theater of Operations*. Technical Manual TM-5-330, Washington, D. C., 1968.
- ²² Ministère de l'Équipement. *Recommandations pour la Reconnaissance Géologique et Géotechnique des tracés d'Autoroutes*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, París, 1967.
- ²³ Ministère de l'Équipement et du Logement. *La Reconnaissance des Sols*. Note d'Information Technique, Laboratoires des Ponts et Chaussées, París, 1969.
- ²⁴ LEGRAND, J. y M. RAT. *Reconnaissance des Tracés*. Recyclageformation continue, Fascículo II, Revue generale des routes et des aerodromes, París, 1971.
- ²⁵ RAT, M. *La reconnaissance géologique des tracés routiers. Articulation des études et méthodes de prospection*. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, núm. 68, París, 1973.
- ²⁶ Normas para los estudios geotécnicos de carreteras. Oficina de Normas de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas, Caracas, 1967.
- ²⁷ GRIFFITHS, D. H. y R. F. KING. *Applied Geophysics for Engineers and Geologists*. Pergamon Press, Oxford, 1965.
- ²⁸ LIEVANO, G. *Exploraciones Geofísicas del Subsuelo en «Desarrollo de Aguas Subterráneas»*. Universidad Central de Venezuela, Facultad de Ingeniería, Caracas, 1967.
- ²⁹ GARCIENTE, J. y M. MENDEZ AROCHA. *Aplicación de la Geofísica Eléctrica a un Problema de Ingeniería Vial*. Memorias del Cuarto Congreso Geológico Venezolano, Tomo V, Ministerio de Minas e Hidrocarburos, Publicación Especial, núm. 5, Caracas, 1972.
- ³⁰ BERTRAND, Y. *La Prospection Electrique Appliquée aux Problemes des Ponts et Chaussées*. Bulletin de Liaison des Laboratoires Routiers, Special, i, París, 1967.
- ³¹ Universidad Central de Venezuela. *Manual de ejecución e interpretación de sondeos eléctricos*. Instituto Tecnológico, Caracas, 1968.
- ³² STEWART, M. *The use of seismic refraction in a route feasibility study in St Lucia*. Road Research Laboratory Report, L R 424, Crowthorne, Berkshire, 1971.
- ³³ RICO, A. y H. DEL CASTILLO. *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Carreteras, ferrocarriles y aeropistas*. Editorial Limusa, S. A., México, 1974.
- ³⁴ NEWMARK, N. M. *Effects of Earthquakes on Dams and Embankments*. *Geotechnique*, vol. XV, núm. 2, 1965.
- ³⁵ SEED, H. B. *Slope Stability during Earthquakes*. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, vol. 93, núm. SM 4, 1967.
- ³⁶ JEFFRIES, J. M. *Building Roads through Unstable Formations*. *Civil Engineering*, vol. 6, 1936.
- ³⁷ CASAGRANDE, L. *The Construction of Embankments on Soft Ground*. Department of Scientific and Industrial Research, Watford, England, 1947.
- ³⁸ MOOS, A. VON. *Results of Several Test Embankments on Soft Ground in Switzerland*. *Strasse und Verkehr*, núm. 9, 1962.
- ³⁹ TRESIDDER, J. O. y C. K. FRASER. *The Construction of an Experimental Road over Peat at Hamar, Shetland*. Department of Scientific and Industrial Research, Road Research Laboratory, Note núm. R. N./2394/J. O. T., England, 1955.
- ⁴⁰ RIPLEY, C. F. y C. E. LEONOFF. *Embankment Settlement Behavior on Deep Peat*. Proceedings VII Muskeg Research Conference. National Research Council, Canadá, 1961.
- ⁴¹ LEA, N. D. y C. O. BRAWNER. *Highway Design and Construction over Peat Deposit in Lower British Columbia*. Highway Research Board Record, núm. 7, Washington, D. C., 1963.
- ⁴² BOURGES, F. *Remblais sur sols compressibles. Synthèses des recherches effectuées dans les laboratoires des Ponts et Chaussées*. Ministère de l'Équipement et du Logement, París, 1970.
- ⁴³ SULLIVAN, E. Q. *Sand Dune Road 20 years old*. California Highway Department, San Bernardino, California, 1946.
- ⁴⁴ ZOLKNOW, E. y G. WISEMAN. *Engineering Properties of Dune and Beach Sand and the Influence of Stress History*. IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Montreal, Canadá, 1965.
- ⁴⁵ CASAGRANDE, L. y P. SIEDEK. *Recent Experiences of Road Construction over Marshes*. *Die Bautechnik*, vol. 15, núm. 48, 1937.
- ⁴⁶ CURTIS, A. R. *Blowing the Muck. Example of Swamp Filling Practice*. *Roads and Streets*, vol. 93, 1950.
- ⁴⁷ ROOT, A. W. *California Experience in Construction of Highway Across Marsh Deposits*. Highway Research Board, Bulletin, núm. 173, Washington, D. C., 1958.

- ⁴⁸ Ministère de l'Équipement et du Logement. *Les glissements de talus routiers*. Laboratoire Central et Laboratoires Régionaux des Ponts et Chaussées, Paris, 1968.
- ⁴⁹ National Academy of Sciences. *Criteria for Compacted Fills*. National Research Council, Publication 1281, Washington, D. C., 1965.
- ⁵⁰ ASCE. *Design and Construction of Earth Structures*. Proceedings of Lecture Series, Chicago, Ill., 1966.
- ⁵¹ California Division of Highways, Materials and Research Department. *Slope Stability and Foundation Investigation*. University of California, Berkeley, 1967.
- ⁵² LOWE, J. *Stability Analysis of Embankments*. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, vol. 93, núm. SM 4, 1967.
- ⁵³ *Etude des Remblais sur sols compressibles. Recommandations des Laboratoires des Ponts et Chaussées*. Dunod, Paris, 1971.
- ⁵⁴ Ministère de l'Amenagement du Territoire, de l'Équipement et du Tourisme. *Remblais sur sols compressibles*. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Special T, Paris, 1973.
- ⁵⁵ LUDOVIC, V. *Diseño de terraplenes sobre suelos blandos*. Trabajo Especial de Grado, Universidad Central de Venezuela. Facultad de Ingeniería, Caracas, 1973.
- ⁵⁶ Transportation Research Board. *Treatment of Soft Foundations for Highway Embankments*. NCHRP Synthesis of Highway Practice, núm. 29, Washington, D. C., 1975.
- ⁵⁷ Ministère de l'Équipement. *Stabilité des Talus, Versants naturels*. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, núm. Special II, Paris, 1976.
- ⁵⁸ National Academy of Sciences. *Estimation of Consolidation Settlement*. Manual of Practice. Transportation Research Board, Special Report, núm. 163, Washington, D. C., 1976.
- ⁵⁹ Highway Research Board. *Construction of Embankments*. NCHRP Synthesis of Highway Practice, núm. 8, Washington, D. C., 1971.
- ⁶⁰ SMITH, T. W. y G. V. STAFFORD. *Horizontal Drains on California Highways*. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, vol. 83, SM 3, 1957.
- ⁶¹ CEDERGREN, H. R. *Seepage, Drainage and Flow Nets*. John Wiley and Sons, Inc., 1977.
- ⁶² JUÁREZ BADILLO, E. y R. A. RICO. *Mecánica de Suelos*. Tomo III, Editorial Limusa, México, 1974.
- ⁶³ Corporación Venezolana de Ingeniería, C. A. *Informe Geológico sobre el proyecto de autopista Caracas-Valles del Tuy-Tejerías*. Estudio para el Ministerio de Obras Públicas, Caracas, 1958.
- ⁶⁴ United States Geological Survey. *Interpreting Geologic Maps for Engineering Purposes*. Washington, D. C., 1953.
- ⁶⁵ TAYLOR, D. W. *Stability of Earth Slopes*. Contribution to Soil Mechanics. Boston Society of Civil Engineers, 1925-1940.
- ⁶⁶ JANBU, N. *Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters*. Harvard Soil Mechanics Series, núm. 46, 1954.
- ⁶⁷ BISHOP, A. *The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes*. Geotechnique, vol. 5, núm. 1, 1955.
- ⁶⁸ TERZAGHI, K. *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, Inc., New York, 1956.
- ⁶⁹ Highway Research Board. *Landslides and Engineering Practice*. National Academy of Sciences, Publication 544, Washington, D. C., 1958.
- ⁷⁰ PECK, R. B. *Stability of Natural Slopes*. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, vol. 93, núm. SM 4, 1967.
- ⁷¹ COATES, D. F. *Rock Mechanics Principles*. Department of Energy, Mines and Resources. Mines Branch Monograph, núm. 874, Ottawa, 1967.
- ⁷² TURNBULL, W. y M. HVORSLEV. *Special Problems in Slope Stability*. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, vol. 93, núm. MS 4, 1967.

APENDICE al Capítulo 4

NORMAS PARA EL ESTUDIO DE CARRETERAS, MOP. ESTUDIO GEOTECNICO PARA EL PROYECTO

(3.) Estudio Geotécnico para el Proyecto.

(3-2) Carreteras y Autopistas.

(3-2.01) *Alcance.*

(3-2.02) Esta especificación fija el contenido que deben satisfacer los Estudios Geotécnicos para el Proyecto de Carreteras y Autopistas.

(3-2.10) *Extensión.*

(3-2.11) Antes de hacer el Estudio Geotécnico para el Proyecto de una Carretera o de una Autopista, el trazado de la vía debe haber sido definido y el Estudio Geotécnico Preliminar debe haber sido aprobado por el «Ministerio».

(3-2.12) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de una Carretera o de una Autopista debe suministrar datos suficientes del subsuelo a lo largo del trazado de la vía y en las áreas de préstamos.

(3-2.35) *Trabajo de Campo.*

(3-2.36) El Trabajo de Campo correspondiente al Estudio Geotécnico para el Proyecto de Carreteras y Autopistas debe consistir en la exploración del subsuelo a lo largo del trazado de la vía y en las áreas de préstamos.

(3-2.37) *A lo largo del Trazado de la Vía.*

A lo largo del Trazado de la Vía se deben ejecutar las exploraciones siguientes: taladros a mano, calicatas, trincheras y perforaciones a máquina.

(3-2.38) La distancia entre las exploraciones especificadas en el párrafo 3-2.37 varía según las propiedades características de los suelos, pero como regla general debe ser de 100 metros.

(3-2.39) Se debe registrar cuidadosamente la variación del agua subterránea en cada una de las exploraciones especificadas en el párrafo 3-2.37.

(3-2.40) Se debe tomar una muestra por cada capa encontrada en cada una de las exploraciones especificadas en el párrafo 3-2.37, pero como mínimo se debe tomar una muestra por cada metro de profundidad. La muestra se debe tomar:

- De calicatas y de trincheras: efectuando un corte en la pared;
- De taladros a mano y de perforaciones a máquina: a medida que avanza la perforación.

(3-2.41) En las zonas de corte, los taladros a mano, calicatas, trincheras y perforaciones a máquina se deben ejecutar hasta una profundidad mínima de un metro por debajo de la subrasante de proyecto.

(3-2.42) En las zonas de terraplén, los taladros a mano, calicatas, trincheras y perforaciones a máquina se deben ejecutar hasta una profundidad mínima de dos metros por debajo del nivel del terreno natural.

(3-2.43) Si en cualquiera de las exploraciones especificadas en los párrafos 3-2.41 y 3-2.42 se encuentra suelo blando, turba o fango; o si se encuentran problemas geotécnicos específicos, la exploración correspondiente se debe ejecutar hasta la profundidad que requiera el estudio de cada caso particular.

(3-2.44) Si en cualquiera de las exploraciones especificadas en los párrafos 3-2.41 y 3-2.42 se encuentran masas rocosas, la profundidad de la exploración correspondiente puede ser menor que la especificada en dichos párrafos, siempre que a la profundidad alcanzada se garantice la continuidad de dichas masas rocosas.

(3-2.45) En las zonas de corte con alturas mayores de cinco metros, el trabajo de campo se debe hacer de acuerdo a lo establecido en la parte «Trabajo de Campo» de la Especificación 3-5 (Taludes en Corte con alturas mayores de cinco metros) de estas Normas.

(3-2.46) En las zonas donde se vayan a construir muros u otras estructuras de retención, el trabajo de campo se debe hacer de acuerdo con lo establecido en la parte «Trabajo de Campo» de la Especificación 4-1 (Muros y otras estructuras de retención) de estas Normas.

(3-2.47) En las zonas donde se vayan a ubicar Obras de Arte, el trabajo de campo se debe hacer de acuerdo con lo establecido en la parte «Trabajo de Campo» de la Especificación 4-2 (Viaductos, Puentes y Alcantarillas) de estas Normas.

(3-2.48) *En las Áreas de Préstamos.*

En las áreas de préstamos se deben ejecutar las exploraciones siguientes: taladros a mano, calicatas y perforaciones a máquina.

(3-2.49) El número de exploraciones se debe fijar de acuerdo a la heterogeneidad y la disposición del préstamo.

(3-2.50) Se deben tomar muestras de las exploraciones especificadas en el párrafo 3-2.48 para determinar el contenido de humedad natural.

(3-2.51) Se debe tomar una muestra por cada capa encontrada en cada una de las exploraciones especificadas en el párrafo 3-2.48, pero, como regla general, se debe tomar una muestra por cada 3.000 metros cúbicos de un mismo material. La muestra se debe tomar:

- De calicatas: efectuando un corte en la pared;
- De taladros a mano y de perforaciones a máquina: a medida que avanza la perforación.

De cada muestra se debe tomar la cantidad suficiente que permita ejecutar los ensayos de laboratorio correspondientes.

(3-2.52) En las áreas de préstamo, la exploración del subsuelo se debe ejecutar hasta la profundidad propuesta de explotación.

(3-2.60) *Trabajo de Laboratorio.*

(3-2.61) El Trabajo de Laboratorio correspondiente al Estudio Geotécnico para el Proyecto de Carreteras y Autopistas debe consistir en:

- a) Ensayos en aproximadamente el 35 % de las muestras provenientes de los materiales de fundación y de los sitios de préstamo para su clasificación con Índice de Grupo (AASHO-M-145).
- b) Ensayos químicos en los materiales de fundación y en los materiales de construcción, para determinar contenidos de carbonatos, sulfatos, sales diversas y materia orgánica, si se supone que dichos contenidos pueden ser perjudiciales para la durabilidad de la carretera o de la autopista.
- c) Ensayos en las muestras de suelos provenientes de los sitios de préstamo para:
 - Determinación del Índice de Soporte California (CBR), en proporción de un ensayo por cada 1.000 metros cúbicos de material que vaya a usarse.
 - Ensayos de compactación (AASHO-T-180), uno de cada suelo típico encontrado.
 - Ensayos en las muestras de agregado para concreto (arena y grava), para determinar:
 - Granulometría.
 - Desgaste.
 - Disgregabilidad (con sulfato de sodio).

(3-2.62) El Ingeniero de Estudio debe establecer la necesidad de ejecutar los siguientes ensayos:

- a) En los materiales de fundación:
 - De compactación (AASHO-T-180).
 - De capilaridad.
- b) En muestras inalteradas de suelo, determinación de:
 - Hinchamiento.
 - Asentamiento.
 - Resistencia al corte.
 - Angulo de fricción interna.

(3-2.63) Cuando las condiciones del subsuelo lo requieran, se deben ejecutar ensayos para determinar el tipo y procedimiento de estabilización que se debe efectuar.

(3-2.64) El Trabajo de Laboratorio se debe ejecutar siguiendo los procedimientos recomendados por las Normas A.A.S.H.O., A.S.T.M. o C.C.C.A.

(3-2.80) *Informe.*

(3-2.81) Los resultados del Estudio Geotécnico para el Proyecto de Carreteras y Autopistas se deben presentar en un Informe que debe contener:

- a) Planta esquemática por kilómetro de la carretera o de la autopista con indicación de todas las unidades geomorfológicas atravesadas.
- b) Planos de detalle, en hojas Modelo MOP B-1, de los tramos afectados por unidades geomorfológicas tales como vegas inundables, capa freática muy alta, zonas de alta erosión, laderas de reptación, pantanos, etc.
- c) Perfil longitudinal esquemático del subsuelo, por kilómetro, con indicación de las propiedades características de las distintas capas encontradas: color, clasificación AASHO-M-145 y nivel freático.
- d) Condiciones de estabilidad de los suelos de fundación.
- e) Un informe y mapa geológico en hojas Modelo MOP B-1, con todos los detalles y datos obtenidos en el Estudio Geológico realizado.
- f) Croquis de la localización de los préstamos, con referencia al eje y progresivas de la carretera o de la autopista con indicación de los volúmenes disponibles y propiedades características de dichos préstamos.
- g) Facilidad o dificultad de la explotación de los préstamos, con indicación de aspectos técnicos y económicos.
- h) Distancia de transporte de los materiales provenientes de los préstamos a los sitios de elaboración, clasificación o utilización.
- i) Destino que debe darse a los materiales provenientes de cortes y excavaciones.

(3-2.82) En el Informe se deben usar los modelos especificados en el párrafo 1-0.13 de la Especificación de Aplicación, que correspondan.

(3-3) Rectificación de Carreteras y Autopistas.

(3-3.01) Alcance.

(3-3.02) Esta Especificación fija el contenido mínimo que deben satisfacer los Estudios Geotécnicos para el Proyecto de Rectificación de Carreteras y Autopistas.

(3-3.10) Extensión.

(3-3.11) Antes de hacer el Estudio Geotécnico para el Proyecto de Rectificación de una carretera o de una autopista, deben haber sido definidos los tramos de la vía existente que se vayan a rectificar.

(3-3.12) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de Rectificación de una carretera o de una autopista debe suministrar datos suficientes del subsuelo a lo largo de los tramos donde se debe construir la rectificación, y de las áreas de préstamo.

(3-3.25) Trabajo previo de Oficina.

(3-3.26) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de Rectificación de una carretera o de una autopista se debe iniciar con el análisis de toda la información contenida en estudios geotécnicos previos, ejecutados para la elaboración del proyecto original de la vía existente.

(3-3.35) Trabajo de Campo.

(3-3.36) El Trabajo de Campo correspondiente al Estudio Geotécnico para Proyecto de Rectificación de Carreteras y Autopistas debe consistir en la exploración del subsuelo a lo largo del trazado donde se debe construir la rectificación y en las áreas de préstamo.

(3-3.37) A lo largo del trazado donde se debe construir la rectificación.

A lo largo del trazado donde se debe construir la rectificación se deben ejecutar las exploraciones siguientes: taladros a mano, calicatas, trincheras y perforaciones a máquina.

(3-3.38) La distancia entre las exploraciones especificadas en el párrafo 3-3.37 varía según las propiedades características de los suelos, pero como regla general debe ser de 100 metros.

(3-3.39) Se debe registrar cuidadosamente la variación del agua subterránea en cada una de las exploraciones especificadas en el párrafo 3-3.37.

(3-3.40) Se debe tomar una muestra por cada capa encontrada en cada una de las exploraciones especificadas en el párrafo 3-3.37, pero como mínimo se debe tomar una muestra por cada metro de profundidad. La muestra se debe tomar:

- De calicatas y trincheras: efectuando un corte en la pared:
- De taladros a mano y de perforaciones a máquina: a medida que avanza la perforación.

(3-3.41) En las zonas de corte, los taladros a mano, calicatas, trincheras y perforaciones a máquina se deben ejecutar hasta una profundidad mínima de un metro por debajo de la subrasante de proyecto.

(3-3.42) En las zonas de terraplén, los taladros a mano, calicatas, trincheras y perforaciones a máquina se deben ejecutar hasta una profundidad mínima de 2 metros por debajo del nivel del terreno natural.

(3-3.43) Si en cualquiera de las exploraciones especificadas en los párrafos 3-3.41 y 3-3.42 se encuentra suelo blando, turba o fango, o si se encuentran problemas geotécnicos específicos, la exploración correspondiente se debe ejecutar hasta la profundidad que requiera el estudio de cada caso particular.

(3-3.44) Si en cualquiera de las exploraciones especificadas en los párrafos 3-3.41 y 3-3.42 se encuentran masas rocosas, la profundidad de la exploración correspondiente puede ser menor que la especificada en dichos párrafos, siempre que a la profundidad alcanzada se garantice la continuidad de dichas masas rocosas.

(3-3.45) En las zonas de corte con alturas mayores de cinco metros, el trabajo de campo se debe hacer de acuerdo a lo establecido en la parte «Trabajo de Campo» de la Especificación 3-5 (Taludes en Corte con alturas mayores de cinco metros) de estas Normas.

(3-3.46) En las zonas donde se vayan a construir muros u otras estructuras de retención, el trabajo de campo se debe hacer de acuerdo con lo establecido en la parte «Trabajo de Campo» de la Especificación 4-1 (Muros y otras estructuras de retención) de estas Normas.

(3-3.47) En las zonas donde se vayan a ubicar obras de arte, el trabajo de campo se debe hacer de acuerdo con lo establecido en la parte «Trabajo de Campo» de la Especificación 4-2 (Viaductos, Puentes y Alcantarillas) de estas Normas.

(3-3.48) En las Áreas de Préstamos.

En las áreas de préstamos se deben ejecutar las exploraciones siguientes: taladros a mano, calicatas y perforaciones a máquina.

(3-3.49) El número de exploraciones se debe fijar de acuerdo a la heterogeneidad y a la disposición del préstamo.

(3-3.50) Se deben tomar muestras de las exploraciones especificadas en el párrafo 3-3.48 para determinar el contenido de humedad natural.

(3-3.51) Se debe tomar una muestra por cada capa encontrada en cada una de las exploraciones especificadas en el párrafo 3-3.48, pero, como regla general, se debe tomar una muestra por cada 3.000 metros cúbicos de un mismo material. La muestra se debe tomar:

- De calicatas: efectuando un corte en la pared;
- De taladros a mano y de perforaciones a máquina: a medida que avanza la perforación.

De cada muestra se debe tomar la cantidad suficiente que permita ejecutar los ensayos de laboratorio correspondientes.

(3-3.52) En las áreas de préstamo, la exploración del subsuelo se debe ejecutar hasta la profundidad propuesta de explotación.

(3-3.60) *Trabajo de Laboratorio.*

(3-3.61) El trabajo de Laboratorio correspondiente al Estudio Geotécnico para el Proyecto de Rectificación de una Carretera o de una Autopista debe consistir en:

- a) Ensayos en un mínimo de 35 % de las muestras alteradas representativas provenientes de los materiales de fundación y de construcción, según se especifica en los apartados b), c), d), e), f), de este párrafo.
- b) Ensayos en las muestras provenientes de materiales de fundación para determinar:
 - Granulometría por tamizado.
 - Límites de consistencia.
 - Clasificación con Índice de Grupo (AASHO-M-145).
 - Contenido de humedad natural.
 - Compactación (Proctor Modificado).
 - Índice de Relación de Soporte California (CBR).
 - Capilaridad.
- c) Ensayos en las muestras inalteradas de suelo provenientes de materiales de fundación para determinar:
 - Hinchamiento.
 - Asentamiento.
 - Parámetros de resistencia al corte bajo condiciones permanentes representativas del trabajo.
- d) Ensayos en las muestras de suelos provenientes de los sitios de préstamo para determinar:
 - Granulometría por tamizado.
 - Límites de consistencia.
 - Clasificación con Índice de Grupo (AASHO-M-145).
 - Contenido de humedad natural.
 - Índice de Relación de Soporte California (CBR), en proporción de un ensayo por cada 1.000 metros cúbicos de material que vaya a usarse.
 - Compactación (Proctor Modificado).
- e) Ensayos en las muestras de agregados para concreto (arena y grava) para determinar:
 - Granulometría.
 - Desgaste.
 - Disgregabilidad (con sulfato de sodio).
- f) Ensayos químicos en los materiales de fundación y en los materiales de construcción para determinar contenidos de carbonatos, sulfatos, sales diversas y materia orgánica, si se supone que dichos contenidos pueden ser perjudiciales para la durabilidad de la carretera o de la autopista.

(3-3.62) Cuando las condiciones del subsuelo lo requieran, se deben ejecutar ensayos para determinar el tipo y procedimiento de estabilización que se debe efectuar.

(3-3.63) El trabajo de laboratorio se debe ejecutar siguiendo los procedimientos recomendados por las Normas A.A.S.H.O., A.S.T.M. o C.C.C.A.

(3-3.80) *Informe.*

(3-3.81) Los resultados del Estudio Geotécnico para el Proyecto de Rectificación de una Carretera o de una Autopista se deben presentar en un informe que debe contener:

- a) Planta esquemática de los tramos que vayan a ser rectificadas, con indicación de todas las unidades geomorfológicas atravesadas.
- b) Planos de detalle, en hojas Modelo MOP B-1, de los tramos afectados por unidades geomorfológicas tales como: vegas inundables, capa freática muy alta, zonas de alta erosión, laderas de reptación, pantanos, etc.
- c) Perfil longitudinal esquemático del subsuelo, por kilómetro, con indicación de las propiedades características de las distintas capas encontradas: color, clasificación AASHO-M-145 y nivel freático.
- d) Condiciones de estabilidad de los suelos de fundación.

- e) Un informe y mapa geológico, en hojas Modelo MOP B-1, con todos los detalles y datos obtenidos en el Estudio Geológico realizado.
- f) Croquis de la localización de los préstamos, con referencia a la ubicación de los tramos donde se vaya a construir la rectificación y con indicación de los volúmenes disponibles y propiedades características de dichos préstamos.
- g) Facilidad o dificultad de la explotación de los préstamos, con indicación de aspectos técnicos y económicos.
- h) Distancia de transporte de los materiales provenientes de los préstamos a los sitios de elaboración, clasificación o utilización.
- i) Destino que se debe dar a los materiales provenientes de cortes y excavaciones.

(3-3.82) En el Informe se deben usar los modelos especificados en el párrafo 1-0.13 de la Especificación 1-0 Campo de Aplicación que correspondan.

(3-5) Taludes en Corte con alturas mayores de cinco metros.

(3-5.01) Alcance.

(3-5.02) Esta especificación fija el contenido mínimo que deben satisfacer los Estudios Geotécnicos para el Proyecto o modificación de taludes en corte con alturas mayores de cinco metros.

(3-5.10) Extensión.

(3-5.11) Antes de hacer el Estudio Geotécnico para el Proyecto de taludes en corte con alturas mayores de cinco metros, el trazado de la vía debe haber sido aprobado por «el Ministerio».

(3-5.12) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de taludes en corte con alturas mayores de cinco metros debe comprender el estudio extenso y detallado de los materiales que van a ser cortados; de los materiales que van a quedar expuestos y de los materiales que van a subyacer al futuro talud; y debe contener la información necesaria para el proyecto geotécnico del corte.

(3-5.13) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de taludes en corte con alturas mayores de cinco metros debe describir la disposición y las propiedades características de los diferentes estratos, capas, o zonas de suelo y/o roca, señalando su relación con las condiciones locales del agua subterránea.

(3-5.14) Cuando el nivel freático alcance una elevación superior a la de la rasante proyectada, se deben establecer los métodos de drenaje provisional y definitivo que se recomiendan para las etapas de construcción y de servicio de la vía, respectivamente. Se debe indicar el volumen probable de escurrimiento.

(3-5.15) Cuando los cortes se van a hacer en roca, se debe incluir información sobre la disposición y naturaleza de los materiales; sobre el grado de meteorización de la roca; sobre los defectos que la afectan, como fallas y diaclasas; sobre la posición, separación y actitud de estos últimos y sobre los demás factores geológicos; y sobre el efecto que la remoción del prisma de material que se vaya a excavar tiene sobre la estructura geológica adyacente.

(3-5.16) Se debe investigar la naturaleza y propiedades de resistencia al corte de los suelos finos contenidos en las diaclasas.

(3-5.17) Cuando los cortes se van a hacer en roca, se deben indicar las pendientes de dichos cortes; y se debe estimar el volumen de los posibles desprendimientos rocosos, expresándolo en porcentaje del volumen de excavación proyectado.

(3-5.18) Cuando los cortes se van a hacer en suelos descompuestos, se deben indicar las pendientes de los taludes y se deben justificar dichas pendientes mediante los correspondientes cálculos de estabilidad.

(3-5.19) Cuando los materiales que van a quedar descubiertos sean susceptibles de ser afectados por cambios de humedad o cuando sean susceptibles de ser erosionados por la escorrentia superficial, se deben indicar las medidas correctivas que deben ser adoptadas, tales como terrazas colectoras, cunetas de coronamiento, etc.

(3-5.20) Cuando las propiedades vecinas a la zona de corte puedan influir en la extensión del talud, se deben realizar investigaciones adicionales para cuantificar los parámetros para el proyecto de obras de arte eventualmente necesarias, tales como estructuras de retención, tablestacas, etc.

(3-5.21) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de taludes en corte con alturas mayores de cinco metros debe comprender información que permita determinar el uso en terraplenes del material proveniente de la excavación. Esa información no es necesaria cuando el material proveniente de la excavación se destina a bote. Los sitios de bote deben ser objeto de un estudio para verificar si la acumulación de material no originará problemas que afecten la vía proyectada u otras obras.

(3-5.22) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de taludes en corte con alturas mayores de cinco metros debe indicar los métodos y equipos que se deben utilizar para excavar los diferentes tipos de materiales que integran el perfil geotécnico; debe indicar los sistemas de protección superficial; y debe incluir la estimación de los costos correspondientes.

(3-5.25) Trabajo previo de Oficina.

(3-5.26) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de taludes en corte con alturas mayores de cinco metros se debe iniciar con el análisis de los datos geológicos de la región y análisis de toda la información contenida en estudios geotécnicos previos.

(3-5.35) *Trabajo de Campo.*

(3-5.36) El Trabajo de Campo correspondiente al Estudio Geotécnico para el Proyecto de taludes en corte con alturas mayores de cinco metros debe incluir:

- Reconocimiento geológico de superficie.
- Levantamiento geológico del sitio.
- Exploraciones del subsuelo.

(3-5.37) El reconocimiento geológico de superficie debe determinar si el corte, o parte de él, se encuentra dentro de una zona de antiguos deslizamientos. Si se detectan deslizamientos antiguos importantes ya estabilizados, se debe evaluar la posibilidad de que reinicien su movimiento al ejecutar los cortes previstos.

(3-5.38) El levantamiento geológico del sitio debe definir la naturaleza de los materiales que se van a cortar.

(3-5.39) Las exploraciones del subsuelo se deben hacer mediante taladros a mano, calicatas, trincheras y perforaciones a máquina; se deben ejecutar sobre el eje de la vía, y a ambos lados de dicho eje. La distancia entre las exploraciones se debe determinar según las propiedades características de los suelos, el tipo y la importancia del corte, y los resultados que se vayan obteniendo.

(3-5.40) Los taladros a mano, calicatas, trincheras y perforaciones a máquina se deben ejecutar hasta una profundidad que depende de la forma geométrica del corte y de la naturaleza de los materiales que se van a cortar, pero se deben ejecutar hasta una profundidad mínima de un metro por debajo de la subrasante de proyecto. Cuando se encuentre roca sana por encima de la rasante de proyecto, la profundidad mínima especificada no es obligatoria.

(3-5.41) Cuando el corte se va a hacer en materiales que formen parte de una ladera natural con inclinación mayor que 3:1, las exploraciones del subsuelo deben ejecutarse hasta la profundidad a la cual se encuentre roca sana, o hasta la profundidad igual al ancho de la calzada, la que resulte menor, medidas desde la cota de rasante de proyecto.

(3-5.42) Cuando el corte se va a hacer en trincheras, las exploraciones del subsuelo se deben ejecutar hasta la profundidad a la cual se encuentre roca sana, o hasta la profundidad igual a la mitad del ancho de la calzada, la que resulte menor, medidas desde la cota de rasante de proyecto.

(3-5.43) En cada taladro a mano, calicata, trinchera y perforación a máquina, se debe tomar una muestra por cada capa encontrada, pero como mínimo una muestra por cada metro de profundidad.

(3-5.44) En cada taladro a mano, calicata, trinchera y perforación a máquina, se debe registrar cuidadosamente la variación del agua subterránea. Cuando se encuentren aguas subterráneas o cuando se atraviesen suelos impermeables saturados, se deben instalar piezómetros de respuesta rápida, que permitan la observación del nivel de dicha agua freática durante períodos largos.

(3-5.45) Cuando al ejecutar taladros a mano, trincheras y perforaciones a máquina, se encuentren suelos blandos, se deben tomar muestras inalteradas que permitan determinar la resistencia al corte sin drenar y la resistencia al corte drenado.

(3-5.46) Cuando al ejecutar taladros a mano, calicatas, trincheras y perforaciones a máquina, se encuentren suelos arcillosos muy preconsolidados, y especialmente cuando dichos suelos se encuentren saturados o sean susceptibles de saturarse al efectuar el corte, se deben tomar muestras inalteradas que permitan determinar las características de resistencia al corte para la situación residual (gran deformación).

(3-5.60) *Trabajo de Laboratorio.*

(3-5.61) El Trabajo de Laboratorio correspondiente al Estudio Geotécnico para el Proyecto de taludes en corte con alturas mayores de cinco metros debe consistir en:

- a) Descripción de todas las muestras, recuperadas de los taladros a mano, calicatas, trincheras y perforaciones a máquina.
- b) Ensayos en un mínimo de 35 % de las muestras alteradas representativas, y en la totalidad de las muestras inalteradas, según se especifica en los apartados c), d), e), f), g), h), de este párrafo.
- c) Ensayos en las muestras de suelos y rocas descompuestas que se vayan a excavar y que se vayan a utilizar para la construcción de terraplenes, para determinar:
 - Granulometría por tamizado.
 - Límites de consistencia.
 - Clasificación con Índice de Grupo AASHO-M-145.
 - Contenido de humedad natural.
 - Peso unitario.
 - Índice de Relación de Soporte California (CBR).

Cuando los terraplenes que vayan a construirse con suelos y rocas descompuestas provenientes de los cortes, tengan alturas mayores de 10 metros, se deben realizar ensayos de resistencia al corte drenado.

d) Ensayos en las muestras de roca que se vayan a utilizar para la construcción de terraplenes, para determinar:

- Absorción.
- Peso específico.
- Peso unitario seco.
- Desgaste.
- Disgregabilidad (con sulfato de sodio).

Cuando los terraplenes que vayan a construirse con rocas tengan alturas mayores de 40 metros, se deben realizar ensayos de resistencia a la compresión uniaxial.

e) Ensayos en las muestras de suelos y rocas descompuestas que vayan a quedar expuestas y que sean susceptibles de ser afectadas por cambios de humedad, para determinar:

- Límites de consistencia, incluido el límite de retracción;
- Granulometría con hidrómetro;
- Expansión controlada, sobre muestras inalteradas.

f) Ensayo en las muestras de suelos y rocas descompuestas que subyacerán al corte proyectado para determinar:

- Granulometría por tamizado.
- Límites de consistencia.
- Contenido de humedad natural.
- Resistencia al corte drenado y resistencia al corte sin drenar, sobre muestras inalteradas.

g) Ensayos de resistencia al corte para la situación residual (gran deformación) en las arcillas o limos que rellenen grietas o diaclasas de las rocas subyacentes al corte proyectado.

h) Ensayos de compresión uniaxial en las muestras de rocas que subyacerán al corte cuando dicho corte tenga una altura mayor de 40 metros.

(3-5.62) Cuando las condiciones del subsuelo lo requieran, se deben ejecutar ensayos para determinar el tipo y procedimiento de estabilización que se debe efectuar.

(3-5.63) El Trabajo de Laboratorio se debe ejecutar siguiendo los procedimientos recomendados por las Normas A.A.S.H.O., A.S.T.M. o C.C.C.A.

(3-5.80) *Informe.*

(3-5.81) Los resultados del Estudio Geotécnico para el Proyecto o modificación de taludes en corte con alturas mayores de cinco metros se deben presentar en un informe que debe contener:

- a) Plano de planta y secciones geotécnicas de la zona de corte, con indicación pormenorizada de todas las unidades geomorfológicas existentes en la zona y de los detalles geotécnicos de interés para la obra, tales como fallas, diaclasas, intrusiones, etc. En caso de que el corte afecte suelos y rocas descompuestas, se debe señalar también en estos planos la disposición y extensión de los diferentes tipos de materiales.
- b) Plano de planta de los sitios de bote.
- c) Secciones transversales que indiquen la disposición que debe darse a los materiales en los sitios de bote y recomendaciones.
- d) Secciones transversales al eje de la vía, con indicación de los cortes recomendados, y de los detalles correspondientes (terrazas, sistemas de protección y drenaje, etc.).
- e) Memoria detallada de toda la información recabada, y recomendaciones precisas en cuanto al posible uso de suelos y rocas como materiales de construcción, incluyendo los resultados de los ensayos de Laboratorio y los cálculos de estabilidad que justifiquen las recomendaciones.

(3-5.82) En el informe se deben usar los modelos especificados en el párrafo 1-0.13 de la Especificación 1-0 Campo de Aplicación, que correspondan.

(3-6) **Túneles.**

(3-6.01) *Alcance.*

(3-6.02) Esta Especificación fija el contenido mínimo que deben satisfacer los Estudios Geotécnicos para el Proyecto de Túneles.

(3-6.10) *Extensión.*

(3-6.11) Antes de hacer el Estudio Geotécnico para el Proyecto de Túneles, el trazado de la vía debe haber sido definido, y el Estudio Geotécnico Preliminar de dicha vía debe haber sido aprobada por «El Ministerio».

(3-6.12) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de Túneles debe incluir un estudio geológico completo de la región en consideración.

(3-6.13) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de Túneles debe incluir un reconocimiento geológico de superficie a lo largo del alineamiento del túnel. El área objeto de dicho reconocimiento geológico debe ser suficientemente amplia para poder determinar en la superficie la posición y estratificación de las rocas; las formaciones geológicas atravesadas; y la posición de las quebradas, los ríos y los manantiales.

(3-6.14) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de Túneles debe determinar el origen y las condiciones actuales de las rocas; debe determinar los datos geológicos; y debe determinar la influencia de dichos datos geológicos en la construcción de túneles.

(3-6.15) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de Túneles debe describir la disposición y las propiedades características de los diferentes estratos, capas o zonas de suelo y/o roca, señalando su relación con las condiciones locales del agua subterránea.

(3-6.16) Se deben determinar los datos geohidrológicos para establecer las condiciones del agua subterránea; y se debe investigar la posibilidad de la presencia de gases nocivos durante la construcción del túnel.

(3-6.17) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de Túneles debe determinar las propiedades físicas y las propiedades mecánicas de las rocas y debe estimar la magnitud de las presiones de roca que puedan afectar la estructura del túnel.

(3-6.18) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de Túneles debe incluir un estudio geológico detallado de superficie de las zonas donde se vayan a ubicar los portales del túnel. Dicho estudio geológico debe incluir información sobre la disposición, la naturaleza y el grado de meteorización de los materiales; sobre los defectos que afecten la roca (tales como fallas y diaclasas); sobre la posición, la separación, la actitud (rumbo y buzamiento) y demás factores geológicos de las rocas; y sobre el efecto que la remoción del material que se vaya a excavar tiene sobre la estabilidad de los portales.

(3-6.19) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de Túneles debe investigar la naturaleza y propiedades de resistencia al corte de los suelos que contengan diaclasas rellenas de arcilla.

(3-6.20) Cuando los materiales que vayan a quedar descubiertos sean susceptibles de ser afectados por cambios de humedad o cuando sean susceptibles de ser erosionados por la escorrentía superficial, se deben indicar las medidas correctivas que deben ser adoptadas.

(3-6.25) *Trabajo previo de Oficina.*

(3-6.26) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de Túneles se debe iniciar con el análisis de los datos geológicos de la región y el análisis de toda la información contenida en estudios geotécnicos previos.

(3-6.35) *Trabajo de Campo.*

(3-6.36) El Trabajo de Campo correspondiente al Estudio Geotécnico para el Proyecto de Túneles se debe hacer en las siguientes etapas:

- Investigación de carácter general, nivel anteproyecto.
- Investigaciones detalladas, período de proyecto.
- Exploraciones geológicas y ensayos en sitio, período de construcción.

(3-6.37) El Trabajo de Campo correspondiente al Estudio Geotécnico para el Proyecto de Túneles debe incluir:

- Reconocimiento geológico de superficie.
- Levantamiento geológico del sitio.
- Exploraciones del subsuelo.

(3-6.38) El reconocimiento geológico de superficie debe determinar las propiedades características de la cubierta del túnel; la calidad y la cualidad de las rocas; y las condiciones de drenaje superficial.

(3-6.39) El levantamiento geológico del sitio debe definir la naturaleza de los materiales que se van a atravesar; debe determinar la posición, calidad y cualidad de las rocas; y debe determinar la presencia de agua y gases.

(3-6.40) Cuando se determine la existencia de fallas, se deben ejecutar trincheras o perforaciones a máquina que permitan determinar las propiedades características de las fallas y de los materiales de brecha.

(3-6.41) El ingeniero de Estudio debe determinar la necesidad de que se ejecuten exploraciones geológicas para relacionar los datos de superficie con los datos encontrados a profundidad. Las propiedades características geológicas, el espesor de la cubierta y la longitud del túnel deben determinar el número, el tipo y la profundidad de dichas exploraciones geológicas. Las exploraciones geológicas deben ser más frecuentes en los sitios donde se ubiquen los portales del túnel y en los sitios a lo largo del alineamiento del túnel donde se encuentren depresiones.

(3-6.42) El ingeniero de Estudio debe determinar la necesidad de que se excaven galerías exploratorias o túneles piloto.

(3-6.43) El ingeniero de Estudios debe determinar la necesidad de que se ejecuten ensayos de medición de temperatura.

(3-6.44) El ingeniero de Estudio debe determinar la necesidad de que se usen métodos de exploración geofísica.

(3-6.60) *Trabajo de Laboratorio.*

(3-6.61) El Trabajo de Laboratorio correspondiente al Estudio Geotécnico para el Proyecto de Túneles debe consistir en:

- a) Descripción de todas las muestras recuperadas en las perforaciones.
- b) Ensayos en las muestras de roca para determinar:
 - Absorción.
 - Peso específico.
 - Peso unitario seco.
 - Compresión uniaxial.

(3-6.62) El ingeniero de Estudio debe determinar la necesidad de ejecutar ensayos de:

- Compresión triaxial.
- Inmersión y secado.
- Otros ensayos especiales de mecánica de roca.

(3-6.63) El Trabajo de Laboratorio se debe ejecutar siguiendo los procedimientos recomendados por las Normas A.A.S.H.O., A.S.T.M. o C.C.C.A.

(3-6.80) *Informe.*

(3-6.81) Los resultados del Estudio Geotécnico para el Proyecto de Túneles se deben presentar en un informe que debe contener:

- a) Plano geológico regional.
- b) Plano geológico detallado de superficie en el cual se indiquen todos los accidentes superficiales, tales como fallas geológicas, materiales, afloramientos rocosos, ubicación de quebradas y demás datos que puedan ser útiles para la interpretación del Informe.
- c) Plano y perfil geotécnico del túnel.
- d) Plano detallado de los portales del túnel, donde se indiquen los siguientes datos: posición de la roca; foliación; estratificación de materiales que vayan a ser excavados; y demás información que el ingeniero de Estudio considere conveniente.
- e) Memoria detallada en la cual se indiquen las condiciones en las cuales se espera pueda encontrarse la roca, tales como foliación, estratificación, planos de esquistosidad, rumbos, buzamientos, problemas con el agua, presencia de gases, etc. Se deben indicar conclusiones de carácter general en las cuales se prevean los problemas que puedan ocurrir durante la construcción del túnel.
- f) Descripción de los diferentes grados de meteorización de la roca; su influencia en la construcción del túnel y problemas principales del agua no detectada en las exploraciones en las zonas de rocas metamórficas, especialmente talcosas y grafitosas.

(3-6.82) En el informe se deben usar los modelos especificados en el párrafo 1-0.13 de la Especificación 1-0 Campo de Aplicación, que correspondan.

(4-1) **Muros y otras Estructuras de Retención.**

(4-1.01) *Alcance.*

(4-1.02) Esta Especificación fija el contenido mínimo que deben satisfacer los Estudios Geotécnicos de Fundaciones para el diseño de muros y de otras estructuras de retención en carreteras y autopistas.

(4-1.10) *Extensión.*

(4-1.11) Antes de hacer el Estudio Geotécnico de Fundaciones para el diseño de muros y de otras estructuras de retención en carreteras y autopistas, deben haber sido definidas la situación y la sección transversal de cada una de dichas estructuras.

(4-1.12) El Estudio Geotécnico de Fundaciones para el diseño de muros y de otras estructuras de retención en Carreteras y Autopistas debe comprender tres aspectos principales:

- a) Condiciones de fundación.
- b) Condiciones de estabilidad integral.
- c) Características de suelos y rocas que vayan a usarse para rellenos y terraplenes.

(4-1.13) *Condiciones de fundación:* El Estudio de las condiciones de fundación debe suministrar un perfil del subsuelo de fundación y debe definir los diversos estratos presentes en carácter, espesor y profundidad. El carácter de los suelos se debe establecer por sus valores índice y por sus características de compresibilidad y de resistencia estructural.

(4-1.14) *Condiciones de estabilidad integral:* Las condiciones de estabilidad del conjunto se deben estudiar con un análisis de estabilidad integral que tome en cuenta las circunstancias topográficas, geológicas y estructurales del proyecto de retención.

(4-1.15) *Características de suelos y rocas que vayan a usarse para rellenos y terraplenes:* El Estudio Geotécnico de Fundaciones debe definir las características de los materiales disponibles que vayan a usarse para rellenos y terraplenes que formen parte de la retención.

(4-1.35) *Trabajo de Campo.*

(4-1.36) El Trabajo de Campo correspondiente al Estudio Geotécnico de Fundaciones para el diseño de muros y otras estructuras de retención en carreteras y autopistas debe consistir en la exploración del subsuelo de fundación y del subsuelo de los préstamos mediante la ejecución de:

- Taladros a mano, calicatas y perforaciones a máquina.
- Toma de muestras, alteradas e inalteradas.

(4-1.37) El ingeniero de Estudio debe determinar el número, ubicación, profundidad y separación entre sí de las perforaciones exploratorias, tomando en cuenta la forma y la extensión en planta del muro o de la obra de retención.

(4-1.38) La profundidad de las perforaciones debe permitir:

- a) Conocer el subsuelo hasta firme o duro o hasta la profundidad a la cual los incrementos de esfuerzos verticales transmitidos a dicha profundidad no son mayores, en más de 10 %, que los de carga de peso propio del suelo a esa misma profundidad.
- b) La definición y el estudio de las condiciones de estabilidad del conjunto relleno - estructura - suelo de fundación.

(4-1.39) Cuando se encuentre roca dura en cualquier exploración, se debe penetrar en dicha roca hasta una profundidad suficiente para establecer que se trata del basamento rocoso en sitio y no de cantos rodados o formaciones cementadas accidentales.

(4-1.40) En cada taladro a mano o perforación a máquina se debe tomar una muestra por cada capa encontrada, pero como mínimo una muestra por cada metro de profundidad. Estas muestras se deben tomar con muestreador de cuchara partida hincado, en las condiciones de prueba normal de penetración.

(4-1.41) El ingeniero de Estudio debe determinar la ubicación y la profundidad de las perforaciones para toma de muestras inalteradas en subsuelos arcillosos.

- En arcillas blandas, las muestras se deben tomar con muestreador de tubo delgado con pistón estacionario.
- En arcillas de tíasas a duras, las muestras se deben tomar con muestreadores rotativos de tubo doble, tipo Denison.

(4-1.42) El diámetro mínimo de las muestras especificadas en el párrafo 4-1.41 debe ser de 76 mm. (3").

(4-1.43) En las áreas de préstamo, el número de exploraciones se debe fijar de acuerdo a la heterogeneidad y la disposición del préstamo.

(4-1.44) Se deben tomar muestras de las exploraciones especificadas en el párrafo 4-1.43 para determinar el contenido de humedad natural.

(4-1.45) Se debe tomar una muestra por cada capa encontrada en cada una de las exploraciones especificadas en el párrafo 4-1.43, pero, como regla general, se debe tomar una muestra por cada 3.000 m³ de un mismo material. La muestra se debe tomar:

- De calicatas: efectuando un corte en la pared.
- De taladros a mano y de perforaciones a máquina: a medida que avanza la perforación.

De cada muestra se debe tomar la cantidad suficiente que permita ejecutar los ensayos de laboratorio correspondientes.

(4-1.46) En las áreas de préstamo, la exploración del subsuelo se debe ejecutar hasta la profundidad propuesta de explotación.

(4-1.60) *Trabajo de Laboratorio.*

(4-1.61) El Trabajo de Laboratorio correspondiente al Estudio Geotécnico de fundaciones para el diseño de muros y otras estructuras de retención debe consistir en la clasificación de laboratorio de las muestras obtenidas en perforaciones a máquina y en taladros a mano.

(4-1.62) En las muestras obtenidas en perforaciones a máquina y en taladros a mano se deben ejecutar los ensayos siguientes:

- Inspección visual.
- Descripción.
- Determinación del contenido de humedad natural.

Con base a la inspección visual, se deben seleccionar las muestras para la clasificación de laboratorio.

(4-1.63) El número de muestras que se deben seleccionar para la clasificación de laboratorio depende de la estratificación. En estratos de espesor no mayor de dos metros, se debe clasificar, por lo menos, una muestra por estrato; en estratos de espesor mayor de dos metros, se debe clasificar, por lo menos, una tercera parte de las muestras de cada estrato.

(4-1.64) La clasificación de laboratorio de los suelos cohesivos blandos y húmedos debe consistir en la ejecución de los ensayos siguientes:

- Granulometría por tamizado, incluyendo tamices de la fracción gruesa;
- Límites de consistencia;
- Contenido de humedad natural.

El ingeniero de Estudio debe establecer la necesidad de determinar la resistencia al corte por medio de una veleta de laboratorio.

(4-1.65) La clasificación de laboratorio de los suelos cohesivos tiesos a duros debe consistir en la ejecución de los ensayos siguientes:

- Análisis granulométrico con hidrómetro.
- Límite de consistencia.
- Límite de encogimiento.
- Contenido de humedad natural.

Cuando las muestras presentan terrones poco alterados o tacos enteros, se debe determinar el peso unitario y la resistencia a la compresión uniaxial de dichas muestras con un penetrómetro de bolsillo.

(4-1.66) El ingeniero de Estudio debe establecer la necesidad de ejecutar los siguientes ensayos en muestras inalteradas, para determinar la compresibilidad o expansibilidad del suelo y su resistencia estructural:

- Consolidación.
- Expansión.
- Compresión uniaxial.
- Compresión triaxial con esfuerzos efectivos.
- Corte directo drenado

(4-1.67) La clasificación de Laboratorio de los suelos granulares debe consistir en la ejecución de los ensayos siguientes:

- Granulometría por tamizado.
- Límites de consistencia.

4-1.68 La clasificación de laboratorio de los materiales de préstamo para rellenos o para terraplenes debe consistir en la clasificación de laboratorio especificada en los párrafos 4-1.62 y 4-1.67, y en los ensayos siguientes:

- Compactación (Proctor Modificado).
- Permeabilidad con carga constante o decreciente, según el tipo de material.
- Consolidación o expansión.
- Compresión triaxial.
- Compresión uniaxial.
- Corte directo.

Dichos ensayos se deben ejecutar con muestras recompactadas en el punto óptimo del Proctor Modificado.

(4-1.69) El trabajo de laboratorio se debe ejecutar siguiendo los procedimientos recomendados por las Normas A.A.S.H.O., A.S.T.M. o C.C.C.A.

(4-1.80) *Informe.*

(4-1.81) Los resultados del Estudio Geotécnico de Fundaciones para el diseño de muros y otras estructuras de retención se deben presentar en un Informe que debe contener:

- a) Planta y secciones geotécnicas del sitio estudiado, con indicación de los sitios de exploración.
- b) Planta y secciones de la retención propuesta.
- c) De cada punto explorado: columna estratigráfica; descripción de los suelos; situación de las muestras alteradas o inalteradas; y demás datos de laboratorio referentes a los puntos explorados.
- d) De cada muestra inalterada: profundidad del extremo superior y del extremo inferior; longitud de recuperación; descripción y estratigrafía; resultado de los ensayos de clasificación; resultado de los ensayos especiales; indicación de la parte de la muestra en donde se hizo cada ensayo.
- e) De cada muestra de préstamo: ensayos de clasificación; ensayos especiales; indicación del sitio de exploración de donde se obtuvo la muestra.
- f) Memoria descriptiva del tipo de retención; de la zona de exploración; y de los ensayos empleados.

- g) Un análisis de las condiciones geotécnicas de la zona; de las características de los suelos indicadas por los ensayos; y consideraciones de los aspectos de diseño de la retención.
- h) Recomendaciones específicas para el diseño, incluyendo: profundidades de asiento y cargas admisibles para las fundaciones; intensidad de empujes y disposición estable recomendada; drenajes requeridos; disposición, tipo y condiciones de colocación de rellenos y de terraplenes; posibilidad y cuantía estimada de asentamientos o de hinchamiento; precauciones que se deben tomar en el diseño en previsión de movimientos y para protección de rellenos y terraplenes y demás aspectos que deban considerarse en el diseño.

(4-1.82) En el Informe se deben usar los modelos especificados en el parágrafo 1-0.13 de la Especificación 1-0 Campo de Aplicación, que correspondan.

(4-2) Viaductos, Puentes y Alcantarillas.

(4-2.01) Alcance.

(4-2.02) Esta Especificación fija el contenido mínimo que deben satisfacer los Estudios Geotécnicos de Fundaciones para el diseño de Viaductos, Puentes y Alcantarillas en Carreteras y Autopistas.

(4-2.10) Extensión.

(4-2.11) Antes de hacer el Estudio Geotécnico de Fundaciones para el diseño de Viaductos, Puentes y Alcantarillas, deben haber sido definidas la ubicación de dichas estructuras, la distancia entre los apoyos y las cargas estimadas sobre dichos apoyos.

(4-2.12) El Estudio Geotécnico de Fundaciones de Viaductos, Puentes y Alcantarillas debe suministrar datos suficientes del subsuelo para el proyecto racional de las infraestructuras. Se debe prestar atención especial a los aspectos fundamentales siguientes:

- a) La capacidad de carga de la fundación con respecto a la capacidad última del suelo;
- b) Los asentamientos diferenciales y totales;
- c) Los efectos nocivos que la construcción de la estructura puede ocasionar sobre propiedades vecinas.

(4-2.35) Trabajo de Campo.

(4-2.36) El Trabajo de Campo correspondiente al Estudio Geotécnico de Fundación para el diseño de Viaductos, Puentes y Alcantarillas en Carreteras y Autopistas debe incluir uno o varios de los siguientes aspectos:

- a) Investigación de estructuras cercanas al sitio en estudio.
- b) Factores propios del medio.
 - Geología.
 - Sismicidad.
 - Hidrología del agua subterránea.
- c) Investigaciones geofísicas.
- d) Perforaciones (verticales o inclinadas).
- e) Ensayos de penetración.
- f) Calicatas y trincheras.
- g) Ensayos de campo:
 - Ensayos de veletas en suelos cohesivos.
 - Ensayos de permeabilidad en sitio.
 - Pruebas de carga sobre pilotes.
 - Pruebas de carga sobre el suelo (ensayos de placa).
 - Ensayos especiales de mecánica de rocas.

(4-2.37) Se debe obtener, del área en estudio, la información existente referente a:

- Investigación de fundaciones: registro de perforaciones; ensayos; mediciones de campo; asentamientos; condiciones de agua subterránea; problemas de construcción;
- Investigación de estructuras: diseño; experiencias de construcción; comportamiento;
- Influencia de la estructura en estudio sobre estructuras existentes.

(4-2.38) El Ingeniero de Estudio debe determinar:

- El sistema de perforación.
- El diámetro, número, ubicación, profundidad y separación entre sí de las perforaciones.

(4-2.39) La profundidad de las perforaciones especificadas en el parágrafo 4-2.38 debe permitir:

- a) Conocer el subsuelo hasta firme duro o hasta la profundidad a la cual los incrementos de esfuerzos verticales transmitidos a dicha profundidad no son mayores, en más de 10 %, que los de carga de peso propio del suelo a esa misma profundidad.

- b) La definición y el estudio de las condiciones de estabilidad del conjunto relleno-estructura-suelo de fundación.

(4-2.40) Cuando se encuentre roca dura en cualquier exploración de las especificadas en el párrafo 4-2.38, se debe penetrar en dicha roca hasta una profundidad suficiente para establecer que se trata del basamento rocoso en sitio y no de cantos rodados o formaciones cementadas accidentales.

(4-2.41) En cada taladro a mano o perforación a máquina se debe tomar una muestra por capa encontrada, pero como mínimo una muestra por cada metro de profundidad. Estas muestras se deben tomar con muestreador de cuchara partida hincado en las condiciones de prueba normal de penetración.

(4-2.43) El ingeniero de Estudio debe determinar la ubicación y la profundidad de las perforaciones para toma de muestra inalteradas en subsuelos arcillosos.

- En arcillas blandas, las muestras se deben tomar con muestreador de tubo delgado con pistón estacionario.
- En arcillas de tíasas a duras, las muestras se deben tomar con muestreadores rotativos de tubo doble tipo Denison.

(4-2.44) El diámetro mínimo de las muestras especificadas en el párrafo 4-2.43 debe ser de 76 mm (3").

(4-2.45) El nivel del agua subterránea se debe medir directamente dentro de la tubería de protección de las perforaciones o por medio de piezómetros.

(4-2.46) El ingeniero de Estudio debe determinar los ensayos del subsuelo y del agua subterránea que se requieran para establecer la presencia de sustancias deletéreas.

(4-2.47) El ingeniero de Estudio debe determinar la necesidad de efectuar ensayos de penetración con conos, estáticos o dinámicos.

(4-2.48) El ingeniero de Estudio debe determinar la necesidad de ejecutar prueba(s) de carga sobre pilotes construidos en sitio con esa expresa finalidad.

(4-2.49) El ingeniero de Estudio debe determinar la necesidad de ejecutar ensayos de carga directa sobre el terreno (Ensayos de Placa).

(4-2.50) El ingeniero de Estudio debe determinar la necesidad de ejecutar ensayos para evaluar la resistencia original, las propiedades de deformación y la resistencia residual de las rocas en sitio. Estos ensayos se deben limitar al diseño de aquellas fundaciones de estructuras en las que el conocimiento del comportamiento de las rocas bajo carga pueda representar una economía significativa con el costo de dichas fundaciones.

(4-2.60) *Trabajo de Laboratorio.*

(4-2.61) El Trabajo de Laboratorio correspondiente al Estudio Geotécnico de fundaciones para el diseño de Viaductos, Puentes y Alcantarillas debe consistir en la clasificación de laboratorio de las muestras obtenidas en perforaciones a máquina y en taladros a mano.

(4-2.62) En las muestras obtenidas en perforaciones a máquina y en taladros a mano se deben ejecutar los ensayos siguientes:

- Inspección visual.
- Descripción.
- Determinación del contenido de humedad natural.
- Compactación.

Con base en la inspección visual, se deben seleccionar las muestras para la clasificación de laboratorio.

(4-2.63) El número de muestras que se debe seleccionar para la clasificación de laboratorio depende de la estratificación. En estratos de espesor no mayor de dos metros se debe clasificar, por lo menos, una muestra por estrato; en estratos de espesor mayor de dos metros se debe clasificar, por lo menos, una tercera parte de las muestras de cada estrato.

(4-2.64) La clasificación de laboratorio de los suelos cohesivos blandos y húmedos debe consistir en la ejecución de los ensayos siguientes:

- Granulometría por tamizado, incluyendo tamizado de la fracción gruesa.
- Límites de consistencia.
- Contenido de humedad natural.

El ingeniero de Estudio debe establecer la necesidad de determinar la resistencia al corte por medio de una veleta de laboratorio.

(4-2.65) La clasificación de laboratorio de los suelos cohesivos tiesos a duros debe consistir en la ejecución de los ensayos siguientes:

- Análisis granulométrico con hidrómetro.
- Límites de consistencia.
- Límite de encogimiento.
- Contenido de humedad natural.

Cuando las muestras presentan terrones poco alterados o tacos enteros, se debe determinar el peso unitario y la resistencia a la compresión uniaxial de dichas muestras con un penetrómetro de bolsillo.

(4-2.66) El ingeniero de Estudio debe establecer la necesidad de ejecutar los siguientes ensayos en muestras inalteradas, para determinar la compresibilidad o expansibilidad del suelo y su resistencia estructural:

- Consolidación.
- Expansión.
- Compresión uniaxial.
- Compresión triaxial con esfuerzos efectivos.
- Corte directo drenado.

(4-2.67) La clasificación de laboratorio de los suelos granulares debe consistir en la ejecución de los ensayos siguientes:

- Granulometría por tamizado.
- Límites de consistencia.

(4-2.68) La clasificación de laboratorio de los materiales de préstamo para rellenos o para terrapienes debe consistir en la clasificación de laboratorio especificada en los párrafos 4-2.62 a 4-2.67, y en los ensayos siguientes:

- Compactación (Proctor Modificado).
- Permeabilidad con carga constante o decreciente, según el tipo de material.
- Consolidación o expansión.
- Compresión triaxial.
- Compresión uniaxial.
- Corte directo.

Dichos ensayos se deben ejecutar con muestras recompactadas en el punto óptimo del Proctor Modificado.

(4-2.69) El Trabajo de Laboratorio se debe ejecutar siguiendo los procedimientos recomendados por las Normas A.A.S.H.O., A.S.T.M. o C.C.C.A.

(4-2.80) *Informe.*

(4-2.81) Los resultados del Estudio Geotécnico de Fundaciones para el diseño de Viaductos, Puentes y Alcantarillas se deben presentar en un informe que debe contener:

- a) Resultado de la inspección ocular, incluyendo descripción de la topografía del terreno.
- b) Relación de los trabajos de campo efectuados; descripción de los equipos y métodos empleados en las distintas fases de la exploración; descripción de los ensayos de laboratorio y del muestreo.
- c) Resumen de los resultados obtenidos en todas las etapas de la exploración: perforaciones y sondeos; descripción de la geología y de la litología del subsuelo; demás características del suelo explorado, tales como naturaleza, espesor, características físicas, humedad, compacidad, etc., de los estratos atravesados.
- d) Un esquema representativo de cada perforación, indicando para cada una de ellas las propiedades características de las diferentes capas encontradas y demás datos que el ingeniero de Estudio considere convenientes.
- e) Un plano de planta, a escala adecuada, que muestre la situación de la estructura proyectada; la situación de las estructuras e instalaciones vecinas y el sitio de cada exploración efectuada.
- f) Recomendaciones de fundación precisas y concretas, indicando el sistema de fundación que se debe usar; los razonamientos que condujeron al establecimiento del criterio de fundación; la profundidad del plano de fundación; coeficiente de trabajo en diferentes planos.
- g) En caso de pilas o pilotes: indicación del tipo que se debe usar; diámetro, longitud estimada y separación de cada pila o pilote para los diferentes cargas; indicación de todos los parámetros medios del suelo necesarios para calcular la capacidad de soporte del suelo; indicación de la penetración mínima y de la posición de la punta de la pila o pilote.
- h) Recomendaciones de construcción.

(4-2.82) En el Informe se deben usar los modelos especificados en el párrafo 1-0.13 de la Especificación 1-0 Campo de Aplicación que correspondan.

Controles de diseño geométrico en el proyecto de una carretera

5

5.1. INTRODUCCION

Los datos de tráfico y las características de los vehículos que utilizan las vías, junto con la información topográfica, geológica y de uso de tierras, constituyen, respectivamente, los mayores controles para el diseño y para la localización de las carreteras.

En efecto, los datos de tráfico y las características de los vehículos constituyen factores determinantes para la selección del tipo de vía a proyectarse y gobiernan la ordenación de los elementos visibles o geométricos de la misma, tales como ancho de carril, alineamientos, pendientes, distancias de visibilidad, etc. Son *controles de diseño*.

A su vez, la información topográfica, geológica y de uso de tierras son factores determinantes en la selección de la ruta y localización final de la vía. Son *controles de localización*.

Como miembros de una estructura de ingeniería, los elementos geométricos de una vía podrían calcularse según las técnicas generales que se siguen en el cálculo de toda estructura, es decir, previa la determinación de las cargas que actúan y el cálculo de los esfuerzos que producen esas cargas se podrían dimensionar los elementos para soportar esos esfuerzos.

Puede establecerse entonces una correspondencia entre los conceptos que se utilizan en la Ingeniería Estructural y en la Ingeniería Vial, de la siguiente manera:

Criterios de similitud entre

Diseño Estructural	Diseño Vial
Cargas de diseño.	Volumen de tráfico.
Esfuerzos permisibles.	Velocidad de proyecto.
Coefficiente de trabajo.	Velocidad de circulación.
Módulo de sección.	Capacidad de la vía.

El *volumen de tráfico*, expresado como el número de vehículos que pasan por un punto dado de la vía durante un período de tiempo determinado (por ejemplo, vehículos por hora), corresponde al concepto de cargas de diseño.

En las carreteras, estas cargas son dinámicas y pueden ser de dos tipos: livianas y pesadas.

El volumen y tipo de tráfico, junto con la finalidad de la vía, determinan la *velocidad de proyecto*, es decir, la velocidad

para establecer y relacionar entre sí las características geométricas de una carretera que influyen en la operación de los vehículos.

La velocidad de proyecto fija, por tanto, los rangos del proyecto y como concepto puede asimilarse al de esfuerzos permisibles en una estructura. Como éstos, representa una modificación, mediante un factor de seguridad, de los esfuerzos límites. De esta manera, una velocidad de proyecto determinada no significa que un vehículo no podrá recorrer la vía a velocidad mayor, ya que algunos vehículos sí podrán exceder esa velocidad.

La *velocidad de circulación* de una carretera es su esfuerzo de trabajo, pues permite proporcionar la carretera con un mayor grado de seguridad que la velocidad de proyecto.

En los lugares de concentración de esfuerzos, intersecciones y canalizaciones, y en el diseño de elementos tales como curvas, distancias de visibilidad, etc., la velocidad de circulación es más efectiva en el diseño que la velocidad de proyecto.

El concepto de módulo de sección tiene su equivalente en carreteras en el número de los carriles de tránsito, ancho de los mismos y velocidad de circulación de los vehículos, factores que determinan la denominada *capacidad de la vía*.

5.2. CARACTERISTICAS DE LAS CORRIENTES DE TRAFICO

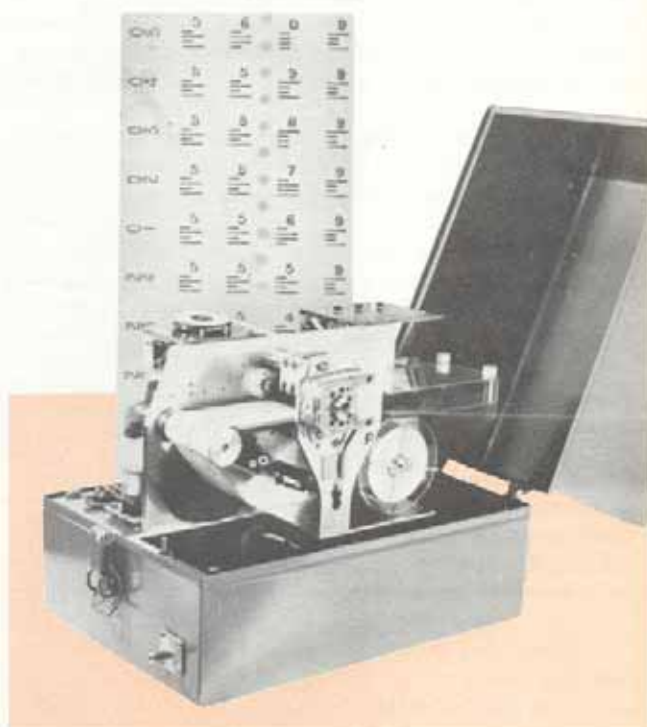
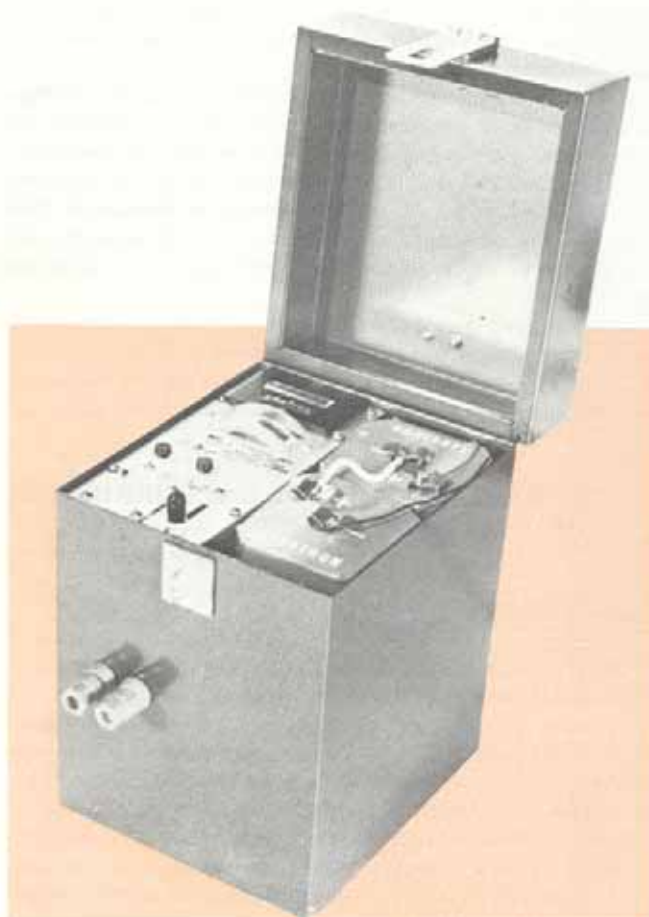
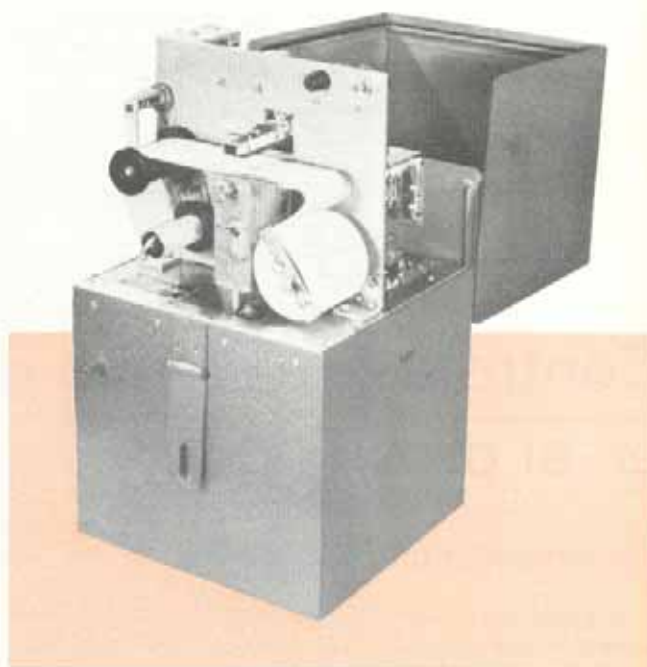
5.2.1. GENERALIDADES

Siendo la capacidad de un camino función de sus peculiaridades físicas y de las características de operación del tráfico que circule por él, es importante conocer estas características operacionales, las cuales comprenden volúmenes de tráfico, tendencias, variaciones en la velocidad, y la interdependencia entre velocidades, volúmenes y espaciamiento vehicular en relación a su efecto sobre la capacidad.

De acuerdo a la forma como se desarrollan, las corrientes vehiculares en una carretera pueden ser ininterrumpidas o interrumpidas.

En términos de flujo de tráfico, se habla de *flujo continuo* y de *flujo discontinuo*.

En el primer caso, un vehículo que recorra un tramo de la carretera no se verá obligado a detenerse en ningún ins-



Fotografías cortesía de Streeter Ames, Mangood Corporation.

Fig. V-2. Distintos tipos de contadores de tráfico.
a. Modelo Jr. Trafficcounter. b. Modelo Spadet Jr. c. Modelo RC. d. Modelo MR.

tante por causas ajenas a la corriente de tráfico, como, por ejemplo, un cruce o un semáforo, si bien puede tener que hacerlo por causas inherentes al propio tráfico.

En el segundo caso, el vehículo que recorre el tramo de carretera podrá encontrar tales causas, las cuales podrán obligarle a detenerse.

El flujo continuo o corriente de tráfico ininterrumpido es propio de las vías rurales, en tanto que el flujo discontinuo o corriente de tráfico interrumpido se produce en las vías urbanas, accesos de autopistas, cruces, bifurcaciones, pasos de peatones, etc.

5.2.2. ELEMENTOS QUE DEFINEN LAS CORRIENTES DE TRAFICO

Al hablar de las corrientes de tráfico, éstas pueden quedar definidas de distintas maneras:

Cuantitativamente, por los siguientes elementos:

- Volumen de tráfico.
- Densidad.
- Velocidad.

Cualitativamente, las corrientes de tráfico quedan definidas por el nivel de servicio.

5.2.2.1. Volumen de tráfico

Por *volumen de tráfico* se entiende el número de vehículos que pasa por un tramo de carretera, en un intervalo de tiempo dado.

En los estudios de tráfico, los intervalos de tiempo más usuales son el año, el día y la hora, y así se tiene *volumen de tráfico anual*, *volumen de tráfico diario* y *volumen de tráfico horario*.

Para conocer los volúmenes de tráfico en los diferentes tramos de una vía se realizan aforos y encuestas de origen y destino.

Los *aforos o conteos* permiten determinar el número de vehículos que pasa por un lugar o estación. De acuerdo a los datos requeridos, los conteos pueden ser cortos, largos o continuos.

En los *conteos cortos* se cuentan los vehículos que pasan por una vía durante cinco minutos, en diferentes horas del día. Los resultados parciales se multiplican por doce, obteniéndose de esta forma los diferentes volúmenes de tráfico horario.

Los *conteos largos* se utilizan para obtener una idea de las fluctuaciones del tráfico durante el año. Consisten en conteos semanales realizados en las diferentes estaciones del año, o si es posible, cada dos meses del año.

Finalmente, los *conteos continuos* permiten obtener los volúmenes de tráfico para un año completo, y mediante ellos es posible elaborar el patrón del tráfico anual.

La determinación de los volúmenes de tráfico se hace por medio de contadores, que pueden ser automáticos o manuales.

Los *contadores automáticos* pueden ser de dos tipos: fijos y portátiles¹.

Los fijos son empleados para conteos continuos en estaciones de control y peaje. Pueden ser accionados por una

célula fotoeléctrica que funciona cuando es interrumpido un rayo de luz, o por medio de un detector magnético situado bajo la superficie del pavimento de la vía.

Los portátiles son usados para periodos cortos de conteo. Constan de un tubo de goma unido a una caja registradora. El tubo se coloca sobre la calzada, perpendicularmente al sentido del tráfico, y la caja registradora en la acera o en el hombrillo.

El paso de los vehículos sobre el tubo de goma induce unas pulsaciones que son computadas cada dos veces que el tubo de goma es presionado. En algunos modelos, la caja registradora está provista de un contador automático que totaliza, a intervalos de tiempo ajustables, el número de vehículos que han pisado el tubo de goma, imprimiendo este número en cinta de papel.

Para evitar errores de conteo cuando se emplea este tipo de contador, es necesario tomar ciertas precauciones, tales como canalizar las vías anchas mediante separadores físicos y evitar colocarlos en curvas o pendientes.

Para establecer el número de vehículos de dos ejes que pasan por un lugar es necesario conocer el porcentaje de vehículos con más de dos ejes que pasan por donde está situado el contador y corregir luego los resultados globales obtenidos; para ello es necesario hacer conteos manuales durante un corto periodo de tiempo.

Los *contadores manuales* se utilizan cuando se quieren hacer conteos de muy corta duración y el volumen de tráfico es muy grande.

Las *encuestas de origen y destino* determinan el número de vehículos y pasajeros, de dónde vienen y a dónde van, es decir, establecen las *líneas de deseo*, las cuales son muy útiles para el planteamiento adecuado de nuevas vías.

Para efectuar estas encuestas existen diversos métodos, estando entre los principales el de entrevistas en la vía y el de cuestionarios.

La descripción completa de los diversos métodos para efectuar las encuestas y los aforos, y la interpretación de los resultados, pueden encontrarse en las Referencias 2 al 6 que se citan al final de este Capítulo.

5.2.2.1.1. Características de los volúmenes de tráfico

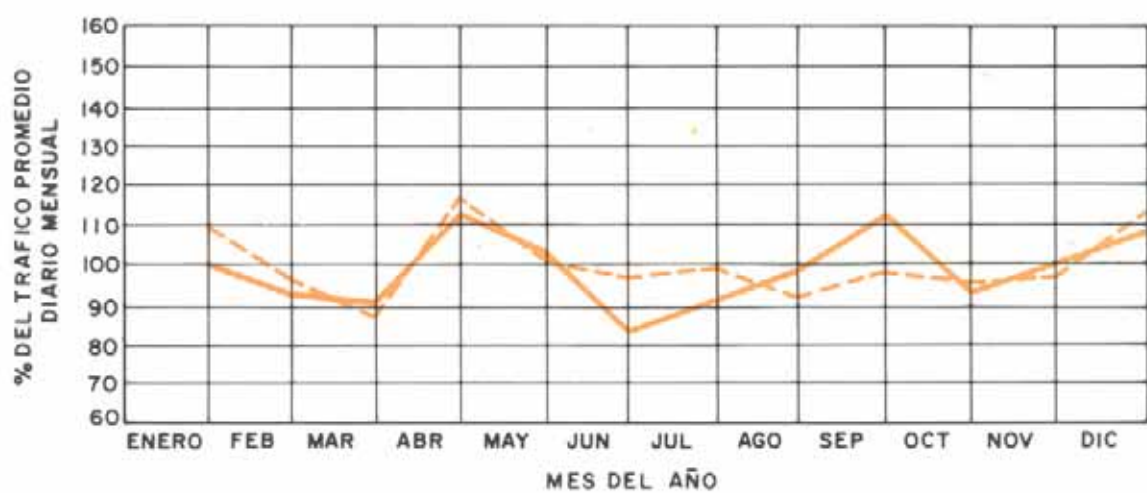
En los estudios de carreteras, una de las unidades de medida de los volúmenes de tráfico más frecuentemente usada es el promedio diario de los volúmenes registrados durante un cierto periodo.

Este promedio se determina dividiendo el volumen total registrado durante el periodo entre el número de días correspondientes a ese periodo.

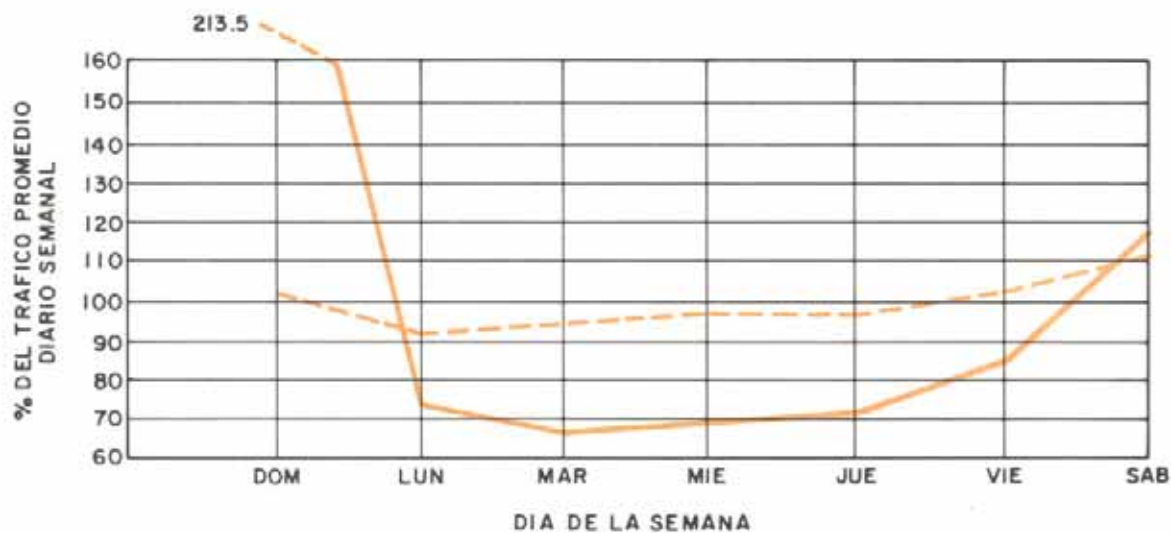
Cuando el periodo es mayor que un día y menor que un año, se obtiene el *promedio diario de tráfico*, que se abrevia PDT.

Cuando el periodo es de un año completo, 365 días, se obtiene el *promedio diario del tráfico anual*, abreviadamente PDTA.

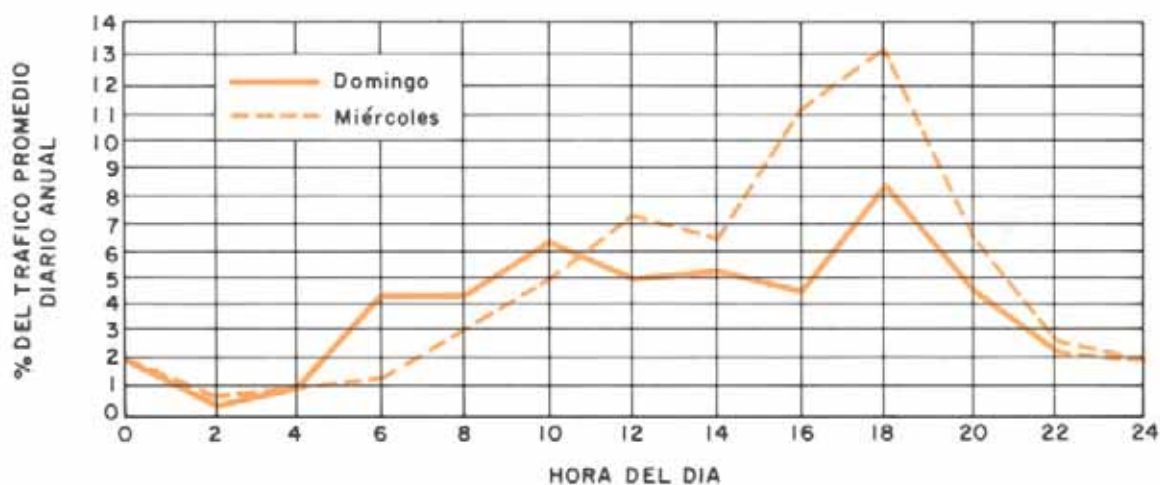
El conocimiento de estos volúmenes es importante, destacándose su empleo en los estudios de justificación de la ampliación de las vías, como medida de la demanda de servicio actual y en el diseño de los elementos estructurales de la carretera en los que se tiene en cuenta el efecto destructivo de la repetición de carga.



A) Variación mensual



B) Variación semanal



C) Variación horaria

Fig. V-3. Variaciones del volumen de tráfico.

Sin embargo, su uso no es apropiado para el diseño geométrico de las vías, ya que un volumen diario promedio no indica las variaciones de tráfico que ocurren en los diversos meses o en las distintas semanas del año, o a lo largo de las diferentes horas del día.

Estas variaciones se evidencian al analizar los resultados de los conteos que se hayan efectuado en un tramo de una carretera, como puede apreciarse en la figura de la página anterior.

Por otra parte, un estudio realizado por el U. S. Bureau of Public Roads⁷, ha probado que el número de días durante los cuales el volumen real de tráfico es igual al promedio diario del tráfico anual es mucho más frecuente de lo que puede suponerse.

Basándose en datos de tráfico registrados durante los años 1936-41 en los Estados Unidos, un estudio de 48 vías rurales seleccionadas en 45 estados indicó que el volumen de tráfico representativo del PDTA fue excedido durante 160 de los 365 días del año en una estación típica. En otras,

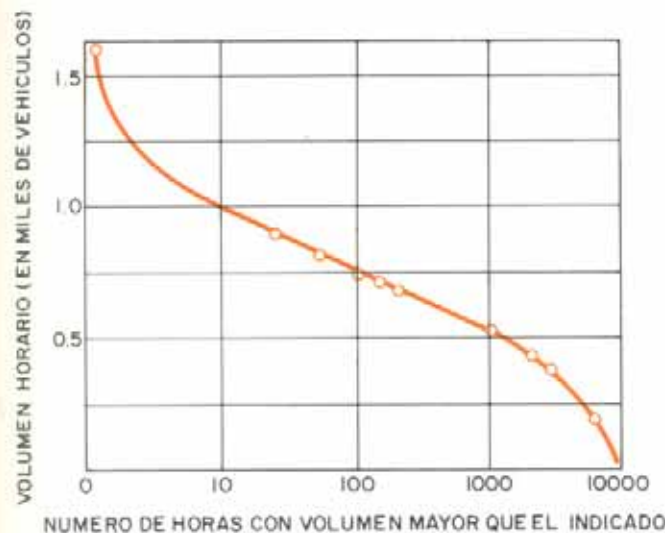


Fig. V-4. Arreglo ordenado descendente de la variación anual del tráfico horario.

el PDTA fue excedido sólo durante 70 días del año, pero en algunos sitios esta cifra se elevó a 228 días del año.

En el estudio antes citado, el volumen mínimo diario estuvo entre el 30 y 50 por ciento del PDTA, y el máximo llegó al 140-340 por ciento, con un promedio de 230 por ciento del PDTA.

Obviamente, cualquier carretera proyectada para acomodar solamente el volumen del día promedio se verá sobrecargada durante una considerable parte del año.

Surge así la necesidad de establecer, para el diseño, un volumen de tráfico que refleje más apropiadamente las condiciones de operación en las vías.

En este sentido, el breve pero frecuentemente repetido período de una hora adquiere una importancia especial, apareciendo el concepto de *volumen horario de proyecto*.

Cuando se han hecho conteos continuos de los volúmenes horarios durante el año, éstos se pueden agrupar en un arreglo continuo, ordenándolos en forma descendente de magnitud.

Entonces, se denomina segundo, tercero, ..., vigésimo, trigésimo, ... etc., volumen horario a aquél que sólo es excedido en magnitud por 1,2..., 19,29..., etc., volúmenes horarios, respectivamente, de los 8.760 volúmenes horarios del año, y se llama *volumen horario máximo del tráfico anual* al mayor número de vehículos que pasan por un tramo de la vía durante una hora, para un lapso de observación de un año⁸. Un arreglo de volúmenes horarios es el indicado en la figura V-4.

En una carretera, los volúmenes horarios de tráfico muestran una amplia variación durante el año.

Proyectar un camino para un volumen horario medio sería inadecuado, puesto que durante la mayor parte de las horas del año su capacidad para acomodar el tráfico sería insuficiente.

Por otra parte, proyectarlo para el volumen horario máximo significaría que las facilidades provistas serían excesivas durante todas las horas del año, excepto una, la de máximo tráfico, lo cual tampoco es económicamente aceptable.

El volumen horario que se seleccione para el diseño de la carretera debe ser, entonces, un valor intermedio, basado en un análisis comparativo entre el servicio que desea proporcionarse y el costo de proveer la vía adecuada⁹.

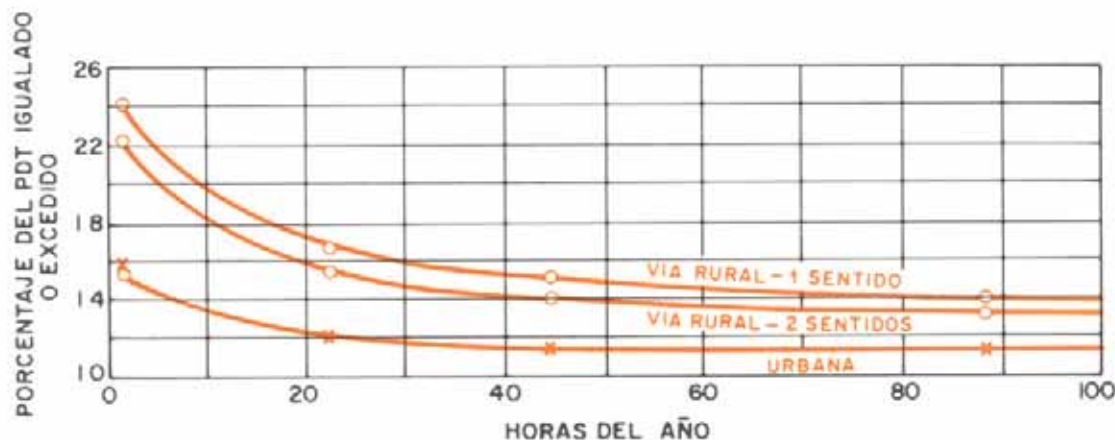


Fig. V-5. Curvas de distribución horaria.

La práctica norteamericana recomienda tomar como volumen horario de proyecto el correspondiente a un valor entre el décimo y el quincuagésimo volumen horario del año proyectado, siendo muy usado el *trigésimo volumen horario*, aunque esto no sea un criterio rígido.

Para establecer este criterio, se ha aplicado el siguiente razonamiento: si se observan las curvas de distribución horaria del tráfico en carreteras no muy saturadas, se comprueba que a lo largo de las 8.760 horas del año la forma de la curva es muy similar para más de las 8.000 horas de menos tráfico, y varía más acentuadamente en las 100 horas de mayor intensidad. En las condiciones norteamericanas, el codo de la curva de distribución horaria se sitúa alrededor de la hora 30¹⁰.

Aunque este análisis está basado en la fluctuación promedio del volumen de tráfico de muchas carreteras, los resultados no son aplicables de manera universal.

Existen numerosas ubicaciones donde será más apropiado realizar un diseño capaz de absorber un volumen que no sea el trigésimo. Por tal motivo, la elección de un volumen horario de proyecto específico dependerá de consideraciones económicas, balance entre beneficios y costos, lo que hace recomendable el poder disponer de resultados de conteos de tráfico horario continuos, para un año completo, en lugar cercano a la ubicación donde se contemple un proyecto vial importante.

Es interesante anotar que las primeras investigaciones¹¹ realizadas sobre la relación entre el trigésimo volumen horario y el promedio diario del tráfico anual parecieron demostrar que la misma se mantenía constante a través de los años, independientemente de los cambios en el PDTA de ese lugar.

Se creyó que un aumento del promedio diario del tráfico anual era seguido por el correspondiente aumento en el volumen horario, lo que hacía particularmente valioso este volumen como criterio de proyecto.

Investigaciones más recientes, basadas en estudios más extensos de datos de tráfico recogidos entre 1961 y 1962, publicadas en el Highway Capacity Manual, 1965, no han confirmado las conclusiones anteriores, señalándose ahora tendencias que no siguen proporciones definidas.

5.2.2.2. Densidad

Aunque muchas veces se confunden los términos, volumen y densidad expresan conceptos diferentes.

Tal como se definió anteriormente, volumen es el número de vehículos que pasan por un tramo de una carretera en una unidad de tiempo, en tanto que *densidad* es el número de vehículos que se encuentran en una cierta longitud de la vía en un momento dado.

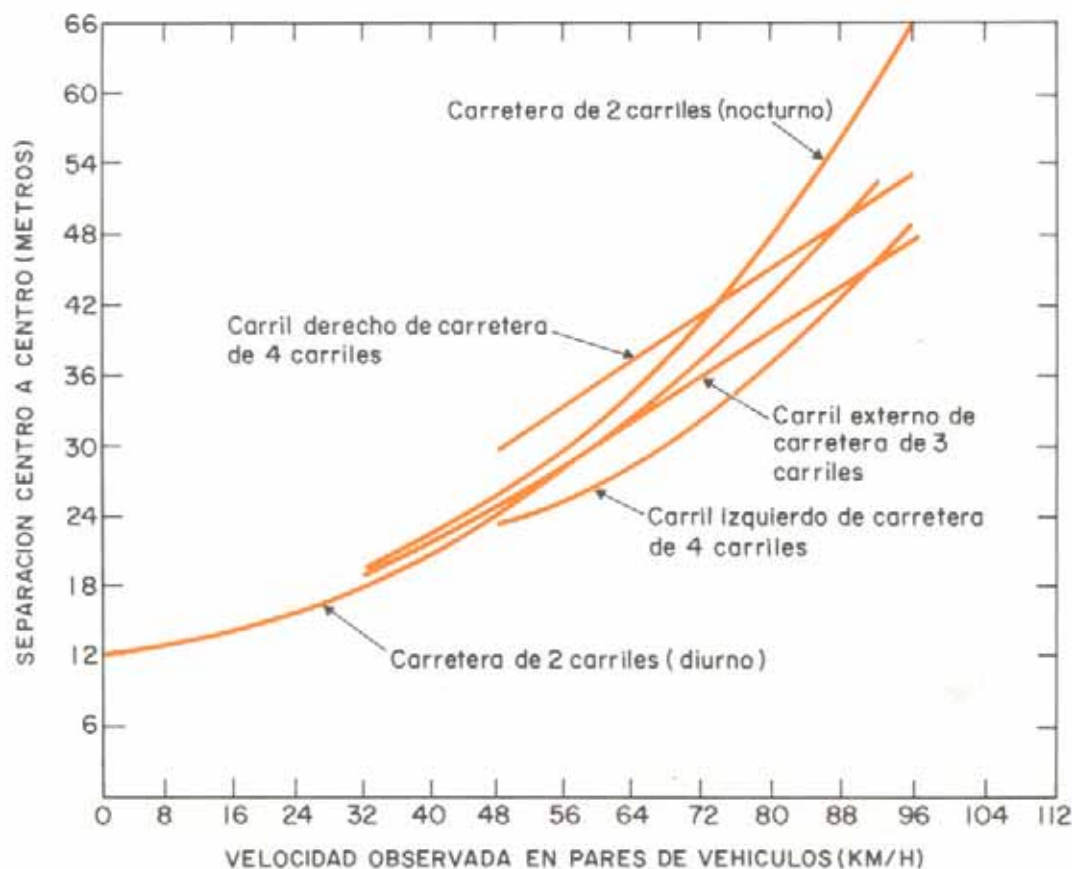


Fig. V-6. Separación mínima entre vehículos que circulan a distintas velocidades.

Si se considera un tramo de carretera de un kilómetro de longitud (1.000 m) y a la distancia entre frentes de dos vehículos sucesivos se la llama *espaciamiento*, se puede escribir que

$$\text{Densidad (veh/km)} = \frac{1.000 \text{ (m/km)}}{\text{espaciamiento medio (m/vehículo)}}$$

y se define el *intervalo* como el tiempo que transcurre entre el paso de dos vehículos sucesivos por un punto dado.

Como medida del servicio que está prestando una vía, la densidad es mejor unidad que el volumen, ya que su valor aumenta a medida que la congestión del tráfico se hace mayor.

El espaciamento y el intervalo le dan al conductor que viaja dentro de una corriente de tráfico una indicación de la fluidez o de la congestión del mismo, afectando continuamente a la velocidad y posición de su vehículo.

No todos los conductores mantienen el mismo espaciamento cuando viajan a una misma velocidad. La figura V-6, publicada en el *Traffic Engineering Handbook*, 1973, muestra valores mínimos del espaciamento para distintas velocidades y condiciones de la vía.

Utilizando los datos de esta figura, es posible calcular el máximo número de vehículos que pueden pasar, uno detrás de otro, por un punto de una vía en una hora, a determinada velocidad. La siguiente expresión permite el cálculo.

$$\text{Volumen (veh./hora)} = \frac{1.000 \text{ (m/km)} \times \text{velocidad (km/h)}}{\text{espaciamento (m/veh.)}}$$

Mediante ella puede determinarse que el mayor volumen de tráfico que puede pasar por un carril de una vía es 2.000 veh/h, cuando éstos viajan a una velocidad aproximada de 50 km/h.

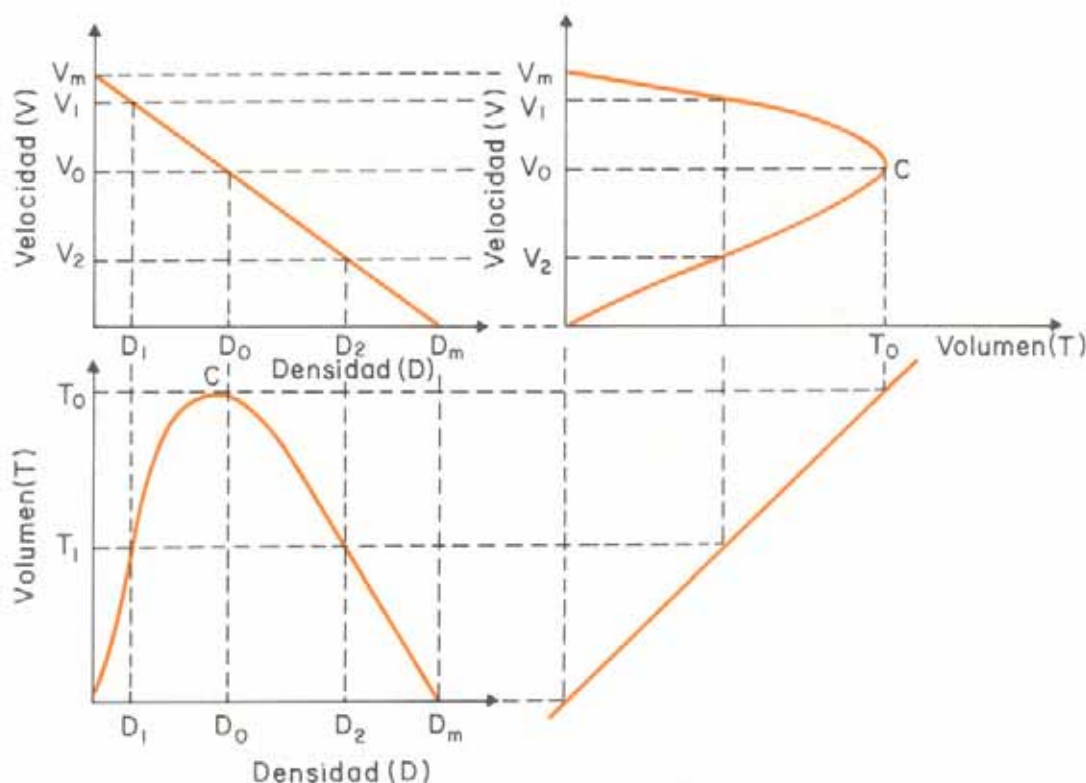
La expresión anteriormente escrita expresa que el volumen es igual a la densidad por la velocidad. Dimensionalmente, ello es correcto; sin embargo, la relación lineal que pareciera desprenderse entre el volumen y la densidad, cuando la velocidad se mantiene constante, no corresponde a la realidad ya que, al incrementarse la densidad, la velocidad se reduce, y al ocurrir esto la relación entre densidad y volumen no es lineal.

En la figura V-7 se ilustra cualitativamente la relación entre el volumen, la velocidad y la densidad de tráfico, partiendo de la hipótesis de una relación lineal entre la velocidad y la densidad¹². Otras hipótesis han sido también estudiadas en las Referencias 13 al 17.

En la figura V-7 se puede observar que para una densidad muy baja, el volumen es pequeño y la velocidad es V_m .

Cuando la densidad aumenta a D_1 , el volumen lo hace a T_1 y la velocidad disminuye a V_1 . Si la densidad sigue aumentando hasta D_0 , el volumen llega a su máximo T_0 . En este punto, la densidad es crítica y la velocidad óptima, pues se alcanza la máxima capacidad de la vía (mayor volumen).

A partir de este momento, si la densidad aumenta a D_2 , la velocidad disminuye a V_2 y el volumen será otra vez T_1 . Si la densidad alcanza su valor máximo, D_m , el volumen cae a cero, lo mismo que la velocidad, produciéndose un congestionamiento total.



RELACION ENTRE LA VELOCIDAD, EL VOLUMEN Y LA DENSIDAD

Fig. V-7. Relación entre la velocidad, el volumen y la densidad.

5.2.2.3. Velocidad

En un grado apreciable, velocidad y seguridad son sinónimos de la categoría de una carretera. La velocidad es factor primordial en todos los sistemas de transporte, y la velocidad a que circulan los vehículos por una vía es un índice importante que debe tomarse en cuenta al establecer las especificaciones de proyecto de las mismas, pues a ella están ligados elementos tales como el peralte y la distancia de visibilidad, los cuales determinan los valores de la curvatura horizontal y vertical de la carretera.

La velocidad que adoptan los conductores en una carretera depende de diversas circunstancias, entre las que pueden señalarse: la habilidad del conductor, las condiciones del vehículo que maneja, las características físicas de la calzada y de sus costados, el estado del tiempo, la presencia de otros vehículos en la vía y las limitaciones impuestas por las leyes del tránsito.

El hecho de que, a veces, uno de estos factores predomine sobre los otros no significa que funcionen aisladamente ya que, en general, contribuyen de una manera conjunta al comportamiento de los conductores.

Al tratar de definir la velocidad, en el Highway Capacity Manual, 1965, aparecen varios términos relativos a la misma. De interés en este Capítulo son la velocidad de proyecto y la velocidad de circulación.

Tal como se definió anteriormente, la *velocidad de proyecto* de una carretera es la velocidad que se escoge para determinar y relacionar entre sí las características geométricas o físicas de la misma, tales como el peralte, la visibilidad, los radios de curvatura, etc., de las cuales depende la operación segura de los vehículos en la vía. Algunas de estas relaciones aparecen en la tabla siguiente:

TABLA V-1. RELACION ENTRE LA VELOCIDAD DE PROYECTO Y ALGUNAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LAS CARRETERAS *

Velocidad de proyecto (km/h)	Radio mínimo de curvatura (metros) para $e = 10\%$	Distancia de visibilidad de frenado (metros)	Distancia de visibilidad de paso (metros)
50	70	65	260
65	130	100	400
80	210	140	510
95	320	190	600
110	375	250	700
130	450	340	800

* Para la determinación de los valores que aparecen en esta tabla, véase el Capítulo VI.

La velocidad de proyecto es un módulo, una escala de referencia a través de la cual pueden estudiarse muchos aspectos del movimiento de los vehículos. Constituye, además, la velocidad máxima segura que puede mantenerse en un trayecto, cuando las condiciones son tan favorables que la velocidad que adoptan los conductores depende casi exclusivamente de las características de la carretera.

Las velocidades de proyecto recomendadas por la AASHO, 1965 ¹⁸, son las siguientes:

Velocidades normales de proyecto, millas/hora

30	40	50	60	70	75	80
----	----	----	----	----	----	----

que, en unidades métricas, km/h, corresponden prácticamente a las siguientes

50	65	80	95	115	120	125
----	----	----	----	-----	-----	-----

A ellas se ha llegado mediante el análisis de curvas de distribución típica de velocidades, tales como las de las figuras V-8 y V-9.

Del examen de las curvas correspondientes al volumen de tráfico más bajo en la vía (200 vph), lo que permite a los conductores seleccionar la velocidad a voluntad, se desprende que la mayoría de ellos escogen velocidades entre 50 y 125 km/h, y que muy pocos viajan a velocidades por encima o por debajo de ellas. Por esta razón, generalizando las curvas, se han elegido las velocidades normales de proyecto dentro de ese rango. En ese intervalo, las velocidades se han hecho variar de 15 en 15 km/h para velocidades menores de 115 km/h, y de 5 en 5 km/h para las velocidades superiores, ya que algunos de los elementos de diseño relacionados con la velocidad varían exponencialmente con ella.

Las normas venezolanas de 1966 ¹⁹ han fijado las velocidades de proyecto en forma similar a la establecida en las normas del sistema de carreteras interestatales de los Estados Unidos ²⁰, basándose en la naturaleza topográfica de la zona atravesada por el trazado, de la manera siguiente:

TABLA V-2. VELOCIDADES DE PROYECTO PARA DISTINTAS CONDICIONES TOPOGRÁFICAS

Condición topográfica del trazado	Velocidad de proyecto (km/h)
Carreteras en llano	90-120
Carreteras en terrenos muy ondulados	80-100
Carreteras en terrenos montañosos	60- 80

Aunque la velocidad máxima de proyecto ha sido fijada en las normas en 120 km/h, muchos ingenieros se inclinan por ampliar ésta hasta 160 km/h, arguyendo que, aunque las limitaciones actuales de los conductores y vehículos no permiten el empleo generalizado de esta velocidad, su uso para establecer las características de diseño es una garantía contra la obsolescencia del camino, a la vez que proporciona un margen de seguridad conveniente para la operación de los vehículos.

Sin embargo, debe tenerse presente que, a velocidades mayores de 130 km/h, ciertos factores tales como la acción giroscópica del volante, motor y ruedas, tienden a dominar el vehículo, quitándole el control al conductor, a la vez que los tiempos de percepción y reacción se hacen críticos.

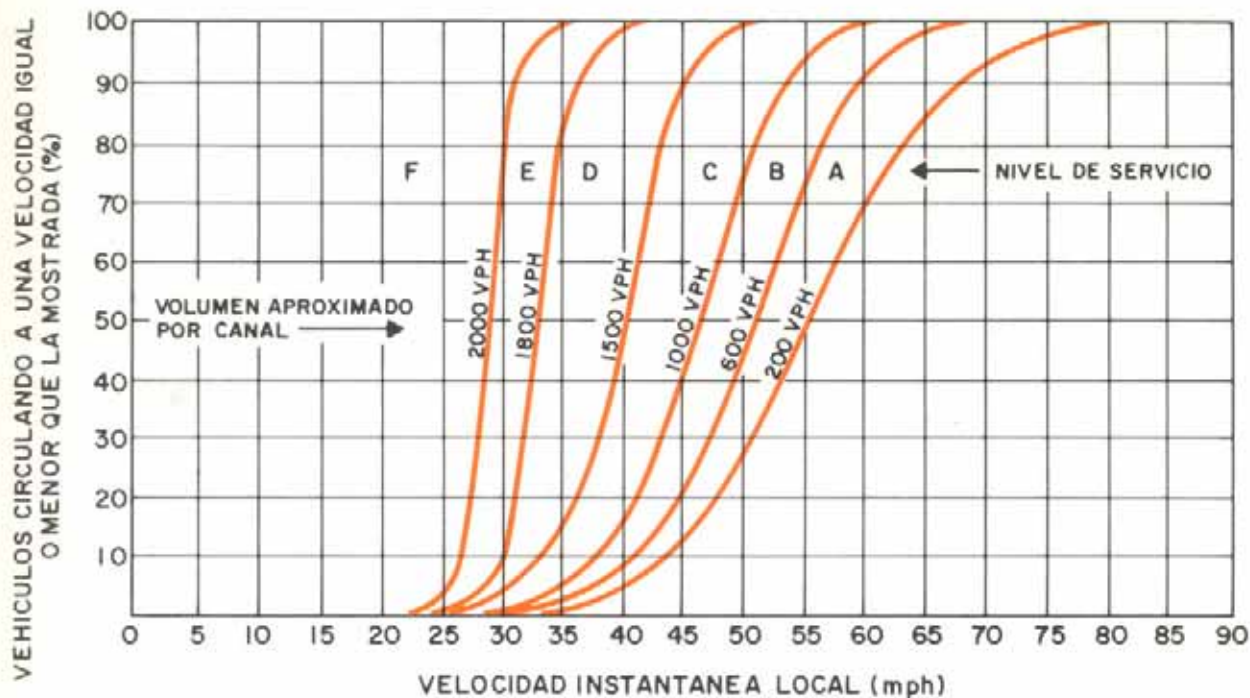


Fig. V-8. Distribución de velocidades de vehículos ligeros, en una dirección, en carreteras de múltiples carriles.

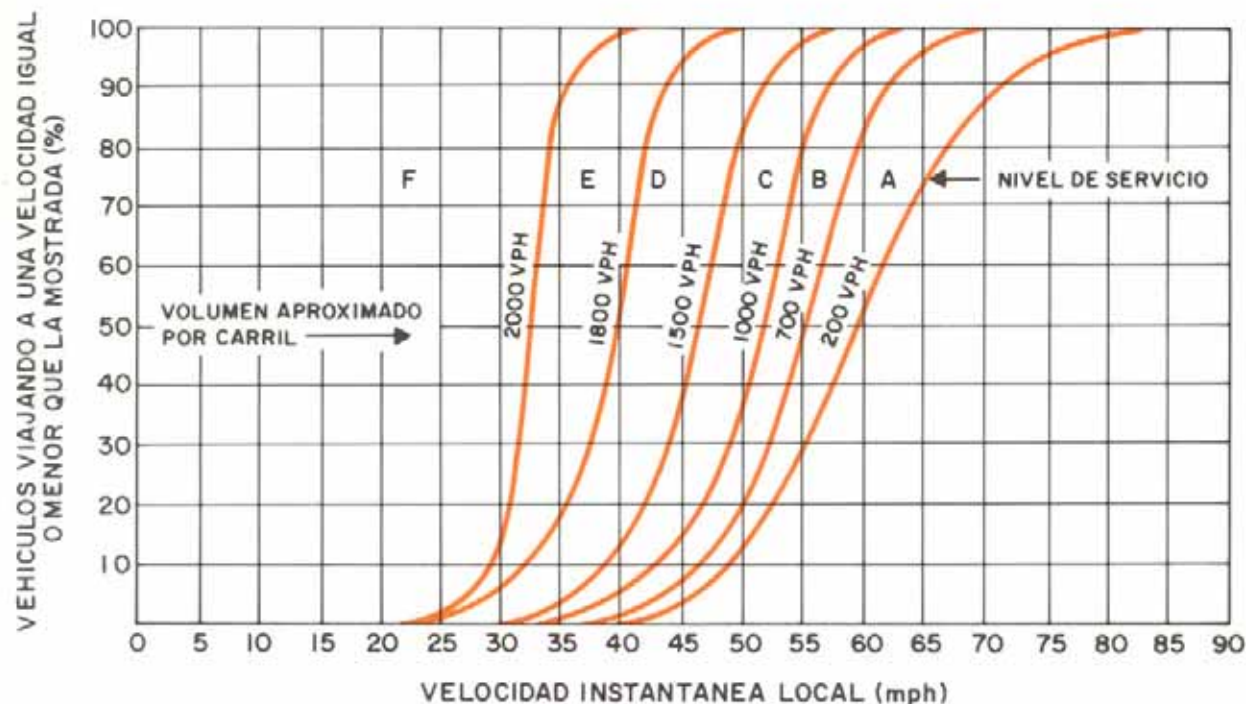


Fig. V-9. Distribución de velocidades de vehículos ligeros, en carreteras rurales de dos carriles con dos sentidos de circulación.

La *velocidad de circulación* es la velocidad máxima a la cual puede viajar un vehículo en un tramo de carretera, bajo las condiciones de tráfico prevalecientes y con condiciones atmosféricas favorables, sin sobrepasar en ningún caso la velocidad de proyecto.

La velocidad de circulación es de importancia fundamental, no sólo para el proyecto de elementos geométricos, como se verá en el Capítulo VI, sino también para la determinación de los costos de los usuarios de las carreteras,

ya que los gastos de operación en una vía varían según sea la velocidad a que se recorra. Por consiguiente, interesa conocer la velocidad de circulación en las diversas combinaciones de condiciones que se presentan en las carreteras existentes para determinar la velocidad de proyecto de las que se van a construir.

Como dato ilustrativo, en la tabla V-3 se presentan unos valores generalizados de la velocidad de circulación en función del tipo de vehículo y de la superficie de la carretera.

TABLA V-3. VALORES DE LAS VELOCIDADES DE CIRCULACION, SEGUN LOS TIPOS DE VEHICULOS Y SUPERFICIE DE LA CARRETERA

Carreteras rectas en terreno llano, de dos carriles y con bajos volúmenes de tráfico

Tipo de superficie de la carretera	Pavimentadas		Grava		Tierra	
	Auto	Camión	Auto	Camión	Auto	Camión
Velocidad de circulación	76,4	69,2	61,1	54,7	53,1	48,3
Valores recomendados	80	72	64	56	56	48

Fuente: Jan de Wille, «Cuantificación de los Ahorros de los Usuarios de Carreteras». Banco Internacional de Reconstrucción y Fomento, 1966.

Dos factores influyen en forma determinante en la velocidad de circulación de los vehículos: el volumen horario de tráfico y el número de carriles de la vía.

Existe una relación interesante entre la velocidad de circulación y los volúmenes horarios de tráfico. En la figura V-10 se aprecia que, cuando no se establece límite en la

velocidad y la única variable es el volumen de tráfico, la velocidad de circulación disminuye según una variación lineal, conforme el volumen aumenta. La línea F es la relación entre las velocidades y los volúmenes en caminos de velocidad excepcionalmente alta, en condiciones casi ideales y con poca o ninguna restricción en la velocidad.

En condiciones que no sean las ideales, las velocidades de circulación son menores, como se indica mediante la línea E. El punto límite a la derecha representa el volumen máximo que puede aceptar la vía y la velocidad a que se alcanza (este volumen, como se verá más adelante, es el que se llama capacidad de la vía).

A partir de este punto, para velocidades menores, la densidad aumenta y el volumen disminuye, como se indica con la línea interrumpida de la parte inferior de la figura.

Las figuras 3.39 y 3.40 del Highway Capacity Manual, 1965¹⁸, reproducidas en la figura V-11 de este texto, ilustran relaciones típicas entre la velocidad de circulación y el volumen de tráfico en vías rurales de dos carriles y de múltiples carriles. En ellas se observa que la relación velocidad-volumen es algo curva. En el punto crítico, es decir, cuando el volumen de tráfico se aproxima a los 2,000 vehículos por hora, por carril, a una velocidad aproximada a los 50 km/h, la curva representativa de la relación alcanza un máximo y desde ahí se regresa para entrar en la región llamada de circulación forzada.

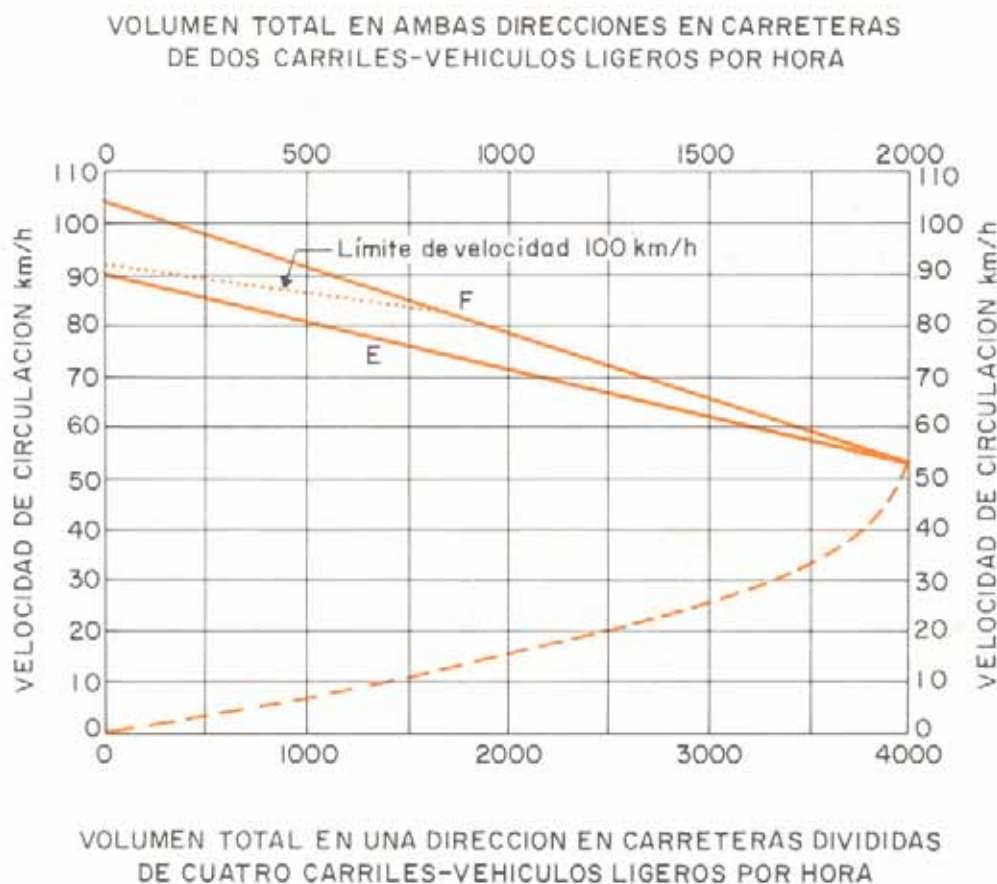


Fig. V-10. Relación entre la velocidad de circulación y el volumen de tráfico en carreteras rurales¹⁸.

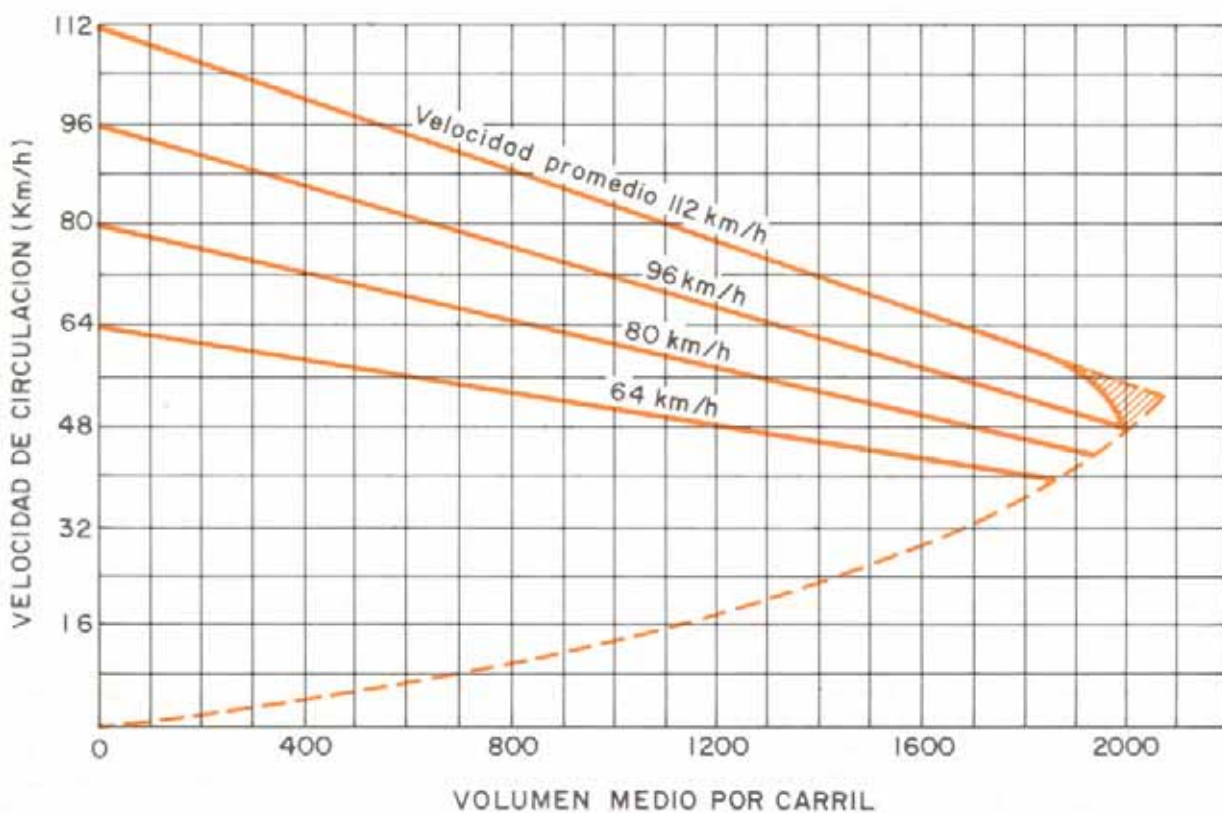
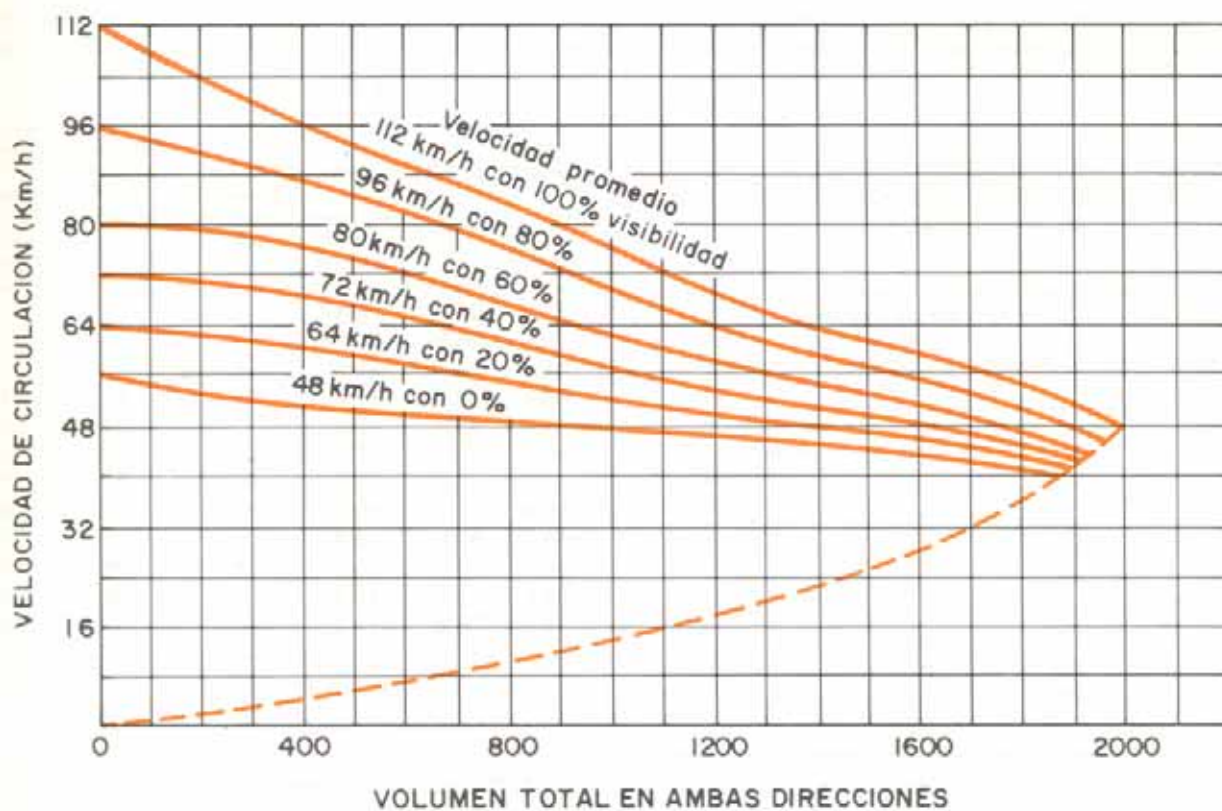


Fig. V-11. Relaciones entre el volumen y la velocidad de circulación, bajo condiciones de circulación continua, en carreteras rurales (curvas de carácter ilustrativo solamente, no válidas para diseño).

Para las velocidades de proyecto establecidas, se han podido determinar las velocidades de circulación correspondientes, las cuales son las siguientes:

TABLA V-4. VELOCIDADES DE CIRCULACION CORRESPONDIENTES A LAS VELOCIDADES DE PROYECTO ¹⁸

Velocidad de proyecto (km/h)	Velocidad de circulación (km/h)		
	Volumen de tráfico		
	Bajo	Intermedio	Alto (Próximo a la capacidad)
50	45	42	40
65	58	55	50
80	70	66	56
95	84	76	59
105	88	80	
115	93	87	
120	98	90	
125	103	95	

Estos valores son significativos, ya que, aproximadamente, un 50 por ciento o más de todos los conductores viajan a velocidades próximas a la velocidad de circulación.

Para una vía en estudio, la velocidad de proyecto a asignarle puede seleccionarse a través de un análisis de la velocidad de circulación en tramos de carreteras ya construidas, de características semejantes a la que va a proyectarse.

La selección debe, además, condicionarse a la calidad del servicio que ha de prestar la vía, a los volúmenes y composición del tráfico previsto, a la configuración topográfica de la zona que atravesará, al tipo de carretera que se vaya a construir, al uso de la tierra y a consideraciones de orden económico.

Aunque, aparentemente, una carretera con volumen de tráfico elevado puede justificar, económicamente, una velocidad de proyecto más alta que una carretera de menos importancia en una topografía similar, ello no es argumento para proyectar con una baja velocidad una carretera secundaria que se desarrolle en una topografía que incite al conductor a tomar alta velocidad, pues los conductores no ajustan su velocidad a la categoría de la vía, sino a sus limitaciones físicas y a los volúmenes de tráfico que en su recorrido encuentran.

Como quiera que la velocidad que se seleccione para proyectar una carretera debe satisfacer los deseos y hábitos de la mayoría de los conductores, un procedimiento para asignar dicha velocidad de proyecto podría basarse en la determinación de la correspondiente a un elevado percentil en la curva de distribución de frecuencias acumuladas de las velocidades de circulación en carreteras de comparación.

En el ejemplo que sigue se ha determinado, para un tramo de carretera dado, la velocidad que corresponde al percentil 85, a partir de las frecuencias (número de vehículos) que han sido observadas en los distintos grupos de velocidades.

Ejemplo. Determinar la velocidad de proyecto a asig-

nar a una carretera en estudio, en base a las velocidades de circulación medidas en carreteras de comparación.

Rango de velocidades			Valores acumulados		
Límite inferior	Media xl	Límite superior	Frecuencia observada	Frecuencia	Porcentaje
			Fi	Fa	Fa · 100
N					
21,7	24,05	26,4	1	1	1
26,6	28,9	31,2	2	3	3
31,4	33,7	36,0	6	9	9
36,4	38,6	40,8	12	21	21
41,0	43,3	45,6	13	34	34
45,8	48,1	50,4	20	54	54
51,6	53,4	55,2	18	72	72
55,4	57,7	60,0	17	89	89
60,2	62,5	64,8	4	93	93
65,0	67,3	69,6	5	98	98
69,8	72,1	74,4	1	99	99
74,6	76,9	79,2	1	100	100

N = 100

A partir de la información, suministrada por los conteos, rango de velocidad y frecuencia, se han calculado las frecuencias acumuladas (Fa), y el porcentaje correspondiente a dichas frecuencias ($Fa \cdot 100/N$), con lo que se ha podido representar gráficamente (Fig. V-12) la relación entre el porcentaje de las frecuencias acumuladas y el valor superior de cada grupo de velocidades. En esta curva, que tiene forma de S u ojiva, puede determinarse la velocidad correspondiente que, en este caso, para el percentil 85, resulta ser de 59 Km/h.

Siempre que sea posible, los datos sobre velocidades de circulación que se utilicen deben estar basados en observaciones efectuadas en el país, en carreteras semejantes a las que se van a proyectar. Estos valores varían no solamente de país a país, sino a lo largo de un mismo país e incluso dentro de amplias zonas del mismo, razón por la cual es necesario contar con datos locales. Estos datos reales reflejarán los hábitos locales de conducir, las fluctuaciones del tráfico durante el año y las condiciones, tanto de la carretera como del terreno, en que está construida.

5.2.2.3.1. Velocidad y consumo de carburante

En una época en que el consumo de carburante constituye motivo de preocupación universal, un conocimiento de cómo la velocidad afecta al consumo puede ser de utilidad al ingeniero proyectista de carreteras, a fin de establecer limitaciones de velocidad que, sin afectar apreciablemente al tiempo de viaje, contribuya a reducir el consumo ^{21 al 24}.

La tabla siguiente, preparada por Jan de Weille ²⁵ en base a las publicaciones «Motor Vehicle Running Costs for Highway Economy Studies» de Robley Winfrey (1963) y «Road User and Property Taxes on Selected Motor Vehicles» de L. L. Liston y W. A. Allen (1964), da una información útil para tres tipos de automóviles de pasajeros y cuatro de camiones.

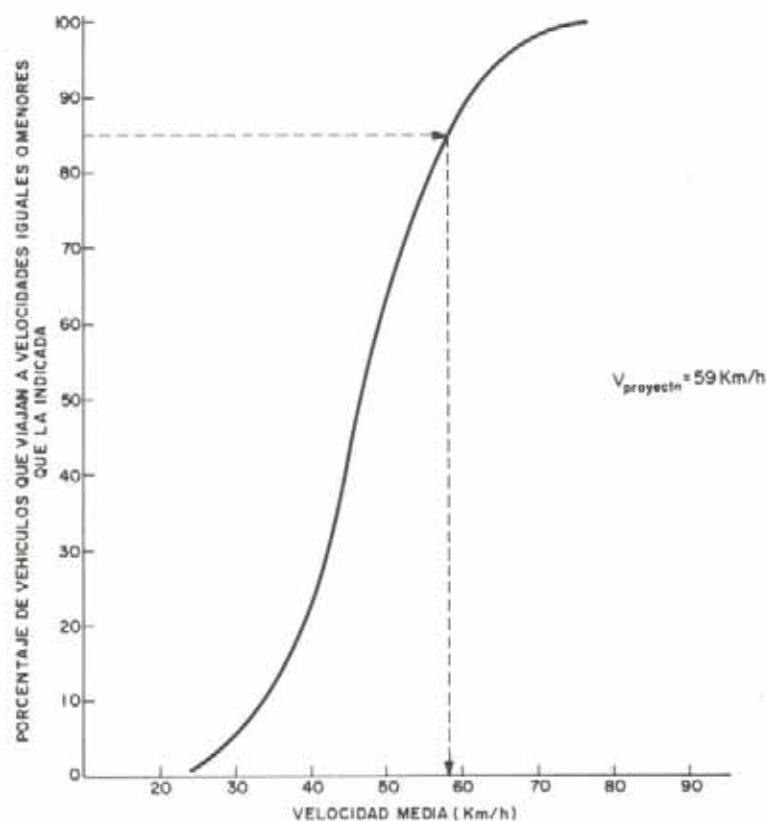


Fig. V-12.

TABLA V-5. EL CONSUMO DE CARBURANTE Y LA VELOCIDAD (EN CARRETERA PAVIMENTADA, RECTA Y HORIZONTAL)

(Consumo de carburante, en litros, por 1.000 kilómetros)

Velocidad (km/h)	Tipo de vehículo			Camiones			
	Automóvil europeo	Automóvil medio	Automóvil americano	I	II	III	IV
24	70,3	95,3	120,2	126,8	252,9	666,9	357,3
32	63,5	85,9	108,0	114,3	232,4	520,3	291,9
40	58,3	80,5	102,3	109,6	222,8	439,2	259,0
48	56,0	78,3	100,7	109,2	219,2	393,6	244,6
56	56,9	79,5	101,9	112,2	220,2	371,2	242,1
64	59,3	82,3	105,2	118,3	224,4	367,2	250,8
72	62,3	86,3	110,1	128,0	232,4	380,6	270,3
80	66,8	91,7	116,7	141,8	244,6	414,3	301,8
88	72,2	98,8	125,1	161,1	262,3	478,2	347,9
97	79,7	107,7	135,5	189,1	286,5	582,2	388,6
105	91,3	120,0	148,4	230,5	319,5	—	—
113	107,0	136,0	164,7	284,4	—	—	—

Nota: Todos los vehículos, excepto el camión IV, tienen motores de gasolina (véase tabla V-6).

En esta tabla, los tres tipos de automóviles seleccionados son los siguientes:

- el europeo, tipo pequeño, como el Volkswagen
- el americano, como el Chevrolet Belair
- el coche medio, concepto estadístico basado en el promedio de las características más destacadas de los dos anteriores.

Las camionetas están representadas por los camiones I y II.

El camión I es una furgoneta abierta o cerrada, con una capacidad máxima de carga útil de una tonelada. El camión II es una sola unidad, con una capacidad máxima de carga útil de 3,5 toneladas.

Los camiones III y IV son de tipo pesado. El camión III, con una capacidad máxima de carga útil de 15 toneladas, es una combinación de tractor y semi-remolque. El camión IV, con una capacidad máxima de carga útil de 18 toneladas, constituye el ejemplo típico de todo vehículo de cinco o más ejes.

TABLA V-6. DESCRIPCION TECNICA DE LOS TIPOS DE VEHICULOS UTILIZADOS PARA ESTABLECER EL CONSUMO DE CARBURANTE

	Automóvil europeo (Volkswagen)	Automóvil americano (Chevrolet Belair)		
A. Automóviles				
Número de cilindros	4	8		
Potencia bruta	40	195		
Recorrido del pistón, en pulgadas cúbicas	72,7	283		
Peso cargado por caballo de fuerza, en libras	—	20,0		
Compresión	7,0	9,3		
Peso del vehículo en uso, en libras	1.630	3.595		
Distancia entre los ejes, en metros	2,35	2,96		
Longitud total, en metros	3,96	5,18		
Anchura total, en metros	1,56	1,98		
Número de puertas	2	4		
Tamaño de los neumáticos	15 × 5,6	14 × 7,5		
Camiones				
	I	II	III	IV
Peso del vehículo en uso, en libras	3.600	5.745	24.000	30.000
Máxima carga útil, en libras	2.000	7.750	33.200	41.000
Máxima carga útil, en toneladas (1.000 kilogramos)	0,91	3,52	15,06	18,60
Peso total en carga, en libras	6.000	14.000	57.000	71.000
Altura, en metros	1,9	2,2	3,7	3,7
Anchura, en metros	2,0	2,3	2,4	2,4
Longitud, en metros	5,1	6,6	13,7	16,2
Número de ejes	2	2	4	5
Número de ruedas	4	6	14	18
Tamaño de los neumáticos	7 × 17,5	8 × 22,5	11 × 22,5	11 × 22,5
Número de cilindros	6	6	6	6
Tipo de carburante	gasolina	gasolina	gasolina	gasoil
Potencia bruta	140	165	210	218

TABLA V-7. LIMITES DE VELOCIDAD ESTABLECIDOS EN DISTINTOS PAISES EUROPEOS (En kilómetros por hora)

País	Vehículos de no más de 3.500 kg	Vehículos de carga de más de 3.500 kg	Vehículos de pasajeros con más de 8 asientos	País	Vehículos de no más de 3.500 kg	Vehículos de carga de más de 3.500 kg	Vehículos de pasajeros con más de 8 asientos
Alemania Occidental ..	130	80	80	Malta	64	—	—
Austria	130	80	100	Noruega	80	70	—
Bélgica	120	120	90	Holanda	100	80	80
Bulgaria	80	70	70	Polonia	80	70	70
Dinamarca	110	70	70	Portugal	100	100	100
España	130	100	100	Alemania Oriental	100	80	80
Finlandia	120	80	80	Rumania	120	80	100
Francia	130	90	—	Reino Unido	112	96	113
Grecia	80	70	70	Suecia	110	90	90
Hungría	120	80	80	Suiza	130	80	100
Irlanda	80	64	80	Checoslovaquia	—	80	80
Islandia	—	50	80	Turquía	90	70	80
Italia	120	70	80	Yugoslavia	—	80	80
Luxemburgo	120	60	75				

Fuente: Comisión Económica Europea de las Naciones Unidas, Comité de Transporte Continental (ECE), 1975.

En la tabla V-6 aparece la descripción técnica de cada uno de estos vehículos, en tanto que en la V-7 se indican los límites de velocidad establecidos en distintos países europeos.

5.3. PROYECCION DEL TRAFICO

El proyecto de nuevas carreteras o el mejoramiento de las existentes no debe basarse solamente en los volúmenes de tráfico actuales, sino que debe tomar en cuenta también los probables de años futuros. De esta manera, el volumen horario de proyecto ha de corresponder al del año escogido para proyectar.

Como base para el proyecto, generalmente se usa un periodo de 20 años. Estimar el tráfico más allá de ese periodo no se justifica, debido a que para ese entonces surgirán cambios en la economía regional, en la población, en el desarrollo de la tierra y aun en los sistemas de transporte, que no pueden predecirse con ningún grado de seguridad ^{26, 27}.

Para proyectar el tráfico actual a tráfico futuro se han utilizado diversos métodos ^{28 al 35}. En casi todos ellos se parte del tráfico actual que existe en la red (volumen diario) y estimando la parte de éste que se desviará por la nueva vía, así como teniendo en cuenta los factores de crecimiento normal y el nuevo tráfico generado, se calcula el tráfico futuro.

Desde luego, la previsión del futuro requiere un alto grado de imaginación y, en una forma estrictamente matemática, resulta imposible prever condiciones futuras que puedan afectar totalmente el diseño que se haga hoy.

En la proyección del tráfico es necesario tomar en cuenta los siguientes factores:

1. El aumento del tráfico debido al aumento de la población, el número de vehículos en circulación y el mayor uso de los vehículos.
2. Las características de atracción y generación de tráfico en zonas agrícolas o de rápido desarrollo urbano, industrial, comercial, etc.
3. Factores socio-económicos que pueden afectar el uso de los vehículos.
4. El desarrollo de los sistemas de transporte masivo.

Al estimar la magnitud de la demanda de transporte vial en una carretera, es conveniente examinar por separado las siguientes fuentes generadoras de tráfico ¹⁸.

- El tráfico actual (existente y atraído).
- El tráfico generado (inducido y de desarrollo).
- El crecimiento secular del tráfico.

El *tráfico actual* es el volumen de tráfico que usaría una nueva vía, si ésta estuviera abierta al tráfico en el presente. En el caso de mejoramiento de una vía, su tráfico actual se compondrá del tráfico existente que utiliza esa vía antes de la mejora más el tráfico que atraerá de otras vías próximas por las ventajas que entonces ofrecerá. En el caso de una nueva vía, el tráfico actual será enteramente tráfico atraído.

Cuando se construye una nueva vía o cuando se reducen los costos de utilización de una existente mediante mejoras, se puede atraer tráfico de otras vías. La cuantía de esa atracción dependerá de la ubicación de la nueva carretera

en relación al destino de los viajes. A mayor proximidad entre las vías de un área, mayor será la atracción ejercida por la nueva vía.

Dependiendo del tipo de carretera, el tráfico existente puede determinarse de distintas formas: conteos, encuestas de origen y destino, etc., en tanto que la determinación del tráfico atraído se hace posible mediante la utilización de ciertas curvas empíricas, llamadas *curvas de derivación* ^{36, 37}, las cuales permiten asignar tráfico a obras por construirse en relación al que circula por caminos existentes. De dichas curvas se puede determinar la proporción del total del tráfico que utilizará cada ruta en función de diversos factores, tales como los siguientes:

- Ahorro de distancia recorrida.
- Relación de distancias.
- Ahorro en el tiempo de viaje.
- Ahorro de tiempo y distancia.
- Relación entre distancia y velocidad.
- Relación entre costos.
- Costo por tiempo ahorrado.

Una nueva ruta o mejoramiento también genera tráfico. Parte será tráfico que antes usaba otra alternativa de transporte por su menor costo, pero mucho será tráfico completamente nuevo ³⁸.

Cuando una vía abre un área al desarrollo económico, el tráfico generado puede ser considerable.

Según la AASHO ¹⁸, el *tráfico generado* puede clasificarse como tráfico inducido y tráfico de desarrollo.

El *tráfico inducido* consiste en el que se origina exclusivamente por las mejoras o por la construcción de la nueva vía y el cual no se produciría de no haber sido proporcionadas éstas. Este tráfico es atribuido a la atracción de la nueva carretera o de las mejoras y no a variación en el uso de la tierra. Es el uso de la vía por la novedad y no por necesidad, y generalmente se desarrolla en uno o dos años.

El *tráfico de desarrollo* es debido al desarrollo e integración de los terrenos adyacentes a la nueva vía. A diferencia del tráfico inducido, esta componente del tráfico futuro continúa desarrollándose por muchos años después de haberse construido la nueva carretera. La estimación del desarrollo de la tierra se hace en base a los usos existentes antes de las mejoras, los cambios de zonificación propuestos y el uso futuro probable de la tierra.

Una vez pronosticado el uso futuro de la tierra, se puede estimar el número probable de viajes que resultarán de cada tipo de desarrollo y la proporción de los mismos entre varios puntos de origen y destino ³⁹.

Finalmente, debe tomarse en cuenta el crecimiento o declinación del volumen de tráfico con el tiempo. Las tendencias pasadas de crecimiento de tráfico deben proyectarse al futuro para estimar éste, teniendo en cuenta que una mejora de consideración puede aumentar la tasa de crecimiento de las actividades económicas y, por consiguiente, ser causa de un crecimiento apreciable del volumen de tráfico.

El establecimiento de líneas de tendencia ayuda en el pronóstico del crecimiento futuro de índices tales como habitantes, volúmenes de tráfico, kilometraje de viajes, número de pasajeros transportados, número de vehículos registrados, etc., todos los cuales pueden usarse para determinar las variaciones del tráfico que usará una vía.

La proyección de las líneas de tendencia, realizada por extrapolación, puede hacerse por diferentes métodos, entre ellos el de mano libre, escala semilogarítmica, curvas de crecimiento y métodos de los mínimos cuadrados.

En el siguiente ejemplo ⁴, dados unos volúmenes diarios promedios anuales, valores que se han llamado Y , para una serie de años de registro, se calcula la línea de tendencia mediante la ecuación

$$Y = a + bx$$

donde a y b son valores que se despejan de las expresiones ⁴⁰

$$\begin{aligned}\Sigma Y &= Na + \Sigma Xb \\ \Sigma XY &= \Sigma Xa + \Sigma (X^2)b\end{aligned}$$

Ejemplo:

Cálculo de una línea de tendencia para tráfico diario promedio anual (métodos de los mínimos cuadrados).

Año N = 21	Miles de vehículos = Y	X	X ²	XY	Ordenadas de tendencia
1955	1.470	0	0	0	1.480
1956	1.480	1	1	1.480	1.650
1957	1.590	2	4	3.180	1.820
1958	1.830	3	9	5.490	1.990
1959	1.870	4	16	7.480	2.160
1960	2.150	5	25	10.750	2.330
1961	2.470	6	36	14.820	2.500
1962	2.710	7	49	18.970	2.670
1963	2.940	8	64	23.520	2.840
1964	3.290	9	81	29.610	3.010
1965	3.530	10	100	35.300	3.180
1966	3.850	11	121	42.350	3.350
1967	4.270	12	144	51.240	3.520
1968	4.190	13	169	54.470	3.690
1969	4.020	14	196	56.280	3.860
1970	3.680	15	225	55.200	4.030
1971	3.800	16	256	60.800	4.200
1972	4.040	17	289	68.680	4.370
1973	4.190	18	324	75.420	4.540
1974	4.550	19	361	86.450	4.710
1975	4.870	20	400	97.400	4.880

$$\Sigma Y = 66.790 \quad \Sigma X = 210 \quad \Sigma X^2 = 2.870 \quad \Sigma XY = 798.890$$

Sustituyendo los valores calculados con los datos del cuadro anterior en las ecuaciones de regresión, se obtiene

$$\begin{aligned}\Sigma Y &= Na + \Sigma Xb & 66.790 &= 21a + 210b \\ \Sigma XY &= \Sigma Xa + \Sigma (X^2)b & 798.890 &= 210a + 2.870b\end{aligned}$$

De donde, resolviendo

$$\begin{aligned}a &= 1.480 \\ b &= 170\end{aligned}$$

Luego, la ecuación de regresión es

$$Y = 1.480 + 170X$$

Con ella, la variación secular del tráfico puede ser estimada sustituyendo en la fórmula el valor apropiado de X .

5.4. CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO

5.4.1. CONCEPTOS GENERALES

Anteriormente se analizó cómo, a medida que aumenta el volumen de tráfico sobre una carretera, se produce un empeoramiento general de las condiciones de manejo y una reducción progresiva de la velocidad; estas tendencias continúan hasta que se alcanza el volumen máximo que la carretera puede soportar. Este volumen máximo de tráfico se llama *capacidad* y se mide en vehículos por hora.

En el período 1950-65, los conceptos usuales, en cuanto a la capacidad de las vías, estaban basados en gran parte en el Manual de Capacidad de Carreteras, publicado por el U. S. Bureau of Public Roads en 1950 ⁷.

En este Manual se definían tres tipos de capacidades:

Capacidad básica. «El máximo número de vehículos de pasajeros que puede pasar por un punto determinado de una vía o de un carril de la misma, durante una hora, bajo las condiciones más favorables de la vía y de tráfico que sea posible obtener.»

Capacidad posible. «El máximo número de vehículos que puede pasar por un punto dado de una vía o de un carril de la misma, durante una hora, bajo las condiciones prevalecientes de la vía y del tráfico.»

Capacidad práctica. «El máximo número de vehículos que puede pasar por un punto dado de una vía o de un carril de la misma, durante una hora, bajo las condiciones prevalecientes de la vía y del tráfico, sin que ocurran demoras apreciables y sin que haya restricción en la libertad de maniobrar de los conductores.»

En 1965, el Highway Research Board publicó un nuevo Manual ⁸. En el mismo aparecen cambios importantes. Por un lado, desaparecen los diversos adjetivos que en la edición anterior acompañaban al término capacidad, que ahora se refiere al máximo número de vehículos que puede pasar por un tramo de la vía en la unidad de tiempo bajo las condiciones prevalecientes, tanto de la propia carretera como de operación del tráfico. Así definido, el término capacidad es sinónimo del antiguo término capacidad posible. Y la antigua capacidad básica se reemplaza por la expresión «capacidad bajo condiciones ideales».

Sin embargo, es de poco interés conocer un valor cuantitativo sin precisar cuáles son las condiciones prevalecientes y la calidad del servicio que se brinda.

Para describir las condiciones de operación que un conductor experimentará durante su viaje por una carretera se acuñó el término *nivel de servicio*. El mismo denota las diferentes condiciones de operación que pueden ocurrir en un carril o camino dado, cuando aloja diferentes volúmenes de tráfico. Es una medida cualitativa del efecto de una serie de factores, tales como la velocidad, el tiempo de recorrido, las interrupciones de la circulación, la libertad de maniobrar, la seguridad, la comodidad y facilidad de conducción y la economía.

Un determinado camino puede proporcionar un rango muy amplio de niveles de servicio, en función del volumen y composición del tráfico, así como de las velocidades que pueden alcanzarse en ese camino. A cada nivel de servicio le corresponde un volumen de tráfico, al cual se llama *volumen de servicio* para ese nivel.

El conocimiento de la capacidad y de los volúmenes de

servicio de una carretera sirve fundamentalmente para dos propósitos:

a) *Para fines de proyecto de una obra nueva.*

El análisis de la capacidad y nivel de servicio influye directamente en la determinación de las características geométricas de la vía. Por regla general, al proyectar un camino nuevo no conviene fijar condiciones de operación a un nivel de servicio igual a la capacidad, ya que esto equivale a tener condiciones de operación desfavorables desde su apertura al tráfico.

b) *Para la investigación de las condiciones de operación de un camino existente.*

El análisis comparativo entre el volumen de tráfico que circula por una vía y el volumen de servicio del mismo, de acuerdo con sus características geométricas y de tráfico, permite determinar el nivel de servicio a que está operando y la fecha probable en que el camino quedará saturado.

5.4.2. CAPACIDAD PARA CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA

Los volúmenes de tráfico observados en distintas carreteras de los Estados Unidos, junto con el análisis de las características del tránsito, han servido para establecer valores numéricos de la capacidad para diferentes tipos de caminos bajo condiciones ideales, entendiéndose como tales las siguientes:

1. Circulación continua, libre de interferencias de vehículos y de peatones.
2. Presencia de vehículos ligeros únicamente en la corriente de tráfico.
3. Carriles de 3,65 m de ancho, con hombrillos adecuados y sin obstáculos laterales en 1,80 m a partir de la orilla de la calzada.
4. Para caminos rurales, alineamientos horizontal y vertical adecuados para velocidades de proyecto de 110 km/h o mayores y sin restricciones de la visibilidad de paso en caminos de dos carriles.

Es evidente que muy pocos caminos cumplen con todas estas condiciones ideales y es importante hacer énfasis en que las condiciones ideales no implican por sí mismas una buena operación. Aunque las condiciones ideales producen los mayores volúmenes para cualquier nivel de servicio, la operación de un camino a su máximo volumen posible o capacidad será insatisfactoria aun bajo condiciones ideales.

Como valores ilustrativos de volúmenes horarios máximos en carreteras de diversos tipos en los Estados Unidos, se tienen los siguientes valores, observados en 1961:

	vph
Carreteras rurales de 2 carriles (ambos sentidos)	1.871
Arterias urbanas de 2 carriles (ambos sentidos)	2.297
Carreteras rurales de 3 carriles (ambos sentidos)	1.876
Arterias urbanas de 3 carriles (ambos sentidos)	2.205
Carreteras rurales de 4 carriles (un sentido) ...	1.774
Arterias urbanas de 4 carriles (un sentido)	1.742

Fuente: H. R. B. Highway Capacity Manual, 1965.

En carreteras de múltiples carriles, el mayor número de vehículos que puede circular por un carril, bajo condiciones ideales, oscila entre 1.900 y 2.200 vehículos de pasajeros por hora. Estos valores son el promedio de los volúmenes en todos los carriles y representan un tráfico sostenido durante una hora. Cuando existen al menos dos carriles para el movimiento de los vehículos en una dirección, la capacidad de una carretera de múltiples carriles, bajo condiciones ideales, es 2.000 vehículos de pasajeros por hora y por carril, sin tomar en cuenta la distribución del tráfico entre los carriles.

En las carreteras de dos carriles con dos sentidos, la operación de adelantamiento es ejecutada por los conductores invadiendo el carril utilizado por el tráfico que viene en sentido contrario. Los vehículos que se mueven lentamente originan espacios libres que pueden ser cubiertos por los vehículos que pasan; si estos espacios son de suficiente longitud, permiten también que los vehículos que circulan en sentido opuesto efectúen maniobras de adelantamiento. Durante condiciones de altos volúmenes, la operación oscila entre una circulación en que los vehículos forman colas con espacios libres entre ellos y una circulación en que algunos vehículos efectúan maniobras de adelantamiento cubriendo parcialmente los espacios libres. La capacidad de una carretera de dos carriles y dos sentidos de circulación, bajo condiciones ideales, es de 2.000 vehículos de pasajeros por hora en ambos sentidos, sin importar la distribución del tráfico.

En las carreteras de tres carriles, con dos sentidos de circulación, la operación es similar a la de las carreteras de dos carriles con dos sentidos de circulación, con la única diferencia de que el tercer carril sirve para efectuar las maniobras de adelantamiento para cualquiera de los dos sentidos, razón por la cual la capacidad por sentido de circulación, bajo condiciones ideales, se puede equiparar a la que se tendría por carril en una carretera de cuatro carriles con dos en cada sentido.

En consecuencia, la capacidad de una carretera de tres carriles y dos sentidos de circulación, bajo condiciones ideales, es de 4.000 vehículos de pasajeros por hora para ambos sentidos, independientemente de la distribución del tráfico.

TABLA V-8. CAPACIDAD BAJO CONDICIONES IDEALES EN CARRETERAS DE CIRCULACION CONTINUA

Tipo de carretera	Capacidad (vph)
De múltiples carriles	2.000 por carril
De dos carriles, dos sentidos	2.000 total en ambas direcciones
De tres carriles, dos sentidos	4.000 total en ambas direcciones

5.4.3. NIVELES DE SERVICIO. CONCEPTO AMPLIADO Y DEFINICIONES

Por la definición de capacidad quedó establecido que existe, para cada carretera, un número máximo de vehículos por hora que puede pasar por ella bajo las condiciones prevalecientes. Este número es, sin embargo, de poco valor práctico. Imagínese una carretera de diseño moderno, con

carriles anchos y curvas suaves, llevando uno o dos vehículos por hora. No existe prácticamente ninguna restricción en la elección de la velocidad que haga el conductor o en la libertad para maniobrar. El servicio suministrado por esta carretera a sus pocos usuarios es excesivamente alto. Conforme el número de vehículos que usa la carretera aumenta, resulta cada vez más probable que uno interfiera con el otro y que la elección de la velocidad y la libertad de maniobrar sean restringidas. Finalmente, todos los vehículos se interferirán. No habrá elección de la velocidad; todos, por necesidad, viajarán a la velocidad del más lento, con poco o ningún espacio disponible para maniobrar. Si ocurre algo inusitado, habrá una alta probabilidad de accidentes y trastorno en el manejo por las continuas paradas.

Esta es una capacidad posible, pero aun antes de ser alcanzada, la falta de comodidad al manejar, las demoras y el peligro habrán crecido tanto que el servicio a los usuarios tendrá que ser considerado inaceptable.

En términos de circulación o flujo de tráfico, el ejemplo anterior puede describirse de la siguiente manera:

- Si existen pocos vehículos en la vía y cada conductor puede escoger de una forma totalmente libre su velocidad, es decir, que pueden efectuarse adelantamientos a voluntad, se trata de un *flujo o circulación libre*.
- Si el conductor está influido en su conducción por el movimiento de otro vehículo, disponiendo, sin embargo, de cierta libertad en su movimiento, se dice que la circulación es *parcialmente libre* pudiendo ser el *flujo estable o inestable*.
- Si no existe ninguna posibilidad de adelantamiento, se dice que la circulación *o flujo es forzado*, presentándose la típica situación de circular en cola.

La circulación o flujo de tránsito puede describirse, entonces, considerando tres zonas: una de circulación libre, otra de circulación parcialmente libre (flujo estable o inestable), y una tercera de circulación forzada.

En un gráfico de velocidad-volumen, la relación velocidad-característica del flujo de tráfico puede representarse de la siguiente manera:

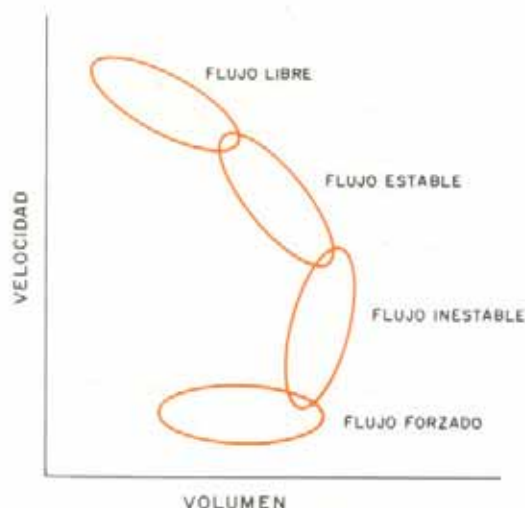


Fig. V-13. Relación velocidad-volumen-característica del flujo de tráfico.

En el Highway Capacity Manual, 1965, la clasificación de las operaciones de tráfico se indican por los niveles de servicio, designándolos con letras que van desde la A hasta la F.

En forma resumida, lo que distingue a los distintos niveles de servicio son las condiciones de flujo y características de operación que se describen en el cuadro de la página de enfrente.

5.4.4. NIVELES Y VOLUMENES DE SERVICIO PARA CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA

El usuario de una carretera, como individuo, tiene una idea limitada del volumen de tráfico que circula por ella, pero se da cuenta del efecto de un alto volumen en las posibilidades de transitar por la carretera a una velocidad razonable con comodidad, conveniencia, economía y seguridad. Por ello, como se indicó anteriormente, entre los elementos que deberían ser considerados en la evaluación de los niveles de servicio se deberían incluir la velocidad y el tiempo de recorrido, las interrupciones de circulación, la libertad para maniobrar, la seguridad, la comodidad en el manejo y la economía.

Teóricamente, todos estos factores deberían incorporarse en la evaluación de los niveles de servicio. Sin embargo, hasta el momento no existen suficientes datos para determinar el valor relativo de todos ellos, por lo que, después de cuidadosas consideraciones, el Highway Capacity Manual, 1965, escogió sólo dos factores para identificar los niveles de servicios.

Estos son:

- La velocidad de circulación.
- La relación volumen de demanda a capacidad o bien, volumen de servicio a capacidad, dependiendo del problema que se trate de resolver.

Cada nivel de servicio debe considerarse como un rango de condiciones de operación, limitado por los valores de velocidad de circulación y por las relaciones volumen-capacidad.

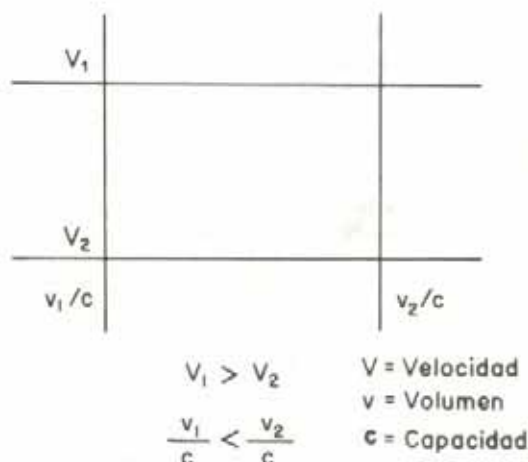


Fig. V-14. Rango de condiciones de operación para un determinado nivel de servicio.

CARACTERISTICAS DE OPERACION Y CONDICIONES DE FLUJO PARA LOS DISTINTOS NIVELES DE SERVICIO



NIVEL DE SERVICIO A - FLUJO LIBRE

Volúmenes de tránsito bajos y velocidades altas, densidad baja. No hay restricciones a las maniobras ocasionadas por la presencia de otros vehículos.



NIVEL DE SERVICIO D - FLUJO PROXIMO A INESTABLE

Velocidades de operación aún satisfactorias, pero afectadas considerablemente por los cambios en las condiciones de operación.



NIVEL DE SERVICIO B - FLUJO ESTABLE

Velocidades de operación que comienzan a restringirse por las condiciones del tránsito.



NIVEL DE SERVICIO E - FLUJO INESTABLE

Volúmenes de tráfico correspondientes a la capacidad. Pueden ocurrir paradas de corta duración.



NIVEL DE SERVICIO C - FLUJO ESTABLE

Las velocidades y posibilidades de maniobras están controladas por los altos volúmenes de tráfico.



NIVEL DE SERVICIO F - FLUJO FORZADO

Velocidades bajas y volúmenes inferiores a los de la capacidad, pudiendo producirse paradas. En casos extremos, tanto la velocidad como el volumen pueden descender a cero.

Si bien los valores de velocidad y de los volúmenes de servicio tienen por objeto determinar los límites de un nivel de servicio, se considera que éstos representan la velocidad más baja aceptable y el volumen más alto del rango de ese nivel de servicio.

Cuando las velocidades son altas y los volúmenes de servicio son más bajos que los valores dados, las condiciones de operación son mejores que las correspondientes a ese nivel de servicio.

En una corriente de tráfico, a medida que la densidad del tráfico se incrementa, la calidad del servicio baja y sólo por coincidencia se alcanzarán simultáneamente el límite inferior del rango de velocidades y el límite superior del rango volúmenes. Usualmente, uno de los límites gobernará en un caso particular. Una vez que se ha traspasado uno de los límites, el servicio caerá al nivel siguiente.

Las tablas V-9 y V-10, tomadas del Highway Capacity Manual, dan, para los distintos niveles de servicio, los volúmenes y velocidades de circulación en carreteras rurales de cuatro o más carriles sin control de accesos y en carreteras rurales de dos carriles, respectivamente.



Fig. V-15. Concepto general de los niveles de servicio.

TABLA V-9. NIVELES DE SERVICIO, VOLUMENES Y VELOCIDADES MAXIMAS DE CIRCULACION EN CARRETERAS RURALES DE CUATRO O MAS CARRILES, SIN CONTROL DE ACCESOS

Nivel de servicio	Condiciones de la circulación		Índice de servicio v/c			Volumen de servicio máximo en condiciones ideales, para velocidad promedio de 110 km/h		
	Condición del flujo	Velocidad de circulación km/h	Valores límites para velocidad promedio de 110 km/h	Valores límites para velocidad promedio de		2 carriles en cada dirección	3 carriles en cada dirección	Cada carril adicional
A	Flujo libre	≥ 100	$\leq 0,30$	a)	a)	1.200	1.800	600
B*	Flujo estable con velocidad elevada	≥ 85	$\leq 0,50$	$\leq 0,20$	a)	2.000	3.000	1.000
C	Flujo estable	≥ 70	$\leq 0,75$	$\leq 0,50$	$\leq 0,25$	3.000	4.500	1.500
D	Flujo casi inestable	≥ 55	$\leq 0,90$	$\leq 0,85$	$\leq 0,70$	3.600	5.400	1.800
E ^b	Flujo inestable	45	≤ 1	≤ 1	≤ 1	4.000	6.000	2.000
F	Flujo forzado	< 40	No es significativo			Muy variable (desde 0 hasta la capacidad)		

a) La velocidad de proyecto para este nivel no se puede alcanzar, ni siquiera con pequeños volúmenes de tráfico.

b) Corresponde a la capacidad.

* El límite inferior (velocidad más baja y mayor volumen) de este nivel de servicio ha sido relacionado con el volumen de servicio usado para el proyecto de carreteras rurales.

Fuente: Highway Capacity Manual, 1965.

TABLA V-10. NIVELES DE SERVICIO, VOLUMENES Y VELOCIDAD MÁXIMA DE CIRCULACIÓN EN CARRETERAS RURALES DE DOS CARRILES

Nivel de servicio	Condición de circulación		Distancia de visibilidad de paso > 450 m (%)	Índice de servicio v/c					Volumen de servicio máximo bajo condiciones ideales con velocidad promedio 110 km/h
	Condición del flujo	Velocidad de circulación máxima (km/h)		Valores límites básicos para una velocidad promedio de 110 km/h	Valores prácticos para una velocidad promedio de				
					100 (km/h)	80 (km/h)	70 (km/h)	65 (km/h)	
A	Flujo libre	≥ 100	100 80 60 40 20 0	≤ 0,20 0,18 0,15 0,12 0,08 0,04	— — — — — —	— — — — — —	— — — — — —	— — — — — —	400
B	Flujo estable (velocidad elevada)	≥ 80	100 80 60 40 20 0	≤ 0,45 0,42 0,38 0,34 0,30 0,24	≤ 0,40 0,35 0,30 0,24 0,18 0,12	— — — — — —	— — — — — —	— — — — — —	900
C	Flujo estable	≥ 65	100 80 60 40 20 0	≤ 0,70 0,68 0,65 0,62 0,59 0,54	≤ 0,66 0,61 0,56 0,51 0,45 0,38	≤ 0,56 0,53 0,47 0,38 0,28 0,18	≤ 0,51 0,46 0,41 0,32 0,22 0,12	— — — — — —	1.400
D	Flujo casi inestable	≥ 55	100 80 60 40 20 0	≤ 0,85 0,84 0,83 0,82 0,81 0,80	≤ 0,83 0,81 0,79 0,76 0,71 0,66	≤ 0,75 0,72 0,69 0,66 0,61 0,51	≤ 0,67 0,62 0,57 0,52 0,44 0,30	≤ 0,58 0,55 0,51 0,45 0,35 0,19	1.700
E	Flujo inestable	45	Sin adelantamiento		≤ 1,00				2.000
F	Flujo forzado	≤ 40	Sin adelantamiento		No significativo				Muy variable (desde 0 hasta la capacidad)

Fuente: Highway Capacity Manual, 1965.

TABLA V-11. EFECTO COMBINADO DEL ANCHO DE CARRIL Y DE LA DISTANCIA A OBSTACULOS LATERALES SOBRE LA CAPACIDAD Y LOS VOLUMENES DE SERVICIO EN CARRETERAS DE DOS CARRILES BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA

Distancia desde la orilla del carril al obstáculo (m)	Factores de ajuste ^a W_L y W_C por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales															
	Obstáculo en un solo lado ^b								Obstáculo en ambos lados ^b							
	Carriles en metros															
	3,65		3,35		3,05		2,75		3,65		3,35		3,05		2,75	
	Nivel		Nivel		Nivel		Nivel		Nivel		Nivel		Nivel		Nivel	
	B	E ^c	B	E ^c	B	E ^c	B	E ^c	B	E ^c	B	E ^c	B	E ^c	B	E ^c
1,80	1,00	1,00	0,86	0,88	0,77	0,81	0,70	0,76	1,00	1,00	0,86	0,88	0,77	0,81	0,70	0,76
1,20	0,96	0,97	0,83	0,85	0,74	0,79	0,68	0,74	0,92	0,94	0,79	0,83	0,71	0,76	0,65	0,71
0,60	0,91	0,93	0,78	0,81	0,70	0,75	0,64	0,70	0,81	0,85	0,70	0,75	0,63	0,69	0,57	0,65
0,00	0,85	0,88	0,73	0,77	0,66	0,71	0,60	0,66	0,70	0,76	0,60	0,67	0,54	0,62	0,49	0,58

^a Factores de ajuste, W_C para el nivel «E» (Capacidad) y W_L para el nivel «B» (apropiado para proyectar); interpolar para otros niveles.

^b Incluye el efecto del tránsito en sentido contrario.

^c Capacidad.

5.5. FACTORES QUE REDUCEN LOS VOLUMENES DE SERVICIO Y LA CAPACIDAD DE UNA VIA

Cuando las condiciones de circulación en una carretera son las ideales, el volumen de servicio y la velocidad a un nivel dado son máximos y, para cierto nivel de servicio (E), el volumen de servicio es igual a la capacidad.

A medida que las condiciones se alejan de las ideales, la capacidad de la carretera se reduce, e igual sucede con los volúmenes de servicio.

Como quiera que las condiciones de circulación ideales han sido definidas en relación a la carretera y al tráfico, variaciones en ellas acarrearán variaciones en los volúmenes de servicio y en la capacidad.

Los factores relativos a la vía que tienen influencia directa en los volúmenes de servicio son los elementos físicos propios del diseño geométrico, tales como el ancho de carril y de hombrillos, los obstáculos laterales, las características de los alineamientos horizontales y verticales y las pendientes.

A su vez, los factores relativos al tráfico que modifican los volúmenes de servicio son: la composición, distribución y variación del tráfico y los hábitos y deseos del conductor.

A continuación se trata la relación entre estos factores y la capacidad y volúmenes de servicio.

a. Los mismos valores de ajuste para la capacidad y niveles de servicio.

b. Su uso es apropiado sólo cuando el camino no dividido esté separado temporalmente en dos calzadas, por obstáculos tales como barreras centrales, elementos estructurales de pasos a desnivel, más cercanos de lo que estaría el tránsito opuesto.

c. N.A. = no aplicable; úsese el ajuste para obstáculos en el lado derecho.

TABLA V-12. EFECTO COMBINADO DEL ANCHO DE CARRIL Y DE LA DISTANCIA A OBSTACULOS LATERALES SOBRE LA CAPACIDAD Y LOS VOLUMENES DE SERVICIO EN CARRETERAS DE MULTIPLES CARRILES CON CIRCULACION CONTINUA

Distancia desde la orilla del carril al obstáculo (m)	Factor de ajuste ^a , W por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales											
	Obstáculos en el lado derecho. (Considerando que circula tránsito en sentido contrario, del lado izquierdo).						Obstáculos a ambos lados de un sentido de circulación ^{b,c}					
	Carriles en metros						Carriles en metros					
	3,65	3,35	3,05	2,75	3,65	3,35	3,05	2,75	3,65	3,35	3,05	2,75
Carretera no dividida de 4 carriles												
1,80	1,00	0,95	0,89	0,77	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
1,20	0,98	0,94	0,88	0,76	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
0,60	0,95	0,92	0,86	0,75	0,94	0,91	0,86	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
0,00	0,88	0,85	0,80	0,70	0,81	0,79	0,74	0,66	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
Carretera no dividida de 6 y 8 carriles												
1,80	1,00	0,95	0,89	0,77	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
1,20	0,99	0,94	0,88	0,76	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
0,60	0,97	0,93	0,86	0,75	0,96	0,92	0,85	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
0,00	0,94	0,90	0,83	0,72	0,91	0,87	0,81	0,70	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.

5.5.1. FACTORES RELATIVOS A LA VIA

El Highway Capacity Manual, 1965, en su Capítulo 5.º trata ampliamente de los factores relativos al propio camino que modifican la capacidad y los niveles de servicio máximos de una carretera. De dicho Capítulo se han sintetizado los siguientes puntos:

1. *Ancho del carril.* Los carriles de menos de 3,65 metros de ancho tienen menos capacidad, en condiciones de circulación continua, que los carriles de esa dimensión, que han sido aceptados como ideales.
2. *Hombrillos.* Los hombrillos son absolutamente indispensables si se quiere alcanzar la capacidad establecida para una vía. Para carriles con anchos menores de 3,65 m, los hombrillos de 1,20 m ó más incrementan el ancho efectivo de aquéllos en 0,30 m.
3. *Obstáculos laterales.* Los obstáculos laterales, tales como muros, postes, árboles, señales, estribos de puentes y vehículos estacionados que se encuentran a menos de 1,80 m de la orilla de un carril, reducen el ancho efectivo de ese carril.

Dado que en la práctica el ancho de carril y la distancia a los obstáculos laterales producen el mismo efecto, puede considerarse el efecto combinado de ellos. A tal fin, las tablas V-11 y V-12 dan los factores de reducción combinados, para carreteras de dos carriles y de múltiples carriles, bajo condiciones de circulación continua.

4. *Alineamientos.* Las características del trazado de una carretera, curvatura y longitud de los alineamientos rectos, afectan en gran medida a la capacidad y al volumen de servicio de la misma. Aunque la velocidad de proyecto es el módulo a través del cual se diseñan los alineamientos, por sí sola no constituye una indicación suficiente para determinar los niveles de servicio.

Al diseñar una carretera, la velocidad de proyecto permite dimensionar individualmente cada curva, pero no toma en cuenta la frecuencia con que aparecen éstas ni la longitud de las tangentes entre ellas, a pesar de que estos factores tienen una influencia pronunciada en la velocidad de circulación. Es por ello que el Highway Capacity Manual, 1965, al relacionar los niveles de servicio con los alineamientos ha hecho representativa de éstos a la *velocidad promedio* de la carretera y a las restricciones en las distancias de visibilidad de paso y de frenado, definiendo la velocidad promedio como el valor ponderado de las velocidades de proyecto en un tramo de carretera en el cual hay secciones con distinta velocidad de proyecto.

El efecto de las características de los alineamientos sobre la capacidad y los volúmenes de servicio se expresa entonces en términos de la velocidad promedio de la carretera y del porcentaje de la misma que tiene una visibilidad de paso de más de 450 m (ver Tablas V-9 y V-10).

5. *Pendientes.* Las pendientes afectan a los volúmenes de servicio de la siguiente manera:

- Reduciendo la distancia de visibilidad de paso en las carreteras de dos carriles.
- Reduciendo o aumentando las distancias de frenado en pendientes de subida o bajada, respectivamente, lo cual ocasiona espaciamientos más largos entre los vehículos que bajan.
- Reduciendo la velocidad de los vehículos pesados en las pendientes de subida.

El conocimiento del efecto de una pendiente particular en la velocidad de los vehículos pesados (camiones y autobuses) no es suficiente por sí solo para determinar su influencia sobre la capacidad y los niveles de servicio. Para ello es necesario conocer también el efecto que tienen dichos vehículos en el volumen, tal como se explica a continuación.

5.5.2. FACTORES RELATIVOS AL TRAFICO

Como se dijo anteriormente, los factores relativos al tráfico que afectan a la capacidad y a los volúmenes de servicio de una carretera son: la composición, distribución y variaciones del tráfico y los hábitos y deseos de los conductores. De éstos, la composición del tráfico (presencia de camiones y autobuses en la corriente de tráfico) determina factores precisos, en tanto que los otros no se aplican a las carreteras rurales.

1. *Camiones.* Los camiones reducen la capacidad de un camino en términos del total de vehículos que circula por hora. Cada camión desplaza a varios vehículos ligeros en la circulación. A este número de vehículos se le llama *número de vehículos ligeros equivalentes*.

En pendientes ascendentes, el número de vehículos ligeros equivalentes varía ampliamente, dependiendo de lo pronunciado de la pendiente y de su longitud, así como del número de carriles⁴¹⁻⁴².

En caminos de dos carriles, el número de vehículos ligeros equivalentes puede determinarse obteniendo las velocidades y espaciamiento de los vehículos para diversos volúmenes de tráfico en carreteras con diversas pendientes.

En la figura V-16 se indican las relaciones correspondientes entre las pendientes, sus longitudes y la velocidad para vehículos pesados de 2 y 3 ejes, cuyas relaciones peso/potencia son 90, 120 y 180 kg/HP.

La figura V-17 muestra la forma como varía la equivalencia en vehículos ligeros con la variación de la velocidad media de los camiones, cuando éstos circulan en cualquier pendiente de una carretera de dos carriles.

A partir de las dos figuras anteriores, se han obtenido los valores de vehículos ligeros equivalentes por camión que se muestran en la tabla V-13.

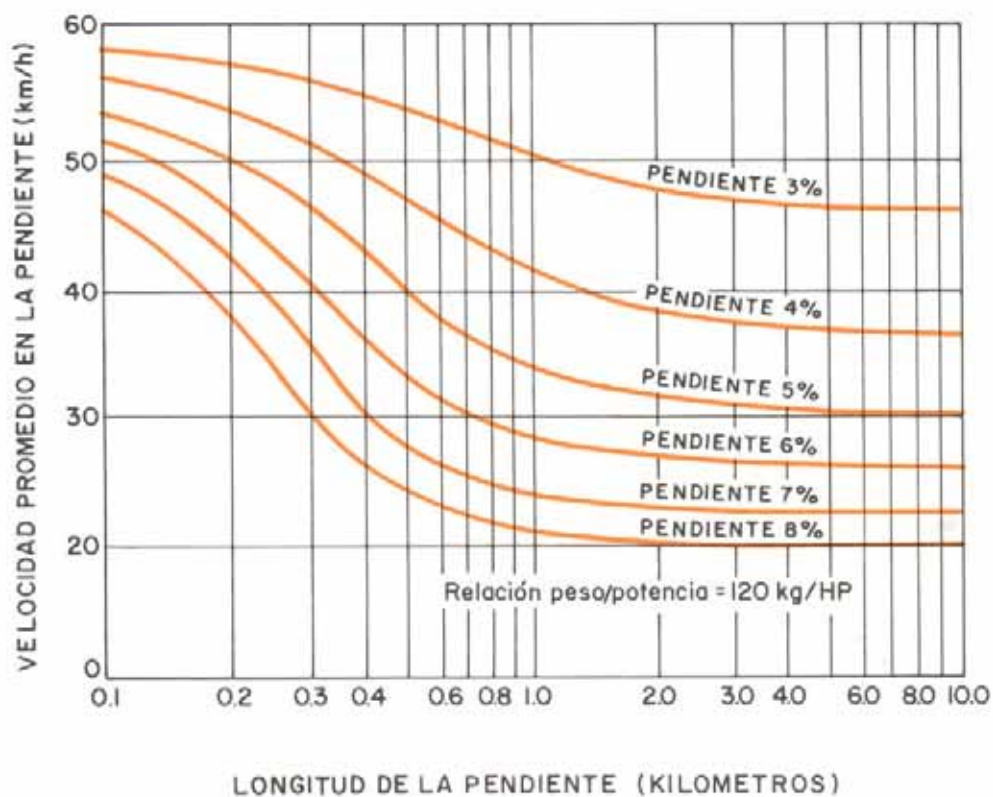
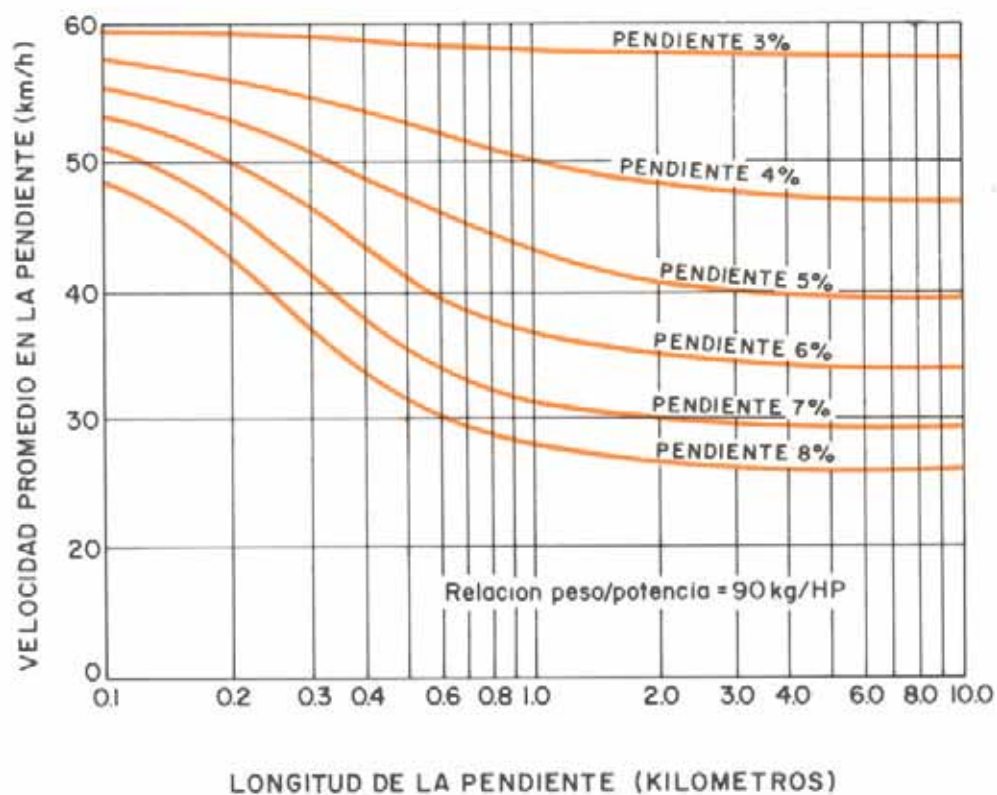


Fig. V-16. Velocidad promedio de los vehículos pesados en diferentes pendientes.

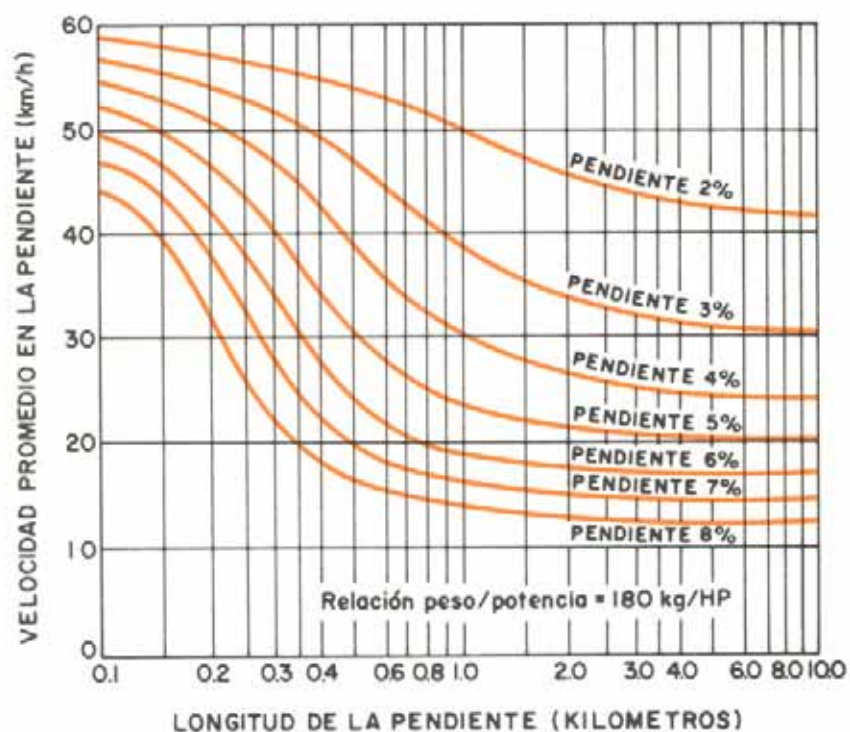


Fig. V-16. (Cont.)

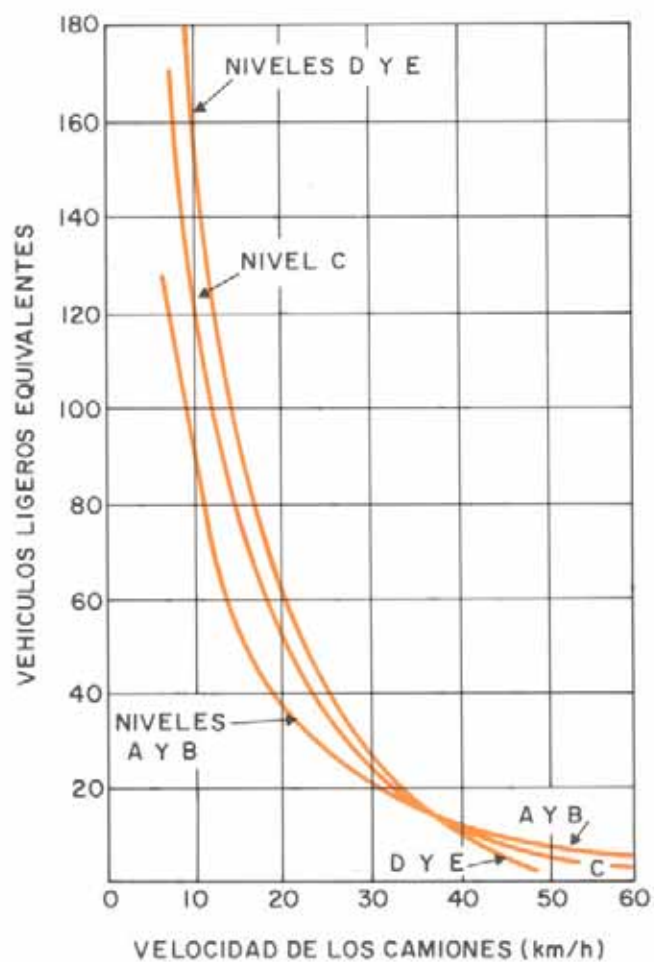


Fig. V-17. Vehículos ligeros equivalentes por camión, para diferentes velocidades medias de los camiones en carreteras de dos carriles.

TABLA V-13. VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES POR CAMION, EN FUNCION DE LA PENDIENTE, SU LONGITUD Y LA RELACION PESO/POTENCIA, PARA DISTINTOS NIVELES DE SERVICIO

Pendiente (%)	Longitud de la pendiente (km)	Vehiculos ligeros equivalentes (Para todos los porcentajes de camiones)								
		Peso potencia = 90 kg/HP			Peso potencia = 120 kg/HP			Peso potencia = 180 kg/HP		
		Nivel de servicio A y B	Nivel de servicio C	Nivel de servicio D y E	Nivel de servicio A y B	Nivel de servicio C	Nivel de servicio D y E	Nivel de servicio A y B	Nivel de servicio C	Nivel de servicio D y E
0-1	Todos	2	2	2	2	2	2	2	2	2
1-2	Todos	2	2	2	2	2	2			
2	0.400							6	4	2
	0.800							6	5	2
	1.200							8	7	2
	1.600							8	8	4
	2.400							9	9	6
	3.200							10	10	7
	4.800							11	11	8
	6.400							11	11	8
3	0.400	4	2	2	5	4	2	7	7	2
	0.800	4	2	2	6	5	2	11	11	8
	1.200	4	2	2	7	6	2	14	14	13
	1.600	5	3	2	8	7	3	16	16	15
	2.400	5	3	2	9	8	4	17	21	21
	3.200	5	3	2	10	9	5	18	22	22
	4.800	5	3	2	10	9	5	19	24	24
	6.400	5	3	2	10	9	5	19	24	24
4	0.400	6	4	2	7	6	2	11	11	8
	0.800	7	6	2	10	10	7	18	22	22
	1.200	7	7	2	12	12	10	22	28	29
	1.600	7	7	2	13	13	12	24	31	34
	2.400	8	8	3	14	14	14	25	34	37
	3.200	8	8	4	15	15	15	26	35	39
	4.800	8	8	5	16	16	16	27	36	40
	6.400	8	8	5	16	16	16	27	36	40
5	0.400	7	7	2	10	10	7	16	19	19
	0.800	10	10	7	15	17	17	26	35	39
	1.200	11	11	9	17	20	20	30	41	46
	1.600	12	12	10	18	23	23	32	45	50
	2.400	13	13	11	19	25	25	34	47	54
	3.200	13	13	12	20	26	26	34	47	54
	4.800	14	14	12	20	26	27	35	48	55
	6.400	14	14	12	20	26	28	35	48	55
6	0.400	10	10	7	15	17	16	24	31	34
	0.800	14	14	13	21	27	29	34	47	54
	1.200	15	16	15	23	30	32	39	54	64
	1.600	16	17	17	24	32	34	41	58	67
	2.400	17	18	18	25	34	36	44	60	72
	3.200	17	19	19	26	35	37	45	61	73
	4.800	18	20	21	26	35	38	46	62	74
	6.400	18	21	22	26	35	38	46	62	74
7	0.400	14	14	14	20	25	27	31	44	49
	0.800	18	23	23	27	38	42	44	61	74
	1.200	19	25	26	29	40	45	47	65	79
	1.600	20	26	27	30	42	47	49	68	83
	2.400	21	27	28	31	43	48	51	70	86
	3.200	22	28	29	32	44	49	51	71	87
	4.800	22	28	30	32	45	50	52	72	88
	6.400	22	28	30	32	45	50	52	72	88
8	0.400	18	22	22	25	34	37	41	58	67
	0.800	22	29	31	33	45	51	52	72	88
	1.200	24	32	34	35	49	55	57	77	97
	1.600	25	33	35	36	50	57	59	80	100
	2.400	25	34	36	37	51	58	61	84	104
	3.200	26	35	37	38	52	59	61	84	105
	4.800	26	35	38	38	52	60	62	85	106
	6.400	26	35	38	38	52	60	62	85	106

Cualquier volumen de tránsito mixto (vehículos pesados y livianos) puede convertirse a vehículos ligeros equivalentes, multiplicándolo por el factor de ajuste de camiones

$$\frac{100}{100 - P_T + E_T \cdot P_T}$$

en donde

P_T = porcentaje de camiones, y

E_T = vehículos ligeros equivalentes a un camión.

En carreteras de varios carriles, el efecto de los camiones en la capacidad presenta incertidumbres, debido a que actualmente todavía no está definido el efecto que produce la distribución del tránsito por carril.

2. *Autobuses.* Los autobuses afectan a la capacidad y a los volúmenes de servicio de manera semejante a los camiones, pero en menor grado. En la práctica, rara vez se toma en cuenta el efecto de los autobuses; sin embargo, es necesario considerarlo cuando el volumen de autobuses es importante o se encuentran fuertes pendientes.

El factor de ajuste para convertir un tráfico mixto a vehículos ligeros se obtiene con una expresión similar a la usada en el caso de los camiones

$$\frac{100}{100 - P_B + E_B \cdot P_B}$$

en donde

P_B = porcentaje de autobuses en la corriente de tráfico y
 E_B = número de vehículos ligeros equivalentes por autobús.

En la práctica se tienen equivalencias de vehículos ligeros y factores de ajuste diferentes según se consideren tramos largos de carreteras o subtramos y pendientes específicas.

Para carreteras de dos carriles, la tabla V-14 da las equivalencias de vehículos ligeros por camión, aplicables a tramos largos, para distintas condiciones de terreno y diversos niveles de servicio. En este cuadro se incluyen también las equivalencias de vehículos ligeros por autobús, las cuales se usan únicamente cuando el porcentaje de ellos en la corriente de tráfico es elevado.

Basándose en estas equivalencias, la tabla V-15 permite obtener los factores de ajuste utilizables cuando se trata de tramos largos de carretera.

Sin embargo, cuando el número de autobuses en la vía es elevado, la tabla V-15 no es apropiada, debiéndose utilizar entonces la V-18 conjuntamente con los valores de equivalencia para autobuses dados en la V-14. Así se obtiene un factor de ajuste separado.

Para el análisis de subtramos o pendientes específicas, el procedimiento es más refinado.

En este caso, las tablas V-16 y V-17 dan, respectivamente, las equivalencias de vehículos ligeros por camiones y autobuses, para carreteras de dos carriles.

TABLA V-14. VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES POR CAMION Y POR AUTOBUS EN TRAMOS LARGOS DE CARRETERAS DE DOS CARRILES

Equivalente	Nivel de servicio	Equivalente, para:		
		Terreno plano	Terreno ondulado	Terreno montañoso
E_T , para camiones	A	3	4	7
	B y C	2,5	5	10
	D y E	2	5	12
E_B , para autobuses*	Todos los Niveles	2	4	6

* En la mayoría de los problemas no es requisito hacer consideraciones por separado; aplíquese únicamente cuando el volumen de autobuses sea significativo.

TABLA V-15. FACTORES DE AJUSTE POR CAMIONES^b EN TRAMOS LARGOS DE CARRETERAS DE DOS CARRILES

Porcentaje de camiones, P_T	Factores de ajuste para camiones, T											
	Terreno plano			Terreno ondulado			Terreno montañoso					
	NIVEL DE SERVICIO											
	A	ByC	DyE ^c	A	ByC	DyE ^c	A	ByC	DyE ^c	A	ByC	DyE ^c
1	0,98	0,99	0,99	0,97	0,96	0,96	0,94	0,92	0,90			
2	0,96	0,97	0,98	0,94	0,93	0,93	0,89	0,85	0,82			
3	0,94	0,96	0,97	0,92	0,89	0,89	0,85	0,79	0,75			
4	0,93	0,95	0,96	0,89	0,86	0,86	0,81	0,74	0,69			
5	0,91	0,93	0,95	0,87	0,83	0,83	0,77	0,69	0,65			
6	0,89	0,92	0,94	0,85	0,81	0,81	0,74	0,65	0,60			
7	0,88	0,91	0,93	0,83	0,78	0,78	0,70	0,61	0,57			
8	0,86	0,90	0,93	0,81	0,76	0,76	0,68	0,58	0,53			
9	0,85	0,89	0,92	0,79	0,74	0,74	0,65	0,55	0,50			
10	0,83	0,87	0,91	0,77	0,71	0,71	0,63	0,53	0,48			
12	0,81	0,85	0,89	0,74	0,68	0,68	0,58	0,48	0,43			
14	0,78	0,83	0,88	0,70	0,64	0,64	0,54	0,44	0,39			
16	0,76	0,81	0,86	0,68	0,61	0,61	0,51	0,41	0,36			
18	0,74	0,80	0,85	0,65	0,58	0,58	0,48	0,38	0,34			
20	0,71	0,77	0,83	0,63	0,56	0,56	0,45	0,36	0,31			

^b No se aplica a autobuses cuando éstos son considerados por separado.

^c Capacidad.

TABLA V-16. VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES POR CAMION EN SUBTRAMOS O PENDIENTES ESPECIFICAS DE CARRETERAS DE DOS CARRILES

Pendiente (%)	Longitud del tramo (km)	E_T = Factor de equivalencia de camiones		
		Niveles de servicio A y B	Nivel de servicio C	Niveles de servicio D y E
0-2	Cualquiera	2	2	2
3	0,4	5	3	2
	0,8	10	10	7
	1,2	14	16	14
	1,6	17	21	20
	2,4	19	25	26
	3,2	21	27	29
	4,8	22	29	31
	6,4	23	31	32
4	0,4	7	6	3
	0,8	16	20	20
	1,2	22	30	32
	1,6	26	35	39
	2,4	28	39	44
	3,2	30	42	47
	4,8	31	44	50
	6,4	32	46	52
5	0,4	10	10	7
	0,8	24	33	37
	1,2	29	42	47
	1,6	33	47	54
	2,4	35	51	59
	3,2	37	54	63
	4,8	39	56	66
	6,4	40	57	68
6	0,4	14	17	16
	0,8	33	47	54
	1,2	39	56	65
	1,6	41	59	70
	2,4	44	62	75
	3,2	46	65	80
	4,8	48	68	84
	6,4	50	71	87
7	0,4	24	32	35
	0,8	44	63	75
	1,2	50	71	84
	1,6	53	74	90
	2,4	56	79	95
	3,2	58	82	100
	4,8	60	85	104
	6,4	62	87	108

TABLA V-17. VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES POR AUTOBUS EN SUBTRAMOS O PENDIENTES ESPECIFICAS DE CARRETERAS DE DOS CARRILES

Pendiente ^a (%)	Equivalencia en vehículos ligeros ^b , E_B		
	Niveles de servicio A y B	Nivel de servicio C	Niveles de servicio D y E (capacidad)
0-4	2	2	2
5 ^c	4	3	2
6 ^c	7	6	4
7 ^c	12	12	10

^a Todas las longitudes.

^b Para todos los porcentajes de autobuses.

^c Sólo cuando la longitud de las pendientes sea mayor de 800 m.

A su vez, los factores de ajuste se obtienen de la tabla V-18, donde se ha tomado en cuenta tanto los vehículos ligeros equivalentes como el porcentaje de camiones en la corriente de tráfico.

Cuando se trata de carreteras de múltiples carriles, la tabla V-19 presenta valores medios de la equivalencia de vehículos ligeros por camión en tramos largos, para varias condiciones de terreno y para todos los niveles de servicio, excepto el nivel A, para el cual no son aplicables los valores medios. En la misma se dan también las equivalencias aproximadas para autobuses, a utilizar en aquellos casos donde su volumen es importante.

TABLA V-19. VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES POR CAMION Y POR AUTOBUS EN TRAMOS LARGOS DE CARRETERAS DE MULTIPLES CARRILES

Nivel de servicio	Equivalente, para:		
	Terreno plano	Terreno ondulado	Terreno montañoso
A	Muy variable; a este nivel uno o más camiones tienen prácticamente la misma influencia sobre el volumen de servicio. Para el análisis, úsense las equivalencias indicadas para los niveles B hasta E.		
E_T Para camiones	2	4	8
B hasta E			
E_B Para autobuses*	1,6	3	5

* En la mayoría de los análisis no se consideran por separado; aplíquese únicamente cuando el volumen de autobuses sea importante.

Para el análisis de pendientes específicas sostenidas en carreteras de múltiples carriles, en la tabla V-20 se indican las equivalencias de vehículos ligeros.

TABLA V-18. FACTORES DE AJUSTE POR CAMIONES Y AUTOBUSES EN CARRETERAS DE DOS CARRILES.

Vehículos ligeros equiva- lentes E_T ó E_B^c	Factor de ajuste ^a por camiones T_C ó T_L (B_C ó B_L por autobuses ^b)																						
	Porcentaje de camiones. P_T (ó de autobuses. P_B) de:																						
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	18	20	25	30	35	40	45	50	55	60
2	0,99	0,98	0,97	0,96	0,95	0,94	0,93	0,93	0,92	0,91	0,89	0,88	0,86	0,85	0,83	0,80	0,77	0,74	0,71	0,69	0,67	0,65	0,63
3	0,98	0,96	0,94	0,93	0,91	0,89	0,88	0,86	0,85	0,83	0,81	0,78	0,76	0,74	0,71	0,67	0,63	0,59	0,56	0,53	0,50	0,48	0,45
4	0,97	0,94	0,92	0,89	0,87	0,85	0,83	0,81	0,79	0,77	0,74	0,70	0,68	0,65	0,63	0,57	0,53	0,49	0,45	0,43	0,40	0,38	0,36
5	0,96	0,93	0,89	0,86	0,83	0,81	0,78	0,76	0,74	0,71	0,68	0,64	0,61	0,58	0,56	0,50	0,45	0,42	0,38	0,36	0,33	0,31	0,29
6	0,95	0,91	0,87	0,83	0,80	0,77	0,74	0,71	0,69	0,67	0,63	0,59	0,56	0,53	0,50	0,44	0,40	0,36	0,33	0,31	0,29	0,27	0,25
7	0,94	0,89	0,85	0,81	0,77	0,74	0,70	0,68	0,65	0,63	0,58	0,54	0,51	0,48	0,45	0,40	0,36	0,32	0,29	0,27	0,25	0,23	0,22
8	0,93	0,88	0,83	0,78	0,74	0,70	0,67	0,64	0,61	0,59	0,54	0,51	0,47	0,44	0,42	0,36	0,32	0,29	0,26	0,24	0,22	0,21	0,19
9	0,93	0,86	0,81	0,76	0,71	0,68	0,64	0,61	0,58	0,56	0,51	0,47	0,44	0,41	0,38	0,33	0,29	0,26	0,24	0,22	0,20	0,19	0,17
10	0,92	0,85	0,79	0,74	0,69	0,65	0,61	0,58	0,55	0,53	0,48	0,44	0,41	0,38	0,36	0,31	0,27	0,24	0,22	0,20	0,18	0,17	0,16
11	0,91	0,83	0,77	0,71	0,67	0,63	0,59	0,56	0,53	0,50	0,45	0,42	0,38	0,36	0,33	0,29	0,25	0,22	0,20	0,18	0,17	0,15	0,14
12	0,90	0,82	0,75	0,69	0,65	0,60	0,57	0,53	0,50	0,48	0,43	0,39	0,36	0,34	0,31	0,27	0,23	0,21	0,19	0,17	0,15	0,14	0,13
13	0,89	0,81	0,74	0,68	0,63	0,58	0,54	0,51	0,48	0,45	0,41	0,37	0,34	0,32	0,29	0,25	0,22	0,19	0,17	0,16	0,14	0,13	0,12
14	0,88	0,79	0,72	0,66	0,61	0,56	0,52	0,49	0,46	0,43	0,39	0,35	0,32	0,30	0,28	0,24	0,20	0,18	0,16	0,15	0,13	0,12	0,11
15	0,88	0,78	0,70	0,64	0,59	0,54	0,51	0,47	0,44	0,42	0,37	0,34	0,31	0,28	0,26	0,22	0,19	0,17	0,15	0,14	0,13	0,11	0,11
16	0,87	0,77	0,69	0,63	0,57	0,53	0,49	0,45	0,43	0,40	0,36	0,32	0,29	0,27	0,25	0,21	0,18	0,16	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10
17	0,86	0,76	0,68	0,61	0,56	0,51	0,47	0,44	0,41	0,38	0,34	0,31	0,28	0,26	0,24	0,20	0,17	0,15	0,14	0,12	0,11	0,10	0,09
18	0,85	0,75	0,66	0,60	0,54	0,49	0,46	0,42	0,40	0,37	0,33	0,30	0,27	0,25	0,23	0,19	0,16	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10	0,09
19	0,85	0,74	0,65	0,58	0,53	0,48	0,44	0,41	0,38	0,36	0,32	0,28	0,26	0,24	0,22	0,18	0,16	0,14	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08
20	0,84	0,72	0,64	0,57	0,51	0,47	0,42	0,40	0,37	0,34	0,30	0,27	0,25	0,23	0,21	0,17	0,15	0,13	0,12	0,10	0,10	0,09	0,08
22	0,83	0,70	0,61	0,54	0,49	0,44	0,40	0,37	0,35	0,32	0,28	0,25	0,23	0,21	0,19	0,16	0,14	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	0,07
24	0,81	0,68	0,59	0,52	0,47	0,42	0,38	0,35	0,33	0,30	0,27	0,24	0,21	0,19	0,18	0,15	0,13	0,11	0,10	0,09	0,08	0,07	0,07
26	0,80	0,67	0,57	0,50	0,44	0,40	0,36	0,33	0,31	0,29	0,25	0,22	0,20	0,18	0,17	0,14	0,12	0,10	0,09	0,08	0,07	0,07	0,06
28	0,79	0,65	0,55	0,48	0,43	0,38	0,35	0,32	0,29	0,27	0,24	0,21	0,19	0,17	0,16	0,13	0,11	0,10	0,08	0,07	0,07	0,06	0,06
30	0,78	0,63	0,53	0,46	0,41	0,36	0,33	0,30	0,28	0,26	0,22	0,20	0,18	0,16	0,15	0,12	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,06	0,05
35	0,75	0,60	0,49	0,42	0,37	0,33	0,30	0,27	0,25	0,23	0,20	0,17	0,16	0,14	0,13	0,11	0,09	0,08	0,07	0,06	0,06	0,05	0,05
40	0,72	0,56	0,46	0,39	0,34	0,30	0,27	0,24	0,22	0,20	0,18	0,15	0,14	0,12	0,11	0,09	0,08	0,07	0,06	0,05	0,05	0,04	0,04
45	0,69	0,53	0,43	0,36	0,31	0,27	0,25	0,22	0,20	0,19	0,16	0,14	0,12	0,11	0,10	0,08	0,07	0,06	0,05	0,05	0,04	0,04	0,04
50	0,67	0,51	0,40	0,34	0,29	0,25	0,23	0,20	0,18	0,17	0,15	0,13	0,11	0,10	0,09	0,08	0,06	0,06	0,05	0,04	0,04	0,04	0,03
55	0,65	0,48	0,38	0,32	0,27	0,24	0,21	0,19	0,17	0,16	0,13	0,12	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,05	0,04	0,04	0,04	0,03	0,03
60	0,63	0,46	0,36	0,30	0,25	0,22	0,19	0,17	0,16	0,15	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	0,06	0,05	0,05	0,04	0,04	0,03	0,03	0,03
65	0,61	0,44	0,34	0,28	0,24	0,21	0,18	0,16	0,15	0,14	0,12	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,05	0,04	0,04	0,03	0,03	0,03	0,03
70	0,59	0,42	0,33	0,27	0,22	0,19	0,17	0,15	0,14	0,13	0,11	0,09	0,08	0,07	0,07	0,05	0,05	0,04	0,03	0,03	0,03	0,03	0,02
75	0,57	0,40	0,31	0,25	0,21	0,18	0,16	0,14	0,13	0,12	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,05	0,04	0,04	0,03	0,03	0,03	0,03	0,02
80	0,56	0,39	0,30	0,24	0,20	0,17	0,15	0,14	0,12	0,11	0,10	0,08	0,07	0,07	0,06	0,05	0,04	0,03	0,03	0,03	0,02	0,02	0,02
90	0,53	0,36	0,27	0,22	0,18	0,16	0,14	0,12	0,11	0,10	0,09	0,07	0,07	0,06	0,05	0,04	0,04	0,03	0,03	0,02	0,02	0,02	0,02
100	0,50	0,34	0,25	0,20	0,17	0,14	0,13	0,11	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,06	0,05	0,04	0,03	0,03	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02

^a Calculados con la fórmula $100/(100 - P_T + E_T P_T)$, o bien $100/(100 - P_B + E_B P_B)$. Aplíquese esta fórmula para otros porcentajes.

^b Cuando la proporción de autobuses sea importante, úsese una equivalencia para camiones y otra para autobuses obteniendo factores de ajuste independientes.

^c De las Tablas V-16 ó V-17.

TABLA V-20. VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES POR CAMION EN SUBTRAMOS O PENDIENTES ESPECIFICAS DE CARRETERAS DE MULTIPLES CARRILES

Pendiente %	Longitud del tramo (km)	E_T = Factor de equivalencia									
		Niveles de servicio A a C para distintos porcentajes de camiones					Niveles D y E para distintos porcentajes de camiones				
		3 %	5 %	10 %	15 %	20 %	3 %	5 %	10 %	15 %	20 %
0-1	Cualquiera	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
2	0,4-0,8	5	4	4	3	3	5	4	4	3	3
	1,2-1,6	7	5	5	4	4	7	5	5	4	4
	2,4-3,2	7	6	6	6	6	7	6	6	6	6
	4,8-6,4	7	7	8	8	8	7	7	8	8	8
3	0,4	10	8	5	4	3	10	8	5	4	3
	0,8	10	8	5	4	4	10	8	5	4	4
	1,2	10	8	6	5	5	10	8	5	4	5
	1,6	10	8	6	5	6	10	8	6	5	6
	2,4	10	9	7	7	7	10	9	7	7	7
	3,2	10	9	8	8	8	10	9	8	8	8
	4,8	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
	6,4	10	10	11	11	11	10	10	11	11	11
4	0,4	12	9	5	4	3	13	9	5	4	3
	0,8	12	9	5	5	5	13	9	5	5	5
	1,2	12	9	7	7	7	13	9	7	7	7
	1,6	12	10	8	8	8	13	10	8	8	8
	2,4	12	11	10	10	10	13	11	10	10	10
	3,2	12	11	11	11	11	13	12	11	11	11
	4,8	12	12	13	13	13	13	13	14	14	14
	6,4	12	13	15	15	14	13	14	16	16	15
5	0,4	13	10	6	4	3	14	10	6	4	3
	0,8	13	11	7	7	7	14	11	7	7	7
	1,2	13	11	9	8	8	14	11	9	8	8
	1,6	13	12	10	10	10	14	13	10	10	10
	2,4	13	13	12	12	12	14	14	13	13	13
	3,2	13	14	13	14	14	14	15	15	15	15
	4,8	13	15	16	16	15	14	17	17	17	17
	6,4	15	17	19	19	17	16	19	22	21	19
6	0,4	14	10	6	4	3	15	10	6	4	3
	0,8	14	11	8	8	8	15	11	8	8	8
	1,2	14	12	10	10	10	15	12	10	10	10
	1,6	14	13	12	12	11	15	14	13	13	11
	2,4	14	14	14	14	13	15	16	15	15	14
	3,2	14	15	16	16	15	15	18	18	18	16
	4,8	14	16	18	18	17	15	20	20	20	19
	6,4	19	19	20	20	20	20	23	23	23	23

Fuente: Highway Capacity Manual, 1965.

La tabla V-21 presenta, a su vez, las equivalencias de vehículos ligeros, cuando los volúmenes de autobuses son fuertes y las pendientes son largas y pronunciadas.

TABLA V-21.

Pendiente (%)	Equivalencia en vehículos ligeros ^a , E_B	
	Niveles de servicio A, B y C	Niveles de servicio D y E
0-4 ^b	1,6	1,6
5 ^c	4	2
6 ^c	7	4
7 ^c	12	10

^a Para todos los porcentajes de autobuses.

^b Todas las longitudes.

^c Sólo cuando la longitud de las pendientes sea mayor de 800 m.

Como en el caso de las carreteras de dos carriles, en las aplicaciones prácticas las equivalencias de las tablas anteriores no se usan directamente, sino que son empleadas para elegir el factor de ajuste, el cual se obtiene de las tablas V-22 ó V-23, según se trate de tramos largos o de subtramos y pendientes específicas de la carretera.

TABLA V-22. FACTORES DE AJUSTE POR CAMIONES^b EN TRAMOS LARGOS DE CARRETERAS DE MÚLTIPLES CARRILES

Porcentaje de camiones, P_T	Factor, T , para todos los niveles de servicio		
	Terreno plano	Terreno ondulado	Terreno montañoso
1	0,99	0,97	0,93
2	0,98	0,94	0,88
3	0,97	0,92	0,83
4	0,96	0,89	0,78
5	0,95	0,87	0,74
6	0,94	0,85	0,70
7	0,93	0,83	0,67
8	0,93	0,81	0,64
9	0,92	0,79	0,61
10	0,91	0,77	0,59
12	0,89	0,74	0,54
14	0,88	0,70	0,51
16	0,86	0,68	0,47
18	0,85	0,65	0,44
20	0,83	0,63	0,42

^b No se aplica a autobuses cuando éstos son considerados por separado.

TABLA V-23. FACTORES DE AJUSTE POR CAMIONES Y AUTOBUSES EN SUBTRAMOS O PENDIENTES ESPECÍFICAS DE CARRETERAS DE MÚLTIPLES CARRILES

Equivalencia en vehículos ligeros E_T ó E_B^s	Factor de ajuste ^a por camiones, T_C o T_L (o por autobuses ^b , B_C o B_L)															
	Porcentaje de camiones, P_T (o de autobuses, P_B)															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	18	20	
2	0,99	0,98	0,97	0,96	0,95	0,94	0,93	0,93	0,92	0,91	0,89	0,88	0,86	0,85	0,83	
3	0,98	0,96	0,94	0,93	0,91	0,89	0,88	0,86	0,85	0,83	0,81	0,78	0,76	0,74	0,71	
4	0,97	0,94	0,92	0,89	0,87	0,85	0,83	0,81	0,79	0,77	0,74	0,70	0,68	0,65	0,63	
5	0,96	0,93	0,89	0,86	0,83	0,81	0,78	0,76	0,74	0,71	0,68	0,64	0,61	0,58	0,56	
6	0,95	0,91	0,87	0,83	0,80	0,77	0,74	0,71	0,69	0,67	0,63	0,59	0,56	0,53	0,50	
7	0,94	0,89	0,85	0,81	0,77	0,74	0,70	0,68	0,65	0,63	0,58	0,54	0,51	0,48	0,45	
8	0,93	0,88	0,83	0,78	0,74	0,70	0,67	0,64	0,61	0,59	0,54	0,51	0,47	0,44	0,42	
9	0,93	0,86	0,81	0,76	0,71	0,68	0,64	0,61	0,58	0,56	0,51	0,47	0,44	0,41	0,38	
10	0,92	0,85	0,79	0,74	0,69	0,65	0,61	0,58	0,55	0,53	0,48	0,44	0,41	0,38	0,36	
11	0,91	0,83	0,77	0,71	0,67	0,63	0,59	0,56	0,53	0,50	0,45	0,42	0,38	0,36	0,33	
12	0,90	0,82	0,75	0,69	0,65	0,60	0,57	0,53	0,50	0,48	0,43	0,39	0,36	0,34	0,31	
13	0,89	0,81	0,74	0,68	0,63	0,58	0,54	0,51	0,48	0,45	0,41	0,37	0,34	0,32	0,29	
14	0,88	0,79	0,72	0,66	0,61	0,56	0,52	0,49	0,46	0,43	0,39	0,35	0,32	0,30	0,28	
15	0,88	0,78	0,70	0,64	0,59	0,54	0,51	0,47	0,44	0,42	0,37	0,34	0,31	0,28	0,26	
16	0,87	0,77	0,69	0,63	0,57	0,53	0,49	0,45	0,43	0,40	0,36	0,32	0,29	0,27	0,25	
17	0,86	0,76	0,68	0,61	0,56	0,51	0,47	0,44	0,41	0,38	0,34	0,31	0,28	0,26	0,24	
18	0,85	0,75	0,66	0,60	0,54	0,49	0,46	0,42	0,40	0,37	0,33	0,30	0,27	0,25	0,23	
19	0,85	0,74	0,65	0,58	0,53	0,48	0,44	0,41	0,38	0,36	0,32	0,28	0,26	0,24	0,22	
20	0,84	0,72	0,64	0,57	0,51	0,47	0,42	0,40	0,37	0,34	0,30	0,27	0,25	0,23	0,21	
21	0,83	0,71	0,63	0,56	0,50	0,45	0,41	0,38	0,36	0,33	0,29	0,26	0,24	0,22	0,20	
22	0,83	0,70	0,61	0,54	0,49	0,44	0,40	0,37	0,35	0,32	0,28	0,25	0,23	0,21	0,19	
23	0,82	0,69	0,60	0,53	0,48	0,43	0,39	0,36	0,34	0,31	0,27	0,25	0,22	0,20	0,19	
24	0,81	0,68	0,59	0,52	0,47	0,42	0,38	0,35	0,33	0,30	0,27	0,24	0,21	0,19	0,18	
25	0,80	0,67	0,58	0,51	0,46	0,41	0,37	0,34	0,32	0,29	0,26	0,23	0,20	0,18	0,17	

^a Calculados con la fórmula $100/(100 - P_T + E_T P_T)$, o bien $100/(100 - P_B + E_B P_B)$. Aplíquese esta fórmula para otros porcentajes.

^b Al utilizar esta tabla no se pueden mezclar los camiones y autobuses, ya que la equivalencia en vehículos ligeros es diferente para cada uno de ellos.

^c De las Tablas V-20 ó V-21.

5.6. ANALISIS DE LA CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN CARRETERAS DE DOS CARRILES Y DE MÚLTIPLES CARRILES

5.6.1. GENERALIDADES

En la mayoría de los países, las carreteras de dos carriles constituyen el mayor porcentaje de las vías rurales. En ellas, la capacidad y los niveles de servicio se expresan en totales de vehículos por hora, independientemente del sentido del tráfico.

Las carreteras rurales de múltiples carriles se diferencian de las autopistas en que generalmente son vías sin divisoria central y en que en ellas no hay control de los accesos. En estas carreteras, el número de vehículos por carril es independiente del número de éstos y la velocidad de circulación es el promedio de las condiciones en los diferentes carriles.

Para condiciones ideales, las tablas V-9 y V-10 dan las relaciones entre los diversos niveles de servicio y las velocidades de circulación e índices de servicio (relación v/c).

5.6.2. CALCULO DE LA CAPACIDAD DE LAS VIAS RURALES BAJO CONDICIONES PREVALECIENTES

En las vías rurales de dos carriles, la capacidad bajo condiciones prevalecientes se obtiene multiplicando el volumen correspondiente al nivel de servicio E (Tabla V-10) por los factores de ajuste

$$C = 2.000 W_c T_c$$

donde

C = capacidad (número total de vehículos por hora en ambas direcciones).

W_c = factor de ajuste por efecto combinado de ancho de carril y de la distancia a obstáculos laterales (Tabla V-11).

T_c = factor de ajuste por camiones y autobuses (Tabla V-15 ó V-18).

En las vías de carriles múltiples, el número de carriles interviene en la expresión de la capacidad, siendo ésta

$$C = 2.000 N W T_c$$

donde

N es el número de carriles en una dirección y los otros términos tienen el significado atribuido más arriba. Para este caso, las tablas V-12 y V-22 ó V-23 dan los factores de ajuste correspondientes.

5.6.3. CALCULO DE LOS VOLUMENES DE SERVICIO DE LAS VIAS RURALES BAJO CONDICIONES PREVALECIENTES

Tanto para las carreteras de dos carriles como para las de múltiples carriles, el Highway Capacity Manual, 1965, presenta cuatro métodos para obtener el volumen de servicio para un nivel de servicio dado.

En todos los casos, la obtención del nivel de servicio fijado debe confirmarse, verificando la velocidad de circulación resultante con los valores indicados en las tablas V-9 y V-10.

Los dos métodos más empleados son los siguientes:

1. Cálculo a partir de la capacidad bajo condiciones ideales.

En este caso, el volumen de servicio se obtiene por la aplicación de las expresiones

$$VS = 2.000 v/c W_L T_L \text{ (carreteras de dos carriles)}$$

$$VS = 2.000 N v/c W T_L \text{ (carreteras de múltiples carriles)}$$

donde

VS = volumen de servicio (número total de vehículos por hora en ambas direcciones o en una sola dirección, según el tipo de carretera),

v/c = relación volumen a capacidad, también llamado índice de servicio (se obtiene de las Tablas V-9 ó V-10),

W_L, W = factor de ajuste por efecto combinado de ancho de carril y de la distancia a obstáculos laterales (Tablas V-11 ó V-12),

T_L = factor de ajuste por camiones (Tablas V-15 y V-18 ó V-22 y V-23).

2. Cálculo a partir del volumen de servicio máximo para condiciones ideales.

Este procedimiento sólo se puede aplicar para alineamientos de características ideales, es decir, cuando la velocidad promedio de la carretera es de 110 km/h y, en las carreteras de dos carriles, hay un cien por ciento de visibilidad de paso.

Aquí

$$VS = (VSM) W_L T_L \text{ (carreteras de dos carriles)}$$

$$VS = (VSM) W T_L \text{ (carreteras de múltiples carriles)}$$

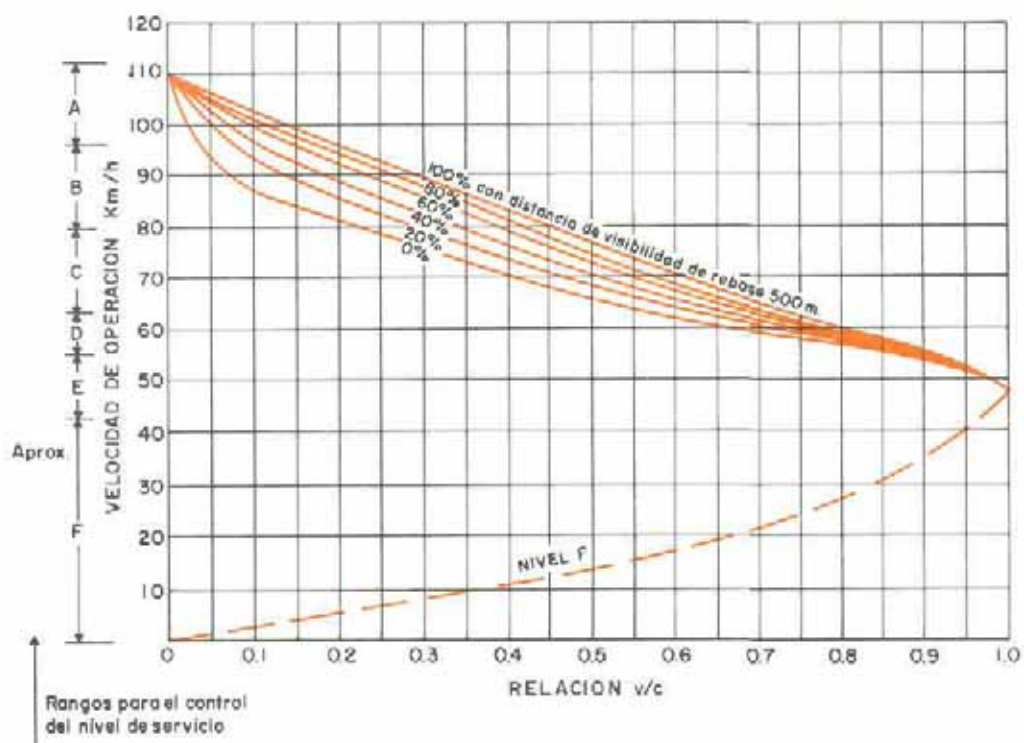
donde

VSM = es el volumen de servicio máximo, vehículos ligeros por hora, según las tablas V-9 y V-10, y los otros términos tienen el significado ya indicado.

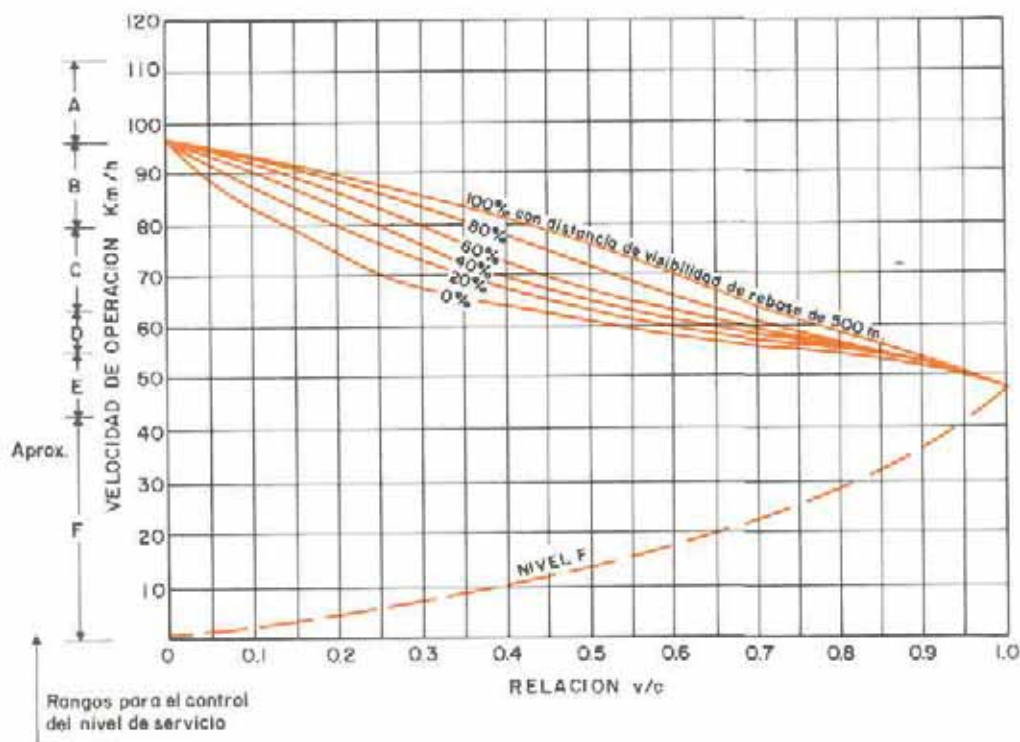
5.6.4. DETERMINACION DE LOS NIVELES DE SERVICIO DE LAS VIAS BAJO CONDICIONES PREVALECIENTES

La determinación del nivel de servicio para una carretera existente o propuesta, para el volumen de la demanda de tráfico, puede obtenerse aproximadamente por inspección de las tablas V-9 y V-10, siempre que se conozcan los otros parámetros y no se tome en cuenta el efecto de los camiones.

Procedimientos más refinados, tomando en cuenta dicho efecto, se basan en métodos de tanteos, ya que el nivel de servicio debe ser conocido para poder determinar el factor de ajuste por camiones.

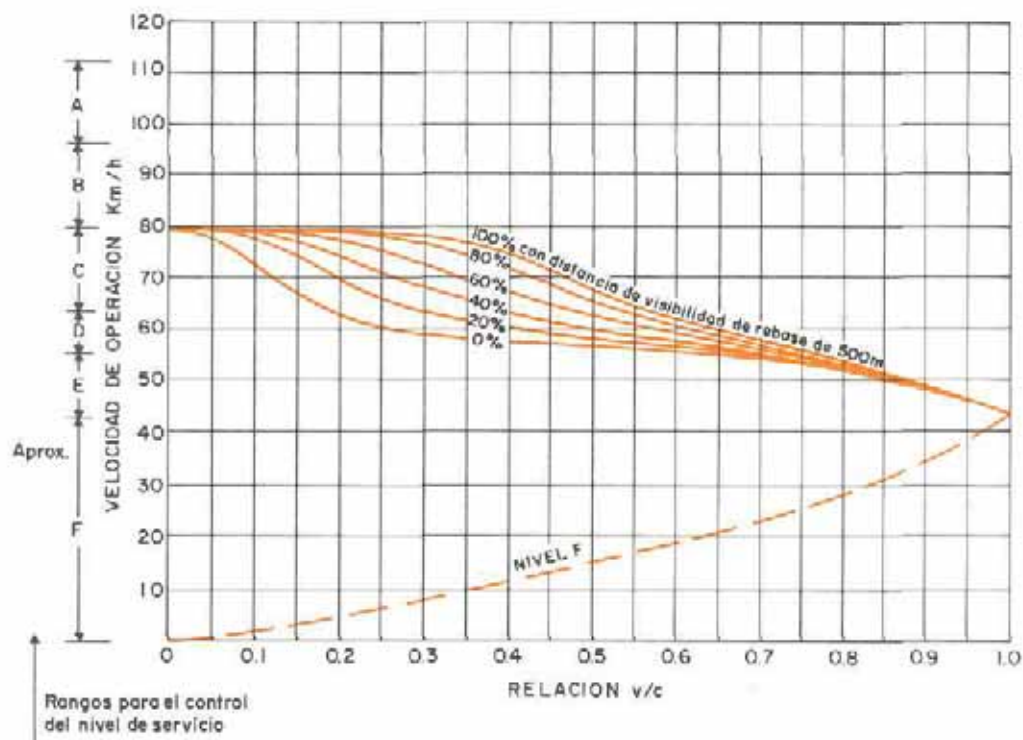


a. Para velocidad de proyecto ponderada de 110 km/h.

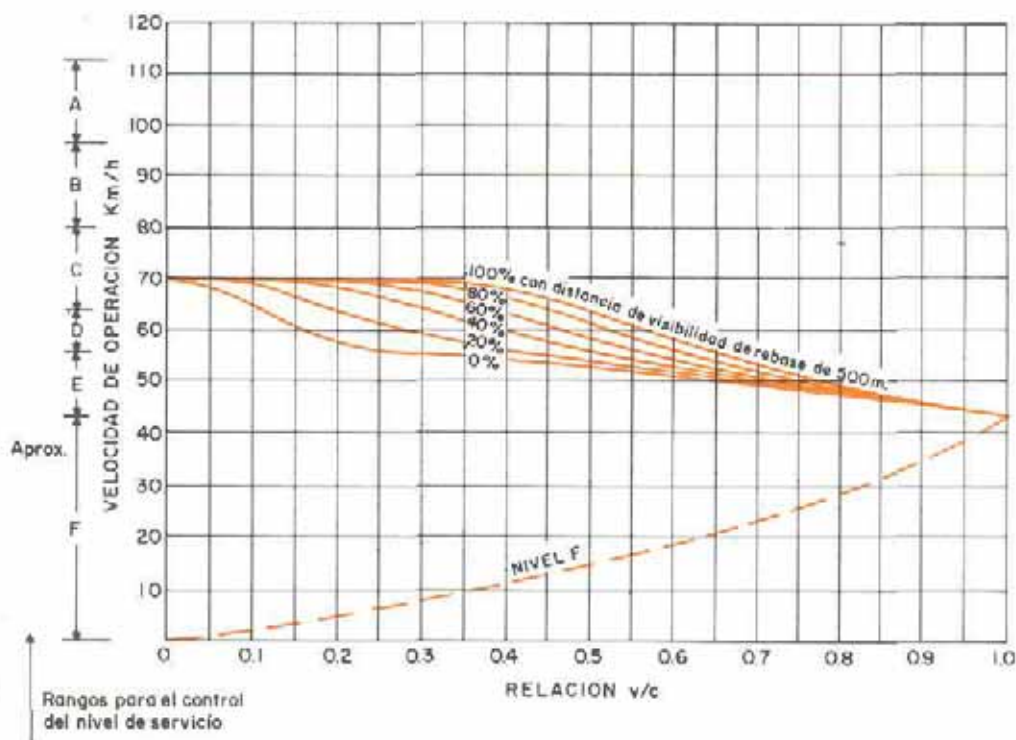


b. Para velocidad de proyecto ponderada de 95 km/h.

Fig. V-18. Relaciones entre la velocidad de circulación y la relación v/c , para ambos sentidos de circulación, en carreteras de dos carriles, bajo condiciones de circulación continua.

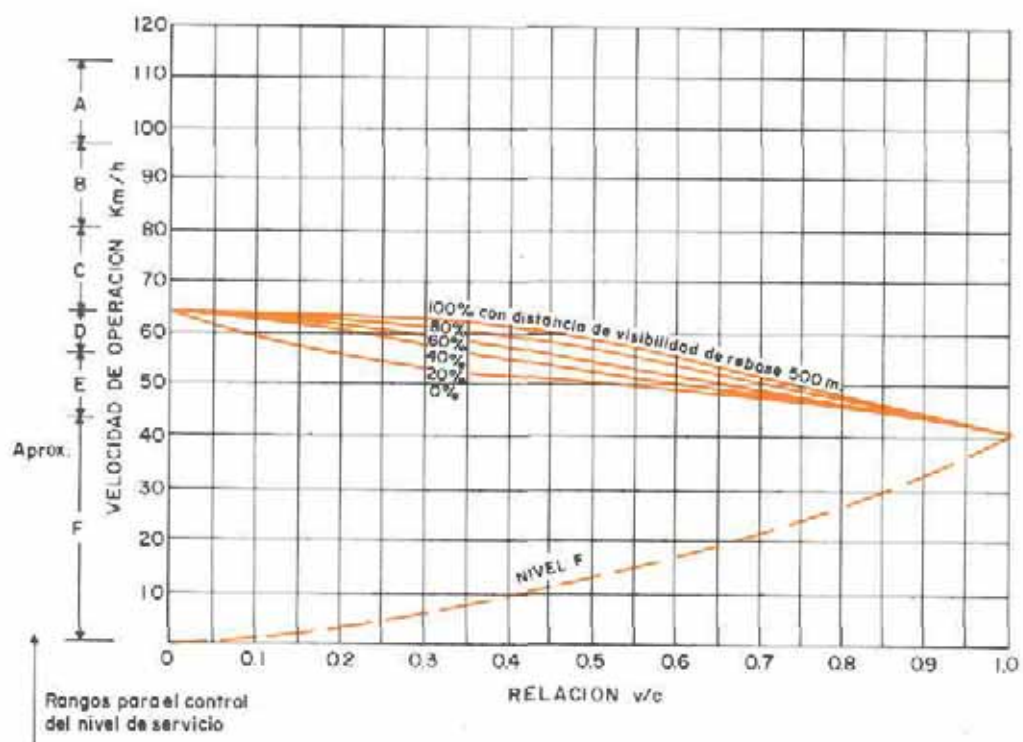


c. Para velocidad de proyecto ponderada de 80 km/h.

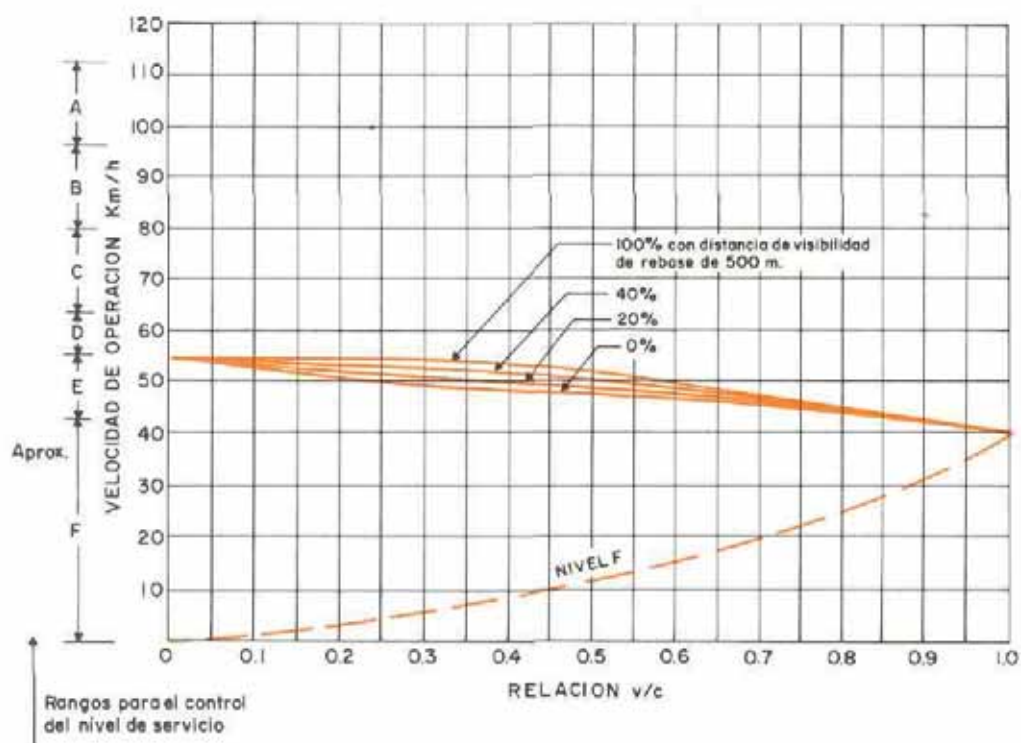


d. Para velocidad de proyecto ponderada de 70 km/h.

Fig. V-18. (Cont.).



e. Para velocidad de proyecto ponderada de 65 km/h.



f. Para velocidad de proyecto ponderada de 55 km/h.

Fig. V-18. (Cont.).

5.6.5. ANALISIS COMBINADO DE SUBTRAMOS DE CARRETERA

Para analizar la capacidad, volumen de servicio o nivel de servicio de una carretera, ésta se divide en subtramos que presenten condiciones razonablemente uniformes desde el punto de vista de la capacidad, separándose, para un análisis detallado, los lugares que pudieran constituir puntos críticos.

De esta manera, para cada subtramo y punto crítico se determinan la capacidad, volumen de demanda o de servicio y relación volumen-capacidad.

Usando la relación v/c , se determina para cada subtramo la velocidad de circulación. Esta velocidad se obtiene de las tablas V-9 y V-10, o también usando las curvas de la figura V-18, para el caso de carreteras de dos carriles.

- Para velocidad de proyecto ponderada de 110 km/h.
- Para velocidad de proyecto ponderada de 95 km/h.
- Para velocidad de proyecto ponderada de 80 km/h.
- Para velocidad de proyecto ponderada de 70 km/h.
- Para velocidad de proyecto ponderada de 65 km/h.
- Para velocidad de proyecto ponderada de 55 km/h.

Cada una de estas relaciones gráficas corresponde a una velocidad de proyecto ponderada, y a un amplio rango de porcentajes de la distancia de visibilidad de paso. Por consiguiente, la velocidad de proyecto ponderada es el control que se usa para elegir la curva apropiada en un problema específico.

Establecido el nivel de servicio del subtramo, se puede determinar el nivel de servicio promedio de los varios subtramos combinados. Para ello, primero se calculan los promedios ponderados de las velocidades de circulación y de las relaciones v/c para toda la sección. Usando estos valores, se determina el nivel de servicio de todo el tramo.

5.6.6. EJEMPLOS DE APLICACION

A continuación se presentan algunos ejemplos típicos, adaptados de distintas fuentes, con el fin de ilustrar la aplicación de los principios expuestos en las secciones precedentes.

Ejemplo 1 (Highway Capacity Manual, 1965)

Datos:

Carretera rural de 2 carriles de 3,65 m de ancho cada uno.

Hombrillos de 3,05 m a ambos lados.

Sección continua en terreno plano.

Velocidad promedio de la carretera, 110 km/h.

Alineamiento ideal.

100 % de visibilidad de paso.

5 % de camiones.

1 % de autobuses.

Determinar los volúmenes de servicio para los niveles B y E (capacidad).

Solución:

Volumen de servicio E (capacidad)

Capacidad = $2.000 W_c T_c$ (ver parágrafo 5.6.2)

W_c (Tabla V-11) = 1,00

T_c (Tabla V-15) = 0,95 (el volumen de autobuses es insignificante y puede ser considerado como de automóviles.)

$C = 2.000 \times 1,00 \times 0,95 = 1.900$ vph

Total en ambas direcciones

Volumen de servicio B

$VS_B = 2.000 v/c W_f T_f$ (ver parágrafo 5.6.3)

v/c (Tabla V-10) = 0,45

W_f (Tabla V-11) = 1,00

T_f (Tabla V-15) = 0,93

$VS_B = 2.000 \times 0,45 \times 1 \times 0,93 = 837$ vph

Total en ambas direcciones

Ejemplo 2 (Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras)

Datos:

Carretera rural de 2 carriles de 3,05 m de ancho cada uno.

Hombrillos de 0,60 m a ambos lados.

Sección continua en terreno ondulado.

Velocidad promedio en la carretera, 80 km/h.

40 % de visibilidad de paso.

20 % de camiones.

Volumen de autobuses, despreciable.

Volumen de demanda actual, 250 vph

Volumen de demanda dentro de 20 años, 750 vph.

Determinar:

- A qué nivel de servicio opera la carretera actualmente.
- A qué nivel de servicio operará dentro de veinte años.
- A qué nivel de servicio operará dentro de 20 años si se hacen las siguientes mejoras.
 - ampliación de la calzada a 7,30 m.
 - ampliación de los hombrillos a 3 m.
 - mejoramiento de la visibilidad de paso a un 80 %.

Solución:

- Nivel de servicio actual.

Se supone como primer tanteo un nivel de servicio C

$VS_C = 2.000 v/c W_f T_f$ (ver parágrafo 5.6.3)

v/c (Tabla V-10) = 0,38

W_f (Tabla V-11) = 0,65

T_f (Tabla V-15) = 0,56

$VS_C = 2.000 \times 0,38 \times 0,65 \times 0,56 = 276$ vph

Comparando con el volumen de demanda actual
276 > 250 vph

luego, la suposición es correcta y la carretera opera a un nivel de servicio C.

2. Nivel de servicio dentro de 20 años

Se supone como primer tanteo un nivel de servicio *D*

$$VS_D = 2.000 \text{ v/c } W_f T_f$$

$$\text{v/c (Tabla V-10)} = 0,66$$

$$W_f \text{ (Tabla V-11)} = 0,67$$

$$T_f \text{ (Tabla V-15)} = 0,57$$

$$VS_D = 2.000 \times 0,66 \times 0,67 \times 0,56 = 493 \text{ vph}$$

Comparando con el volumen de demanda futuro

$$750 > 493 \text{ vph}$$

luego, dentro de 20 años el volumen de demanda sobrepasará al volumen de servicio correspondiente al nivel *D* y la carretera operará a capacidad o a nivel de servicio *F*.

3. Nivel de servicio dentro de 20 años si se introducen mejoras

Se supone como primer tanteo un nivel de servicio *C*

$$VS_C = 2.000 \text{ v/c } W_f T_f$$

$$\text{v/c (Tabla V-10)} = 0,53$$

$$W_f \text{ (Tabla V-11)} = 1,00$$

$$T_f \text{ (Tabla V-15)} = 0,56$$

$$VS_C = 2.000 \times 0,53 \times 1,00 \times 0,56 = 594 \text{ vph}$$

Comparando con el volumen de demanda futuro

$$750 \text{ vph} > 594 \text{ vph}$$

luego, la suposición es incorrecta y se procede a hacer un nuevo tanteo

Se supone un nivel de servicio *D*

$$\text{v/c} = 0,72$$

$$W_f = 1,00$$

$$T_f = 0,56$$

$$VS_D = 2.000 \times 0,72 \times 1,00 \times 0,56 = 806 \text{ vph}$$

Comparando

$$750 < 806 \text{ vph}$$

luego, la vía mejorada operará a un nivel de servicio *D* dentro de veinte años.

Ejemplo 3 (Highway Capacity Manual, 1965)

Datos:

Carretera rural de 4 carriles, sin divisoria central y sin control de accesos.

Carriles de 3,05 m de ancho.

Hombrillos de 0,60 m a ambos lados de la calzada y obstáculo lateral a 0,60 m del borde del hombrillo.

Sección continua en terreno ondulado.

Velocidad promedio de la carretera, 100 km/h.

7 % de camiones.

Porcentaje de autobuses: despreciable

Determinar los volúmenes de servicio para los niveles *B* y *E* (capacidad).

Solución:

Volumen de servicio *B*

$$VS_B = 2.000 N \text{ v/c } W T_f \text{ (ver parágrafo 5.6.3)}$$

$$N = 2$$

$$\text{v/c (Tabla V-9)} = 0,20$$

$$W \text{ (Tabla V-12)} = 0,88$$

$$T_f \text{ (Tabla V-22)} = 0,83$$

$$VS_B = 2.000 \times 2 \times 0,20 \times 0,88 \times 0,83 = 585 \text{ vph}$$

Total en cada dirección

Volumen de servicio *E* (capacidad)

$$C = 2.000 N W T_c$$

$$N = 2$$

$$W = 0,88$$

$$T_c = 0,83$$

$$C = 2.000 \times 2 \times 0,88 \times 0,83 = 2.920 \text{ vph}$$

Total en cada dirección

Ejemplo 4

Datos:

Carretera rural de 4 carriles sin divisoria central y sin control de accesos.

Carriles de 3,65 m de ancho.

Arboles a una distancia de 1,20 m de la orilla de la calzada.

Pendiente longitudinal de 3 % en una longitud de 1,6 km.

6 % de camiones.

Porcentaje de autobuses: despreciable.

Velocidad promedio de la carretera, 95 km/h.

Volumen de demanda: 540 vph.

Determinar:

1. El nivel de servicio para el volumen de demanda.
2. El volumen de servicio correspondiente al nivel de servicio *E* (capacidad).

Solución:

1. Nivel de servicio para el volumen de demanda

Se supone como primer tanteo un nivel de servicio *C*

$$VS_C = 2.000 N \text{ v/c } W T_f$$

$$N = 2$$

$$\text{v/c (Tabla V-9)} = 0,50$$

$$W \text{ (Tabla V-12)} = 0,98$$

$$T_f \text{ (Tabla V-20)} = 8$$

$$T_L \text{ (Tabla V-23)} = 0,70$$

$$VS_C = 2.000 \times 2 \times 0,50 \times 0,98 \times 0,70 = 1.372 \text{ vph}$$

Comparando con el volumen de la demanda

$$1.372 > 540 \text{ vph}$$

Como la diferencia entre el volumen de servicio para el nivel *C* y el volumen de demanda es grande, se supone, para un segundo tanteo un nivel de servicio *B*.

$$VS_B = 2.000 N \text{ v/c } W T_f$$

$$\text{v/c} = 0,20$$

quedando los otros valores iguales al caso anterior

$$VS_B = 2.000 \times 2 \times 0,20 \times 0,98 \times 0,70 = 549 \text{ vph}$$

Comparando con el volumen de la demanda

$$549 > 540 \text{ vph}$$

luego, el camino opera al nivel de servicio *B*.

2. Volumen de servicio para el nivel de servicio *E*

$$VS_E = 2.000 N \text{ v/c } W T_c$$

$$\text{v/c} = 1,00$$

siendo los otros valores iguales a los arriba determinados

$$VS_E = 2.000 \times 2 \times 1,00 \times 0,98 \times 0,70 = 2.744 \text{ vph}$$

5.7. METODO DE LA AASHO PARA EL CALCULO DE LA CAPACIDAD DE DISEÑO

Cuando se está proyectando una carretera, un método rápido para determinar su volumen de diseño, ahora llamado *capacidad de diseño*, es el presentado por la AASHO ¹⁸. A tal fin, se han elaborado unas tablas donde la combinación de las características de la vía y la velocidad de circulación prevista determinan la capacidad de diseño.

Para el proyecto de una carretera, la AASHO considera como apropiados tres rangos de la velocidad de circulación promedio:

1. Entre 70 y 80 km/h. Aplicable a la mayoría de las vías rurales de 2 carriles y de múltiples carriles en terrenos planos y ondulados.
Corresponde, aproximadamente, a un nivel de servicio B.
2. Entre 65 y 70 km/h. Aplicable a los tramos de carreteras rurales que se aproximan a núcleos urbanos, y a las carreteras de 2 carriles y de múltiples carriles en terrenos montañosos.

Corresponde, aproximadamente, a un nivel de servicio C.

3. Entre 55 y 65 km/h. Aplicable a las carreteras rurales de 2 carriles que se desarrollan en terreno montañoso, donde un mejor diseño no es posible.
Corresponde, aproximadamente, a un nivel de servicio D.

En la tabla que se presenta a continuación se dan los valores de la capacidad de diseño para los distintos rangos

TABLA V-24. CAPACIDAD DE DISEÑO PARA DISTINTAS VELOCIDADES DE CIRCULACION

Tipo de carretera	Capacidad (vph)	Capacidad de diseño para velocidades de circulación promedio de (km/h)		
		55-65 (vph)	65-70 (vph)	70-80 (vph)
2 carriles	2.000	1.500	1.150	900
Múltiples carriles (por carril)	2.000	1.500	1.200	1.000

TABLA V-25. CAPACIDAD DE PROYECTO (VEHICULOS POR HORA) DE CARRETERAS DE 2 CARRILES CON 2 SENTIDOS DE CIRCULACION, PARA VELOCIDAD DE CIRCULACION PROMEDIO DE 75-80 KM/H. (APLICABLE A LA MAYORIA DE LAS CARRETERAS RURALES DE 2 CARRILES, EN TERRENO PLANO U ONDULADO)

Terreno	Alineamiento: Porcentaje de la longitud total de la vía para la cual la visibilidad es menor de 450 m *	Capacidad total en carreteras de 2 carriles (tráfico en ambos sentidos) L = ancho del carril, T = porcentaje de camiones durante las horas pico								
		L = 3,65 m			L = 3,35 m					
		0	T = 10	20	0	T = 10	20			
1. Velocidad de proyecto 105 ó 110 km/h										
Plano	0	900	780	690	Los carriles de 3,35 m. no son apropiados para altas velocidades de proyecto y elevados volúmenes de trá- fico					
	20	860	750	660						
	40	800	700	620						
Ondulado	20	860	615	485						
	40	800	570	450						
	60	720	510	400						
2. Velocidad de proyecto 95 km/h										
Plano	0	900	780	690	775	670	590			
	20	810	705	625	700	605	540			
	40	700	610	540	600	525	465			
	60	585	510	450	500	440	390			
Ondulado	20	810	580	450	700	500	390			
	40	700	500	390	600	430	340			
	60	585	420	325	500	360	280			
	80	480	340	270	410	290	230			
3. Velocidad de proyecto 80 km/h										
Carreteras con velocidades de proyecto por debajo de 80 km/h no son aptas para desarrollar velocidades de circulación entre 70-80 km/h, excepto para volúmenes de tráfico muy bajos.										

* Distancia de visibilidad medida desde la altura de ojo hasta la superficie del pavimento.

Nota. Para obtener la capacidad posible, utilícense los valores de la tabla correspondientes a restricción de visibilidad cero y multiplíquense por 2,22 para los carriles de 3,65 m y por 2,27 para los carriles de 3,35 m.

Los valores tabulados se refieren a restricción lateral nula; para separación de 1,80 m o menos entre el borde del carril y la obstrucción lateral o para hombrillos de menos de 1,80 m de ancho, utilícense los factores de ajuste.

de velocidad de circulación, para características óptimas de diseño, las cuales incluyen carriles de 3,65 m, hombrillos adecuados, ausencia de obstáculos laterales, visibilidad de paso y de frenado a todo lo largo de la vía y corriente de tráfico sin camiones.

Cuando las características de la vía anotadas anterior-

mente se rebajan, las capacidades de diseño de la tabla V-24 se reducen, según se indica en las tablas V-25 y V-26.

Estas tablas muestran la amplia variación de la capacidad de diseño en las vías de 2 carriles. En ellas puede interpolarse, si es necesario, para evaluar rápidamente la capacidad de diseño.

TABLA V-26. CAPACIDADES DE PROYECTO (VEHICULOS POR HORA) DE CARRETERAS DE 2 CARRILES, DOS SENTIDOS, PARA VELOCIDAD DE CIRCULACION PROMEDIO DE 65-70 KM/H. (APLICABLE A CAMINOS RURALES QUE SE APROXIMAN A AREAS URBANAS Y A CARRETERAS EN TERRENO MONTAÑOSO)

Terreno	Alineamiento Porcentaje de la longitud total de la vía para la cual la velocidad es menor de 450 m *	Capacidad total en carreteras de 2 carriles (tráfico en ambos sentidos) L = ancho del carril, T = porcentaje de camiones durante las horas pico								
		L = 3,65			L = 3,35			L = 3,05		
		0	T = 10	20	0	T = 10	20	0	T = 10	20
1. Velocidad de proyecto 105-110 km/h										
Plano	0	1150	1000	880	Los carriles de 3,35 m. no son apropiados para altas velocidades de proyecto y elevados volúmenes de tráfico					
	20	1120	970	860						
	40	1070	930	820						
Ondulado	20	1120	800	630						
	40	1070	760	600						
	60	920	650	520						
2. Velocidad de proyecto 95 km/h										
Plano	0	1150	1000	880	990	860	760	Los carriles de 3,05 m. no son apropiados para velocidades de proyecto de 95 km/h y altos volúmenes de tráfico.		
	20	1050	910	810	900	780	700			
	40	930	810	720	800	700	620			
	60	810	700	620	700	600	530			
Ondulado	20	1050	800	630	960	690	540			
	40	930	660	520	800	570	450			
	60	810	580	450	700	500	390			
	80	680	480	380	580	410	330			
Montañoso	40	930	490	330	800	420	280			
	60	810	430	290	700	370	250			
	80	680	360	240	580	310	210			
3. Velocidad de proyecto 80 km/h										
Plano	0	1010	880	780	870	760	670	780	680	600
	20	900	780	690	770	670	590	690	600	530
	40	770	670	590	660	580	510	590	520	450
Ondulado	20	900	640	500	770	550	430	690	490	380
	40	770	550	430	660	470	370	590	420	330
	60	620	440	350	530	380	300	480	340	270
	80	440	310	250	380	270	220	340	240	190
Montañoso	40	770	410	280	660	350	240	590	320	220
	60	620	330	220	530	280	190	480	250	170
	80	440	230	160	380	200	140	340	180	120

* Distancia de visibilidad medida desde la altura de ojo hasta la superficie del pavimento.

Nota. Para obtener la capacidad posible, utilícen los valores de la tabla correspondientes a restricción de visibilidad cero y multiplíquense por 1,74 para los carriles de 3,65 m y por 1,78 para los carriles de 3,35 m.

Los valores tabulados se refieren a restricción lateral nula; para separación de 1,80 m o menos entre el borde del carril y la obstrucción lateral o para hombrillos de menos de 1,80 m de ancho, utilícen los factores de ajuste.

Por ejemplo, supóngase que una carretera rural de 2 carriles, con un ancho total de 6 m, que se desarrolla por un terreno ondulado, con un 60 % de restricción en la visibilidad, diseñada con una velocidad de proyecto de 95 km/h, en la que el volumen de demanda es de 600 vph, con un 10 % de camiones, va a mejorarse.

Para las condiciones actuales, la capacidad de diseño es de 320 vph.

Por inspección de la tabla V-25 se observa que la carretera podría acomodar un volumen de 615 vph si la veloci-

TABLA V-27. FACTORES DE REDUCCION DE CAPACIDAD POR OBSTACULOS LATERALES

Distancia desde el borde del pavimento al obstáculo (metros)	Factor de reducción de capacidad por obstáculos laterales			
	Obstrucción en un lado		Obstrucción en ambos lados	
	2 carriles	2 carriles en un lado en una carretera de 4 carriles	2 carriles	2 carriles en un lado en una carretera de 4 carriles
1,80	1,00	1,00	1,00	1,00
1,50	0,98	1,00	0,96	0,99
1,20	0,96	0,99	0,92	0,98
0,90	0,93	0,98	0,86	0,97
0,60	0,91	0,97	0,81	0,94
0,30	0,88	0,95	0,75	0,90
0,00	0,85	0,90	0,70	0,81

dad de proyecto se elevase a 105-110 km/h, se ensanchara la calzada a 7,30 m y se mejorase el alineamiento, reduciendo la restricción en la visibilidad de paso al 20 %.

Los valores de capacidad de diseño de las tablas V-25 y V-26 se reducen, aplicando los factores de ajuste de la Tabla V-27, cuando el ancho de los hombrillos o la distancia a obstáculos laterales es menor de 1,80 m.

Para el caso de carreteras de múltiples carriles, un procedimiento similar al anterior, usando ahora la tabla V-28, permite obtener la capacidad de diseño para distintas condiciones de terreno, ancho de carril y porcentaje de camiones en la corriente de tráfico.

TABLA V-28. CAPACIDAD DE DISEÑO DE CARRETERAS DE MULTIPLES CARRILES, FLUJO ININTERRUMPIDO

Ancho del carril (metros)	Porcentaje de camiones durante la hora pico	Capacidad de diseño por carril (vph)	
		Plano	Ondulado
3,65	0	800	800
3,65	10	730	620
3,65	20	670	500

Nota. Para carriles de 3,35 m, redúzcase la capacidad en un 3 %; para carriles de 3,05, en un 9 %.

BIBLIOGRAFIA

- ¹ PRIESTAS, E. L. y T. E. MULINAZZI. *Traffic Volume Counting Recorders*. Transportation Engineering Journal, ASCE., vol. 101, núm. TE2, 1975.
- ² ABLAN, A. *Manual de Coteo de Volúmenes de Tránsito*. Ministerio de Obras Públicas, Caracas, 1963.
- ³ KENNEDY, N., J. H. KELL y W. S. HOMBURGER. *Fundamentals of Traffic Engineering*. Institute of Transportation and Traffic Engineering. University of California, Berkeley, 1969.
- ⁴ *Manual of Traffic Engineering Studies*. Institute of Traffic Engineering, Washington, D. C., 1964.
- ⁵ PIGNATARO, L. J. *Traffic Engineering*. Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, N. J., 1973.
- ⁶ *Guide for Traffic Volume Counting Manual*. U. S. Department of Transportation, Transmittal, 96, vol. 20, Appendix 20, Federal Highway Administration, Bureau of Public Roads, Washington, D. C., 1970.
- ⁷ U. S. Bureau of Public Roads. *Manual de Capacidad de Tránsito*. Traducción del Departamento de Ingeniería Vial, Caracas, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela, 1963.
- ⁸ Highway Research Board. *Highway Capacity Manual, 1965*. Washington, National Academy of Sciences, National Research Council, 1965.
- ⁹ Wisconsin State Highway Commission. *Correlation, A Method of Estimating Design Hourly Volumes*, 1963.
- ¹⁰ BELLIS, W. R. y J. E. JONES. *30th Peak Hour Trend*. Highway Research Record, núm. 27, Highway Research Board, Washington, 1963.
- ¹¹ WALKER, W. P. *Trends in the 30th Hour Factor*. Highway Research Bulletin, núm. 167, Highway Research Board, Washington, 1957.
- ¹² GREENSHIELDS, B. D. *A Study in Highway Capacity*. Highway Research Board, Proceedings, vol. 14, Washington, 1935.
- ¹³ ELLIS, R. H. *Analysis of Linear Relationships in Speed-Density and Speed-Occupancy Curves*. Northwestern University, 1964.
- ¹⁴ GREENBERG, H. *An Analysis of Traffic Flow*. Operations Research, vol. 7, 1959.
- ¹⁵ UNDERWOOD, R. T. *Speed, Volume and Density Relationships: Quality and Theory of Traffic Flow*. Yale, Bureau of Highway Traffic, 1961.
- ¹⁶ EDIE, L. C. *Car Following and Steady-State Theory for Non Congested Traffic*. Operations Research, vol. 9, 1961.
- ¹⁷ DRAKE, J. S., J. L. SHOFR y A. D. MAY. *A Statistical Analysis of Speed Density Hypotheses*. Highway Research Record, núm. 154, Highway Research Board, Washington, 1967.
- ¹⁸ American Association of State Highway Officials. *A Policy on Geometric Design of Rural Highways, 1965*. Washington, D. C., 1965.
- ¹⁹ Ministerio de Obras Públicas. *Normas para el Proyecto de Carreteras*. Dirección de Vialidad, Comisión de Normas, Caracas, 1966.
- ²⁰ American Association of State Highway and Transportation Officials. *Design Standards for the Interstate System*. Washington, D. C., 1967.
- ²¹ HIRST, E. *Energy-Intensiveness of Transportation*. Transportation Engineering Journal of ASCE, vol. 99, núm. TE 1, Proc. Paper, 9558, Feb. 1973.
- ²² MOOZ, W. E. *Energy Transportation*. The Rand Corporation, Santa Mónica, California, 1973.
- ²³ WINFREY, R. *Research on Motor Vehicle Performance Related to Analysis for Transportation Economy*. Highway Research Record, núm. 77, Highway Research Board, Washington, D. C., 1965.
- ²⁴ *How to Save Gasoline: Public Policy Alternatives for the Automobile*. The Rand Corporation, Santa Mónica, California, 1975.
- ²⁵ DE WILLE, JAN. *Cuantificación de los Ahorros de los Usuarios de Carreteras*. Banco Internacional de Reconstrucción y Fomento, 1966.
- ²⁶ U. S. Department of Transportation. *Innovation in Public Transportation*. Washington, D. C., 1976.
- ²⁷ Federal Highway Administration. *Highway & Urban Mass Transportation*. Washington, D. C., 1977.
- ²⁸ SCHMIDT, R. E. y M. E. CAMPBELL. *Highway Traffic Estimation*. The Eno Foundation for Highway Traffic Control, Saugatuck, Connecticut, 1965.
- ²⁹ MARIN, G. y otros. *Highway Travel Forecasts*. Federal Highway Administration, U. S. Department of Transportation, Washington, D. C., 1974.
- ³⁰ SMITH, P. L. *Forecasting Freight Transport Demand: The State of the Art, Logistic and Transportation Review*. University of British Columbia, Vancouver, B. C., Canadá, 1975.
- ³¹ Transportation Research Board. *Travel Demand Forecasting*. Transportation Research Record, núm. 526, Washington, D. C., 1974.
- ³² CARCIENTE, J. *Métodos de Proyecciones de Tránsito en Primer Seminario de Ingeniería de Tránsito*. Universidad Central de Venezuela, Facultad de Ingeniería, Caracas, 1966.
- ³³ BENDTSEN, P. H. *Errors Affecting the Different Components of Traffic Predictions*. Transportation Research, vol. 9, núm. 2/3, 1975.
- ³⁴ GRECO, W. L. y S. M. BREUNING. *Application of Systems Engineering Methods to Traffic Forecasting*. Highway Research Board, Bul-

- letin, 347, Highway Research Board, Washington, D. C., 1962.
- ³⁵ U. S. Department of Transportation. *Traffic Assignment*. Federal Highway Administration, U. S. Government Office, Washington, D. C., 1973.
 - ³⁶ CAMPBELL, M. E. *Assignment of Traffic to Expressways*. Southwestern Association of State Highway Officials, Proceedings, 1951.
 - ³⁷ MOSKOWITZ, K. *California Method of Assigning Directed Traffic to Proposed Freeways*. Highway Research Bulletin, núm. 130, Highway Research Board, Washington, D. C., 1956.
 - ³⁸ FLEET, C. R. y S. R. ROBERTSON. *Trip Generation in the Transportation Planning Process*. Highway Research Record, núm. 240, Highway Research Board, Washington, D. C., 1968.
 - ³⁹ HUBER, M. J., H. B. BAUTWELL y D. K. WITHEFORD. *Comparative Analysis of Traffic Assignment Techniques with Actual Highway Uses*. NCHRP 58, Highway Research Board, Washington, D. C., 1968.
 - ⁴⁰ SPIEGEL, M. R. *Theory and Problems of Statistics*. Schaum Publishing Company, New York, 1961.
 - ⁴¹ SCHWENDER, H. C., O. K. NORMAN y J. O. GRAMUM. *New Methods of Capacity Determination for Rural Roads in Mountainous Terrain*. H. R. B., Bulletin, núm. 167, Highway Research Board, Washington, D. C., 1957.
 - ⁴² NEWMAN, L. y K. MOSKOWITZ. *Effect of Grades on Service Volumes*. H. R. B., núm. 99, Highway Research Board, Washington, D. C., 1965.
 - ⁴³ BONNET, A. G. *Analyse du service que rend une route*. Revue Générale des Routes et des Aerodromes, fascicule, núm. 3, Paris, 1970.

Diseño geométrico de carreteras

6

6.1. INTRODUCCION

Se entiende por *diseño geométrico* de una carretera al proceso de correlacionar sus elementos físicos —tales como los alineamientos, pendientes, distancia de visibilidad, peralte, ancho de carril— con las características de operación, facilidades de frenado, aceleración, condiciones de seguridad, etc.

Así definido, el diseño geométrico abarca el diseño de todos los aspectos de una carretera, excepto los referentes a los elementos estructurales. Esos aspectos han sido designados por la American Association of State Highway Officials (AASHO) como *características visibles de la carretera*.

El aporte de esta Asociación al estudio y difusión de las técnicas del diseño geométrico de las carreteras ha sido extraordinario, especialmente a través de las diversas ediciones de su libro *A Policy on Geometric Design of Rural Highways*¹.

A partir del año 1974, esta Asociación, integrando dentro de su campo de interés a los profesionales dedicados a los transportes, cambió su nombre por el de *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO).

Es a través del diseño geométrico que datos que son expresiones cuantitativas de la naturaleza, requerimientos e idiosincracia de los hombres, características de los vehículos y usos de la tierra, se combinan para dar configuración a una vía que, dentro de las limitaciones económicas impuestas, satisfaga la demanda reflejada por esos datos².

Los criterios para el diseño geométrico de las carreteras se basan en una extensión matemática racional del diseño del vehículo y de sus características de operación, así como en el uso de los principios de la geometría y de la física. Incluyen no solamente cálculos teóricos, sino también los resultados empíricos deducidos de numerosas observaciones y análisis del comportamiento de los conductores, reacciones humanas y capacidad de las carreteras.

A fin de establecer relaciones matemáticas, en muchas ocasiones se hace necesario formular hipótesis arbitrarias referentes a la velocidad de proyecto, tiempo de reacción, distancia de visibilidad y otros parámetros. Estas hipótesis, a través de un proceso de verificación, han contribuido a la solución de un gran número de problemas de diseño.

Los criterios actuales y las normas en uso son un reflejo de este proceso.

En el futuro, las pautas que se utilicen quedarán afectadas por los cambios que se operen en las características de

los vehículos y en el mejor conocimiento que se tenga de las reacciones humanas a los efectos del tráfico y del medio ambiente, así como al cambio que se produzca en la cuantificación de los valores sociales.

Las características de los vehículos cambian de año en año, en tanto que las de las carreteras sólo lo hacen muy lentamente. Las restricciones económicas que vive el mundo deben exigir la imposición de ciertas normas a los fabricantes de vehículos, de manera que aquellos aspectos del vehículo, como por ejemplo, tamaño y peso, altura de colocación de los faros y ángulo de enfoque, intensidad y configuración de las luces traseras, altura de ojo del conductor, visibilidad de éste hacia adelante y atrás, etc., se mantengan vigentes durante períodos suficientemente largos que no obliguen a modificar las normas de diseño geométrico con excesiva frecuencia^{3, 4}.

En primera aproximación, el alineamiento horizontal de una carretera está formado por líneas rectas enlazadas con arcos de círculo.

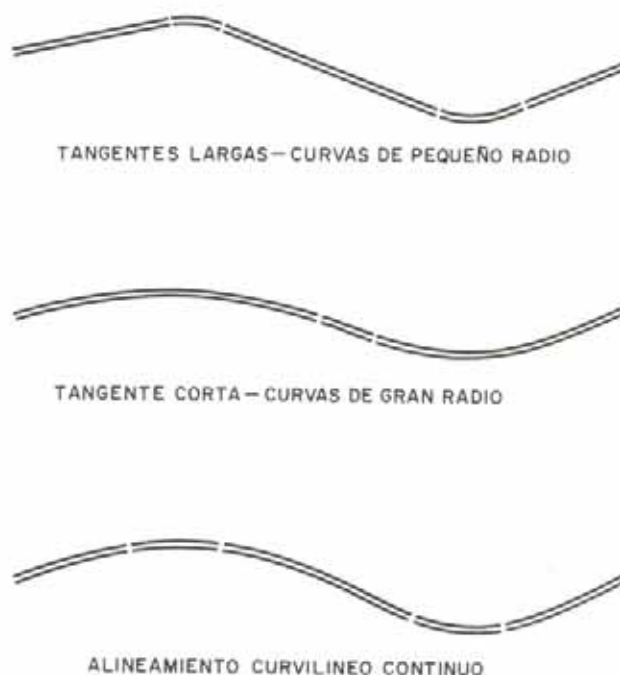


Fig. VI-1. Alineamiento horizontal de una carretera.

Durante mucho tiempo, el trazado rectilíneo fue considerado como el mejor por ser el más corto. Sin embargo, actualmente un trazado curvilíneo o semicurvilíneo es preferido por múltiples razones (ver Cap. II).

En los trazados modernos hay tendencia a reemplazar las grandes rectas por una sucesión de alineaciones rectas cortas y curvas de gran radio. Más aún, la discontinuidad de curvatura que existe en el punto de unión de una recta con una curva no es aceptada hoy en día. Por consiguiente, se exige que la trayectoria que sigan los vehículos sea en forma de curvatura continua, aunque algunos proyectistas aceptan este criterio con ciertas reservas ya que, en una carretera de dos carriles, un alineamiento de curvatura continua, sin tangentes, tampoco es lo más deseable debido a que muchos conductores dudan adelantar a otro vehículo en los tramos curvos.

Al utilizarse el alineamiento de rectas unidas por curvas, aparecen dos tipos de curvas en el trazado horizontal: las curvas de enlace y las curvas de transición.

En cuanto al perfil longitudinal, por las mismas razones anteriores debe mantenerse la curvatura continua; la circulación rápida impone que esta condición se cumpla, especialmente en las pendientes.

Sin que sean necesarias consideraciones teóricas, se comprende que las variaciones bruscas de pendientes no son confortables y además son peligrosas a los vehículos que viajan a gran velocidad. Surge así la necesidad de implantar las curvas verticales constituidas por arcos de parábola.

6.2. CURVATURA Y PERALTE

Para el diseño balanceado de una carretera, todos sus elementos físicos deben estar determinados, tanto como ello sea económicamente posible, para proporcionar seguridad y continuidad de operación a la velocidad que se haya escogido para proyectar. En este sentido, las relaciones entre velocidad y curvatura son fundamentales para el diseño geométrico.

6.2.1. MOVIMIENTO DE LOS VEHICULOS EN LAS CURVAS CIRCULARES

Cuando un vehículo circula por un tramo de carretera en curva, sobre él aparece actuando una fuerza de tipo centrífugo que tiende a desviarlo radialmente hacia afuera de su trayectoria.

Si el vehículo viaja a una velocidad constante y el radio de la curva es R , la magnitud de la fuerza viene dada por la expresión:

$$F = \frac{W}{g} \frac{V^2}{R}$$

siendo

- F = Fuerza centrífuga desarrollada en la curva.
- W = Peso del vehículo.
- V = Velocidad del vehículo.
- g = Aceleración de la gravedad.

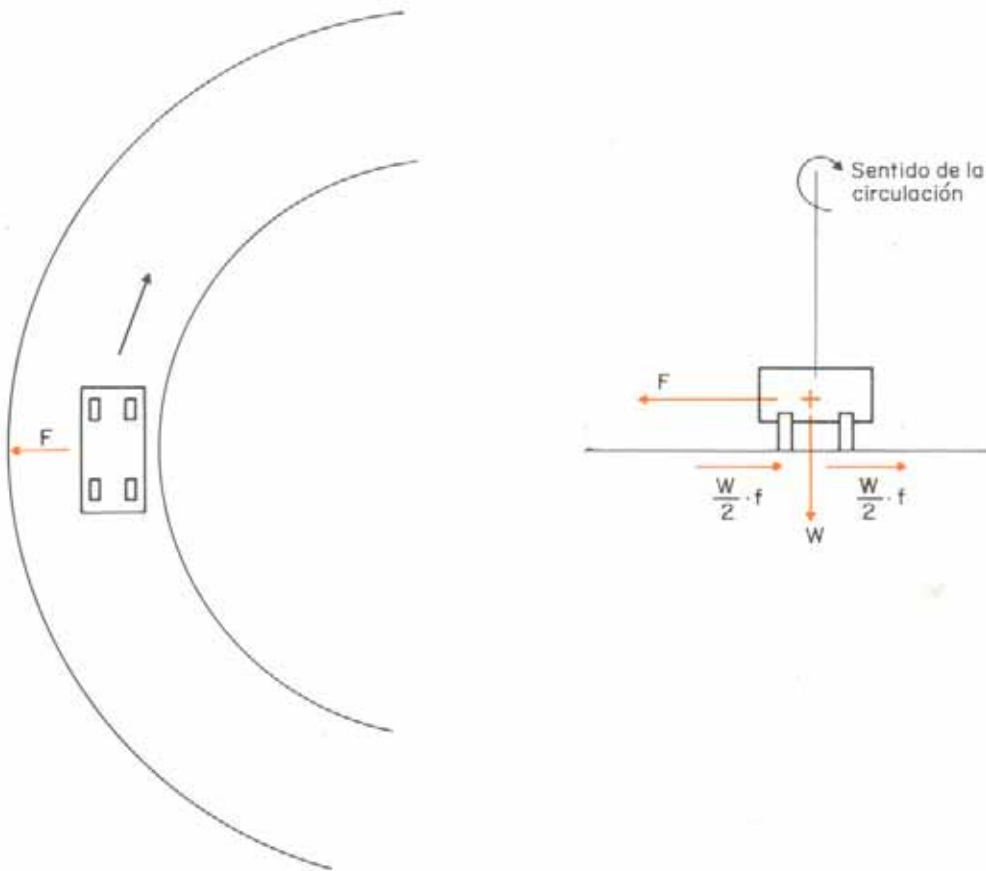


Fig. VI-2. Fuerzas que actúan sobre un vehículo que recorre una trayectoria curva horizontal.

Como se desprende de la fórmula anterior, la sollicitación transversal en la curva es proporcional a la aceleración radial V^2/R y, por consiguiente, su efecto tanto más notable cuanto mayor sea la velocidad de circulación de los vehículos.

Si se consideran, de una manera simplificada, las fuerzas que actúan sobre un vehículo que se desplaza en una trayectoria curva horizontal, se observa que la única fuerza que se opone al deslizamiento lateral del vehículo es la fuerza de rozamiento que se desarrolla entre los neumáticos y el pavimento.

Ahora bien, la fuerza de rozamiento por sí sola no es suficiente, generalmente, para impedir el deslizamiento transversal. Por ello, para evitar que los vehículos se salgan

de su trayectoria, se hace necesario buscar un complemento a esta fuerza.

En una curva de radio R , si la velocidad de circulación de los vehículos es fija, los valores de las fuerzas W y F son constantes, pero sus componentes en dirección normal y paralela a la calzada varían según la inclinación transversal que tenga ésta (Fig. VI-3a).

Asimismo, si la inclinación de la calzada es fija, las componentes de W se mantienen constantes, en tanto que las de F variarán según la velocidad (Fig. VI-3b).

En cualquiera de los casos anteriores, las componentes normales a la calzada son siempre del mismo sentido y se suman, contribuyendo a la estabilidad del vehículo, en tanto que las componentes paralelas a la calzada son de sentido

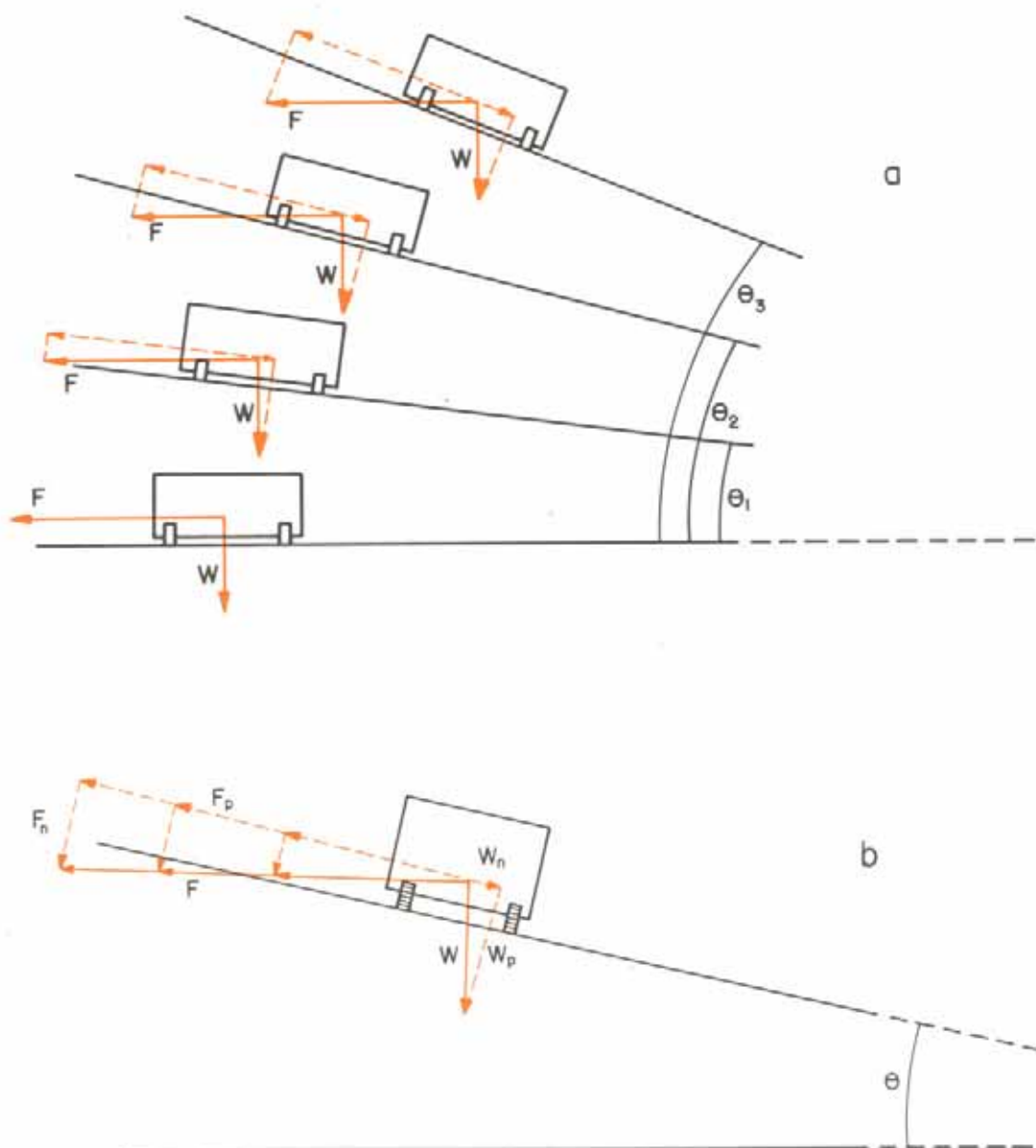


Fig. VI-3. Efecto de la inclinación transversal y de la velocidad sobre las fuerzas que actúan en un vehículo que circula en una trayectoria curva.

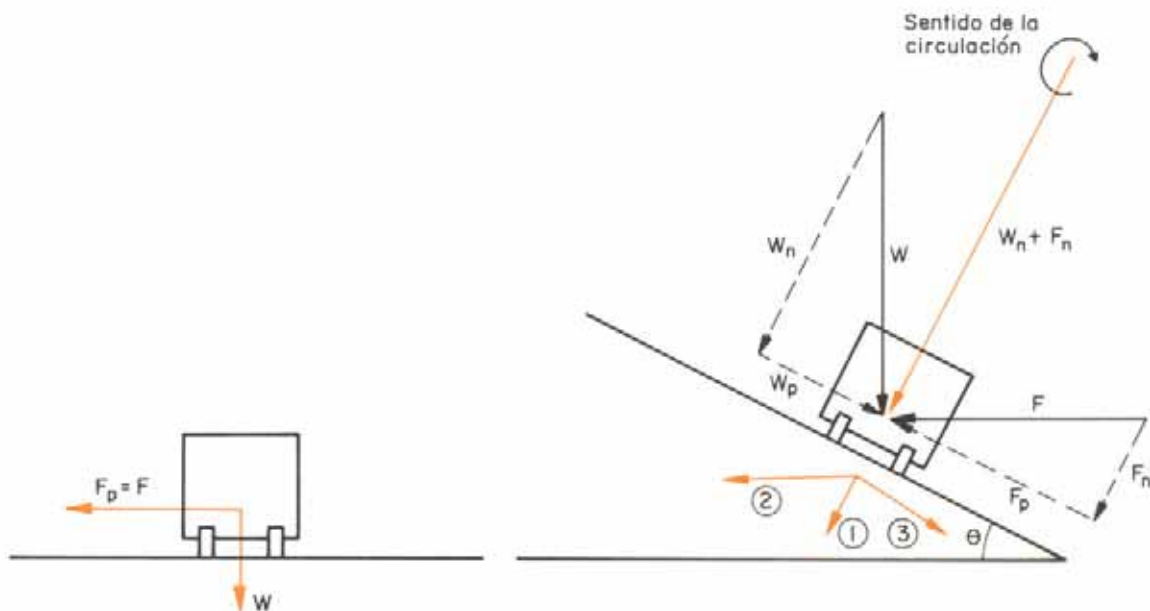


Fig. VI-4. Resultante de las fuerzas que actúan sobre un vehículo que recorre una trayectoria curva.

opuesto y su relación puede hacer variar los efectos que se sienten en el vehículo.

En la figura VI-4, se observa que, cuando la calzada es horizontal, $W_p = 0$ y, por tanto, F_p alcanza su valor máximo, siendo igual a F .

Para una velocidad constante, a medida que la inclinación de la calzada aumenta, W_p aumenta y F_p disminuye. Manteniendo fija la inclinación de la calzada y variando la velocidad, la componente F_p aumenta con la velocidad, en tanto que W_p permanece constante.

Estas circunstancias conducen a que la resultante de las fuerzas que actúan sobre el vehículo pueda seguir una de las siguientes direcciones:

- 1.º Cuando $F_p = W_p$, la resultante será perpendicular al pavimento y la fuerza centrífuga no es sentida por los ocupantes del vehículo. La velocidad que produce este efecto se llama *velocidad de equilibrio*.
- 2.º Cuando $F_p > W_p$, la resultante se desplaza en el sentido de la fuerza centrífuga. Hay una tendencia del vehículo a deslizarse hacia el exterior de la curva, resistida por una fuerza de sentido opuesto que se produce como consecuencia del rozamiento transversal entre los neumáticos del vehículo y el pavimento. Simultáneamente se origina un momento en sentido contrario a las agujas del reloj, que tiende a volcar el vehículo hacia afuera de la curva.
- 3.º Cuando $F_p < W_p$, la resultante se desplaza en sentido contrario a la fuerza centrífuga. Los efectos son opuestos a los descritos en el párrafo anterior: el vehículo tiende a deslizarse hacia el interior de la curva y a volcar también hacia adentro.

6.2.2. PERALTE

De lo expuesto se desprende que dos fuerzas se oponen al deslizamiento lateral de los vehículos que circulan por las curvas: la componente del peso del vehículo paralela a la

calzada y la fuerza de rozamiento transversal entre neumáticos y pavimento.

Dado que la magnitud de las componentes del peso y de la fuerza centrífuga paralelas a la calzada depende de la inclinación transversal de ésta, para evitar el deslizamiento lateral de los vehículos en las curvas se acostumbra dar cierta inclinación transversal a la calzada.

Esta inclinación se mide por la tangente del ángulo θ que forma la superficie de la calzada con la horizontal y recibe el nombre de *peralte*, designándose con la letra e .

A la velocidad de equilibrio, v ,

$$W_p = F_p$$

o también

$$W \cdot \sin \theta = \frac{Wv^2}{gR} \cdot \cos \theta$$

y resolviendo para θ

$$\operatorname{tg} \theta = e = \frac{v^2}{gR}$$

Sustituyendo g por su valor ($9,81 \text{ m/seg}^2$) y expresando v en km por hora y R en metros, se obtiene

$$e = \frac{v^2}{127,15 R} = \frac{0,007865 v^2}{R}$$

Para velocidades de circulación distintas de las de equilibrio, llamadas V , $W_p \neq F_p$ y la tendencia del vehículo a deslizarse lateralmente, proveniente de la diferencia $F_p - W_p$, debe ser resistida por la fuerza de rozamiento, cuya magnitud es igual a la suma de las componentes normales que actúan sobre el vehículo, multiplicada por un coeficiente de rozamiento transversal entre los neumáticos y el pavimento, es decir

$$F_p - W_p = F_{\text{rozamiento}} = (F_n + W_n) \cdot f$$

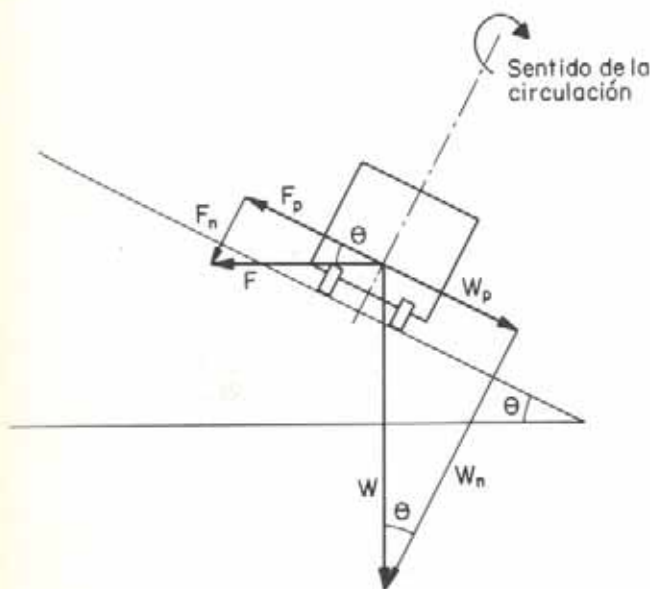


Fig. VI-5.

De aquí puede deducirse que, cuando $F_p > W_p$, el valor del coeficiente de rozamiento es

$$f = \frac{F_p - W_p}{F_n + W_n} = \frac{F \cdot \cos \theta - W \cdot \sin \theta}{F \cdot \sin \theta + W \cdot \cos \theta}$$

Para los valores de θ usados en la práctica (no mayores de 7°), se puede suponer que $F \cdot \sin \theta = 0$, ya que su valor es muy pequeño comparado con $W \cdot \cos \theta$. Luego f vale, aproximadamente,

$$f = \frac{F \cdot \cos \theta - W \cdot \sin \theta}{W \cdot \cos \theta} = \frac{F}{W} - \operatorname{tg} \theta$$

de donde puede escribirse

$$f = \frac{V^2}{gR} - e$$

De la misma manera, cuando $W_p > F_p$

$$f = e - \frac{V^2}{gR}$$

donde e es el valor del peralte calculado para la velocidad de equilibrio y V es la velocidad de circulación del vehículo.

Habiéndose demostrado anteriormente que $e = v^2/gR$, el coeficiente de rozamiento deducido no es otra cosa, numéricamente, que la diferencia de los peraltes correspondientes a las velocidades de circulación y de equilibrio.

En efecto, para

$$f = \frac{V^2}{gR} - e$$

se puede escribir

$$f = \frac{V^2}{gR} - \frac{v^2}{gR}$$

y para

$$f = e - \frac{V^2}{gR}$$

$$f = \frac{v^2}{gR} - \frac{V^2}{gR}$$

Las relaciones anteriores también se pueden expresar en la forma

$$e + f = \frac{V^2}{gR} \quad \text{para } F_p > W_p$$

y

$$e = \frac{V^2}{gR} + f \quad \text{para } F_p < W_p$$

es decir, que para velocidades mayores que las de equilibrio, el rozamiento lateral y el peralte se complementan para balancear la fuerza centrífuga, en tanto que cuando la velocidad de circulación es menor que la de equilibrio, el rozamiento lateral complementa a la fuerza centrífuga para contrarrestar el exceso de peralte.

Para la forma usual de expresar V (km/h) y R (m), las expresiones anteriores toman la forma generalizada

$$e \pm f = \frac{V^2}{127,15 R} = \frac{0,007865 V^2}{R}$$

habiéndose llamado al segundo miembro de esta expresión, $0,007865 V^2/R$, con el nombre de *factor centrífugo*.

La fórmula anterior supone que los vehículos siguen la trayectoria de la curva circular con exactitud geométrica. Sin embargo, estudios realizados analizando el recorrido de los vehículos en las curvas han venido a demostrar que éstos, cualquiera sea la velocidad a que viajen, se alejan apreciablemente de la trayectoria supuesta^{5,6}.

Esto ha conducido a revisión de la fórmula del peralte normalmente usada y a proponer expresiones que toman en cuenta el verdadero recorrido del vehículo y dan un margen de seguridad que cubre la mayor demanda de fricción o la disminución de la resistencia al deslizamiento. Sin embargo, el uso de estas fórmulas todavía no se ha generalizado por carecer de suficiente apoyo experimental. Es de suponer que en un futuro próximo se pueda disponer de la necesaria información que permita emplear una expresión tal que, tomando en cuenta los factores hasta ahora imprecisos en la fórmula de peralte, proporcione un diseño más seguro.

6.2.3. COEFICIENTE DE ROZAMIENTO LATERAL

La expresión $e \pm f = V^2/gR$ es indicativa de que, cuando un vehículo viaja a velocidades distintas de la de equilibrio, la posibilidad de circular con seguridad por una curva depende del coeficiente de rozamiento lateral que se desarrolle entre los neumáticos y el pavimento.

En efecto, cuando un vehículo recorre una curva peraltada, a una velocidad constante tal que la fuerza centrífuga que se origina es totalmente balanceada por la componente del peso del vehículo paralela a la calzada, la fuerza de

rozamiento transversal, que es una fuerza latente, no es solicitada y, por consiguiente, no actúa. En cambio, cuando en la curva se viaja a velocidades distintas de la de equilibrio, esta fuerza hace su aparición, adquiriendo un valor diferente para cada velocidad y siendo su magnitud, como se vio anteriormente, el producto de las componentes normales de las fuerzas que actúan sobre el vehículo, multiplicadas por un coeficiente de rozamiento entre los neumáticos y el pavimento.

Al hablar de coeficiente de rozamiento no se habla de un valor constante sino variable según la velocidad del vehículo. Asimismo, dado que el coeficiente de rozamiento entre neumáticos y pavimento implica dos componentes, los neumáticos y el pavimento, y, a veces, hasta un tercer elemento, el agua que se acumula entre ellos, no es correcto decir que un pavimento tiene un determinado coeficiente de rozamiento, ya que el rozamiento depende de los componentes; también es impreciso expresar que un cierto tipo de neumático sobre un pavimento produce determinado coeficiente de rozamiento, a menos que la velocidad, presión de inflado, carga, temperatura, espesor de la película de agua y otros detalles se especifiquen ⁷⁻⁸.

En resumen, el coeficiente de rozamiento sólo es repre-

sentativo cuando las condiciones bajo las que ha sido determinado se pueden precisar.

Numerosos autores han determinado valores del coeficiente de rozamiento para diferentes condiciones ^{1-9,10}. Incluso, se ha sugerido el uso de un *número de deslizamiento*, *SN*, que excluye todas las variables que influyen en el coeficiente ^{11-12,13}. Sin embargo, debido al gran número de factores que inciden, sigue siendo difícil obtener cifras correctas mediante mediciones, por lo que, por el momento, es necesario conformarse con valores orientativos basados en el confort del conductor y en el mantenimiento de la estabilidad del vehículo, al no disponerse de valores límites exactos.

La figura VI-6 es una recopilación de valores del coeficiente de rozamiento determinados por diversos autores, y publicada por la AASHO ¹ en sus ediciones de 1959 y de 1965 sin modificación.

Sobre los datos analizados, la AASHO recomienda la relación lineal señalada en la figura con un trazo grueso y que corresponde a la ecuación $f = 0,19 - 0,00068 V$, en la cual *V* es la velocidad de proyecto expresada en km/h. El coeficiente de rozamiento así obtenido ofrecerá un margen de seguridad razonable para altas velocidades.

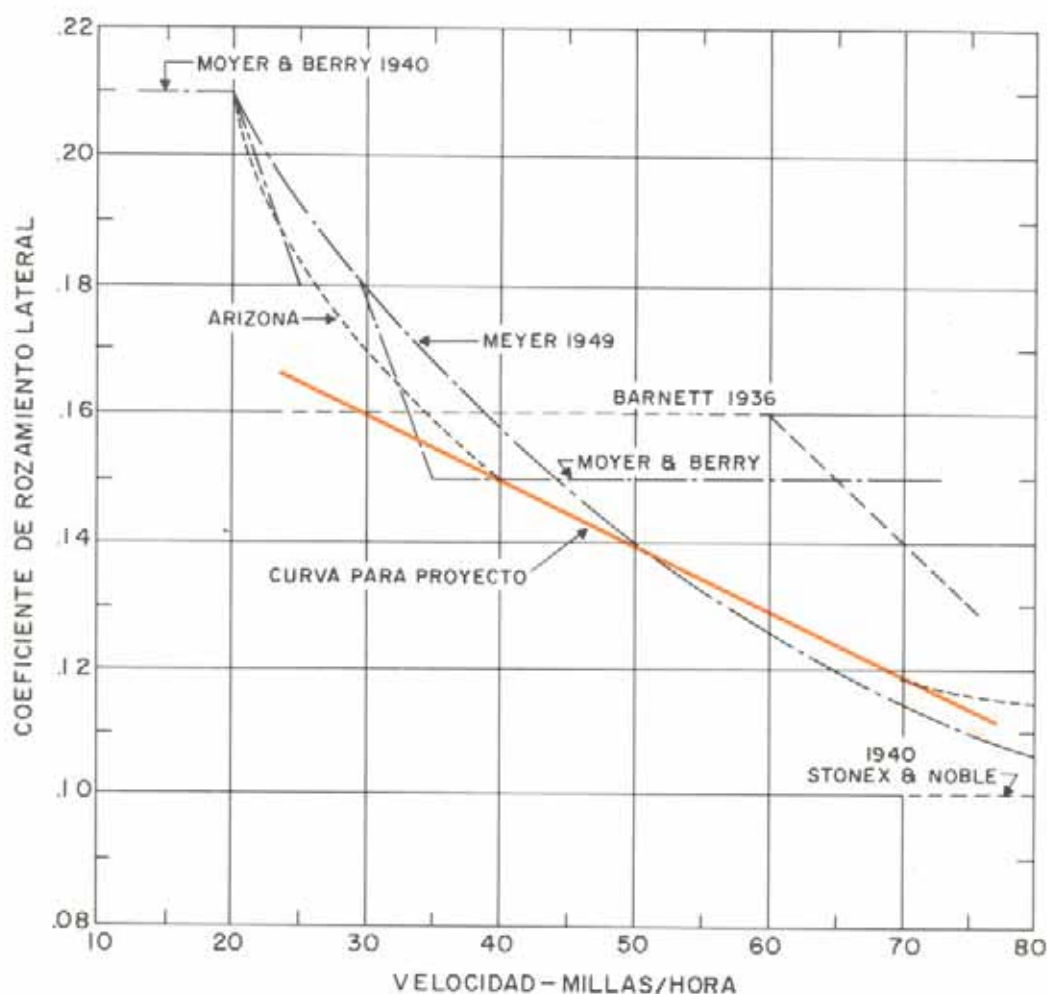


Fig. VI-6. Valores del coeficiente de rozamiento lateral, según diversos autores.

Las normas venezolanas ¹⁴ aceptan estos valores y los han adoptado conforme a la tabulación efectuada por el Departamento de Carreteras del Estado de California ¹⁵. Estos valores, aplicables por igual a pavimentos de concreto de cemento portland y a pavimentos asfálticos, son los siguientes:

TABLA VI-1. VALORES DEL COEFICIENTE DE ROZAMIENTO PARA DISTINTAS VELOCIDADES

Velocidad (km/h)	Coefficiente de rozamiento
40	0,17
50	0,16
60	0,15
70	0,14
80	0,14
90	0,13
100	0,13
110	0,12
120	0,11

6.2.4. VALORES MAXIMOS DEL PERALTE

Así como en el proyecto de curvas circulares el valor máximo del coeficiente de rozamiento lateral que se utiliza está basado en el confort del conductor y en el mantenimiento de la estabilidad del vehículo, el valor máximo del peralte debe también limitarse por razones de orden práctico.

Un peralte exagerado puede provocar el deslizamiento del vehículo hacia el interior de la curva cuando aquél circula a baja velocidad o se ve obligado a detenerse. Asimismo, un peralte reducido resulta inadecuado porque limita la velocidad en las curvas.

Por otra parte, ha quedado comprobado que cuanto mayor es el peralte asignado a una curva que cruza a la izquierda, mayor es la dificultad de maniobrar en la zona de transición.

En la figura VI-7 se indica el cambio de pendiente transversal que debe realizarse en la calzada de una curva a la izquierda para alcanzar el máximo peralte en la curva.

De la sección bombeada -1- en el alineamiento recto, la calzada debe levantarse gradualmente según se indica, para alcanzar el peralte máximo en la sección -4-.

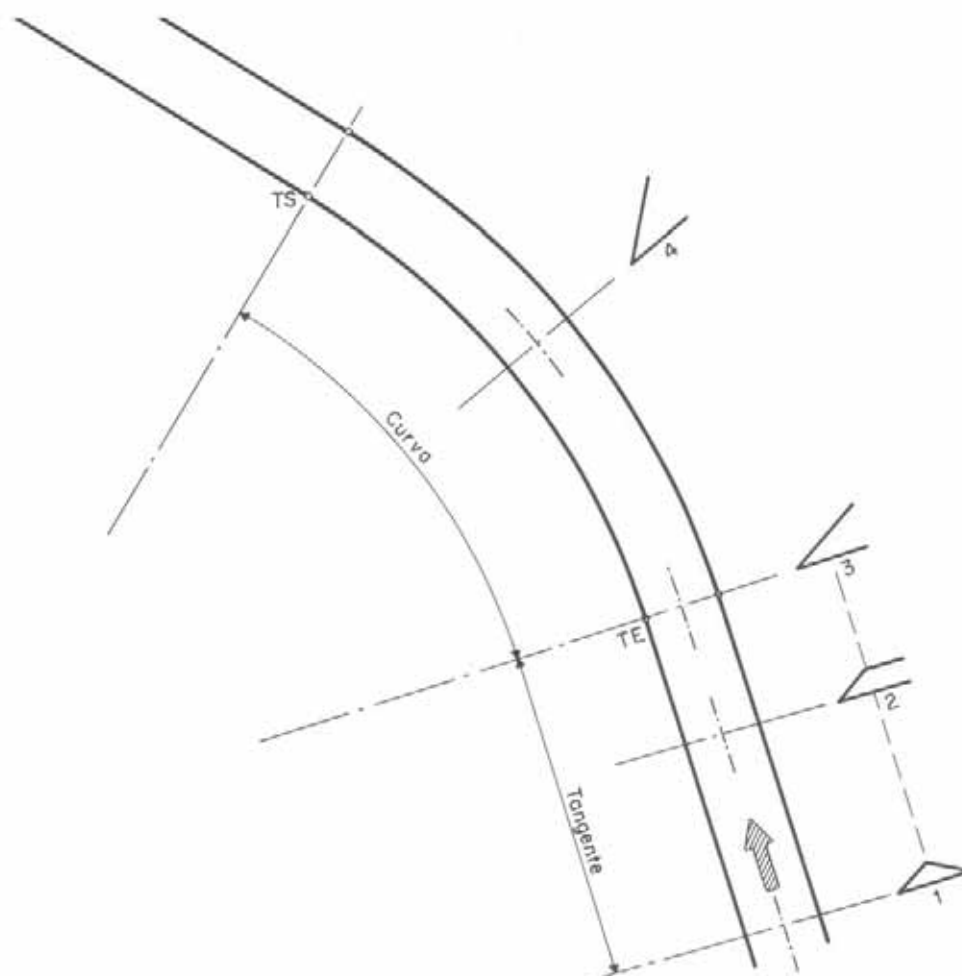


Fig. VI-7. Transición del peralte en una curva izquierda.

En -2-, la horizontalidad del carril derecho puede ocasionar problemas de drenaje, creando una sección potencialmente peligrosa. Apenas pasada esta sección, el conductor se enfrenta con otro problema: la maniobrabilidad del vehículo se puede hacer dificultosa ya que, aun en la tangente, la inclinación de la calzada obliga a mover el volante en dirección contraria al sentido de la curva que se aproxima. Al llegar al punto de tangencia -3-, el conductor debe revertir su volante para seguir la trayectoria de la curva. Aun si logra orientar bien su volante, la demanda de rozamiento lateral puede exceder a la tomada en cuenta en el diseño, ya que en este punto todavía no se ha alcanzado el peralte completo.

La situación descrita, a la velocidad de diseño de una carretera actual, debe resolverse en no más de tres segundos. ¿Puede ponerse en duda que la mayoría de los conductores puedan responder adecuadamente a esta situación en tan corto tiempo!

Por lo expuesto, se desprende que el valor práctico del peralte debe quedar entre los valores límites que fijan el rozamiento y la velocidad, por una parte, y la comodidad y seguridad en el manejo, por la otra.

En base a estas consideraciones, la AASHO¹ recomienda utilizar varios valores del peralte y no uno solo al fijar los controles de diseño de las curvas. Basándose en las condiciones climáticas, configuración topográfica, etc., los valores máximos fijados por la AASHO son los siguientes:

TABLA VI-2. VALORES MAXIMOS DEL PERALTE

Condición	(%)
Cuando no se forma hielo sobre la vía	12
Valor más aconsejable en cualquier caso	10
En regiones de frecuentes nevadas	8
Para volúmenes de tráfico elevados y en áreas urbanas	6

6.2.5. RADIOS MINIMOS DE CURVATURA

6.2.5.1. Radios mínimos para curvas con peralte máximo

El radio mínimo de curvatura es el valor límite de éste para una determinada velocidad de proyecto, calculado según el máximo valor del peralte y el máximo coeficiente de rozamiento.

Una vez fijados los valores del peralte y los límites de variación del coeficiente de rozamiento, los radios mínimos se deducen a partir de la fórmula:

$$R = \frac{0,007865 V^2}{e + f}$$

En la tabla siguiente se indican dichos radios mínimos para distintas velocidades de proyecto.

El uso de radios menores que los mínimos exigirá el empleo de peraltes mayores que los considerados prácticos o la estimación de coeficientes de rozamiento más allá de los límites de seguridad.

TABLA VI-3. RADIOS MINIMOS PARA CURVAS CON PERALTE MAXIMO

Velocidad de proyecto (km/h)	Coeficiente de rozamiento	Radios mínimos (m)			
		e = 0,12	e = 0,10	e = 0,80	e = 0,06
50	0,16	70	75	80	90
65	0,15	120	130	140	155
80	0,14	195	210	230	255
95	0,13	300	320	350	355
110	0,12	400	450	500	550

6.2.5.2. Radios mínimos para curvas con peralte negativo

Las carreteras de peralte constante se construyen en menor tiempo y más económicamente que las de peralte variable. Asimismo, en el caso de calzadas separadas, el problema del drenaje se resuelve de manera más favorable con una pendiente transversal constante que con pendiente y drenaje hacia la mediana.

Como, generalmente, la variación de la pendiente transversal sólo tiene lugar en las curvas, parece indicado estudiar las condiciones en que se puede mantener en una curva la pendiente transversal normal del alineamiento recto (*bombeo*), sin disminuir la velocidad de circulación o sin poner en peligro la seguridad del tráfico.

Tratándose de calzadas de un solo sentido de circulación, el mantenimiento del bombeo se traduce, en las curvas a la derecha, en un peralte dirigido hacia el interior de las mismas; en el caso de las curvas a la izquierda, la pendiente se inclina hacia el exterior de la curva.

El peralte con caída hacia el interior de la curva se considera positivo, en tanto que el dirigido hacia el exterior, como negativo.

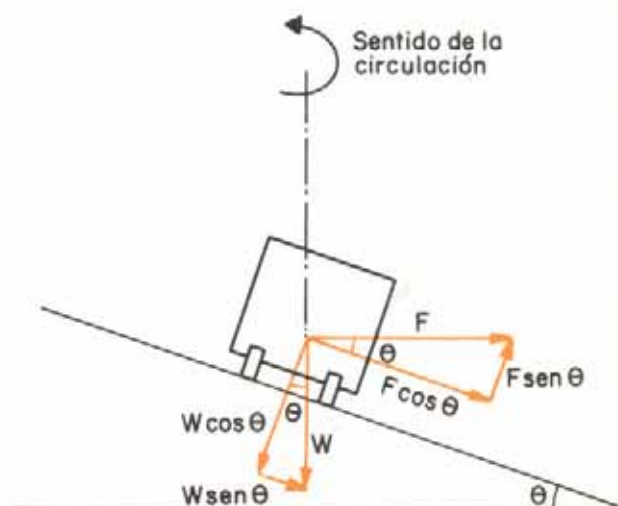


Fig. VI-8. Fuerzas que actúan sobre un vehículo que recorre una trayectoria curva con peralte negativo.

Sobre un vehículo que realiza un movimiento circular a velocidad uniforme en una calzada con peralte negativo, las fuerzas que actúan son las indicadas en la figura VI-8. De ella se puede deducir:

$$F_{\text{deslizante}} = F \cdot \cos \theta + W \cdot \sin \theta$$

y

$$F_{\text{rozamiento}} = (W \cdot \cos \theta - F \cdot \sin \theta) \cdot f$$

de donde

$$\left(W \cdot \cos \theta - \frac{W \cdot V^2}{gR} \cdot \sin \theta \right) \cdot f = \frac{WV^2}{gR} \cdot \cos \theta + W \cdot \sin \theta$$

y

$$R = \frac{V^2 (1 + \operatorname{tg} \theta \cdot f)}{g (f - \operatorname{tg} \theta)}$$

expresión que permite calcular el radio mínimo que debe tener la curva para evitar el deslizamiento del vehículo por efecto de la fuerza centrífuga¹⁶.

Si, como se hizo anteriormente, se expresa la velocidad en km/h, la aceleración de la gravedad se hace igual a 9,81 m/seg² y se sustituye $\operatorname{tg} \theta$ por el peralte e , se obtiene:

$$R_{\min} = \frac{V^2 (1 + ef)}{127,15 (f - e)}$$

En esta expresión, para la velocidad V se toman como límites inferior y superior las velocidades de proyecto indicadas en el parágrafo anterior, o sea, 50 y 110 km/h, respectivamente.

El valor del peralte se toma como la pendiente transversal normal en los alineamientos rectos, es decir, el *bombeo* de la carretera, ya que peraltes negativos más pequeños conducen a espesores peligrosos de las películas o capas de agua que se acumulan sobre la calzada, y valores negativos superiores tienen un efecto desfavorable en la dinámica de la conducción.

De acuerdo al tipo de pavimento, la AASHO¹ recomienda los siguientes valores para el bombeo, siendo valores de uso generalizado los comprendidos entre 1 y 2,5 por ciento.

TABLA VI-4. VALORES NORMALES DEL BOMBEO

Tipo de superficie	Bombeo recomendado (%)
Alta calidad	1-2
Mediana calidad	1,5-3
Baja calidad	2-4

Para curvas con radios de gran magnitud, se admite que se mantenga la sección con su bombeo siempre que el factor centrífugo $e + f$ no supere el valor de 0,015 para vehículos que circulen a la velocidad de proyecto¹⁷⁻¹⁸.

Al satisfacer esta condición, para $e = -0,01$

$$f = 0,015 + 0,01 = 0,025$$

y para $e = -0,025$

$$f = 0,015 + 0,025 = 0,040$$

Introduciendo estos valores de f en la relación del radio mínimo para curvas con peralte negativo, se obtiene:

para $f = 0,025$

$$1 + ef = 1 + 0,01 \times 0,025 = 1,00025 \approx 1$$

y para $f = 0,040$

$$1 + ef = 1 + 0,025 \times 0,040 = 1,001 \approx 1$$

de forma que dicha relación se puede escribir como:

$$R_{\min} = \frac{V^2}{127,15 (f - e)}$$

y, para los casos límites

$$e = 0,01 \quad f = 0,025 \quad R_{\min} = \frac{V^2}{1,907}$$

$$e = 0,025 \quad f = 0,040 \quad R_{\min} = \frac{V^2}{1,907}$$

de donde, para las velocidades de proyecto usuales, los radios mínimos a partir de los cuales no se requiere peralte serán:

TABLA VI-5. RADIOS MINIMOS PARA CURVAS SIN PERALTE

Velocidad de proyecto (km/h)	Radio mínimo sin peralte (m)
50	1.300
65	2.200
80	3.350
95	4.750
110	6.400

6.2.6. CORRELACION ENTRE LA VELOCIDAD, LOS RADIOS Y EL PERALTE EN UN TRAZADO DE CARRETERA

Aunque, por razón de la fórmula que los liga

$$e \pm f = 0,007865 V^2/R$$

hay una interrelación entre la velocidad, la curvatura y el peralte, la circunstancia de ser variable la velocidad dentro de un rango apreciable de valores a lo largo de una misma carretera, ha dado lugar a muy diversos criterios para correlacionar la curvatura y el peralte en términos de la velocidad de proyecto.

En el parágrafo 6.2.4., se establecieron los valores máximos del peralte. Ahora bien, fijar este peralte máximo en todas las curvas de un trazado, independientemente del radio de la curva, no se compadece con el confort del usuario.

Por otra parte, si en la fórmula anterior se fija como base la velocidad de proyecto y el coeficiente de rozamiento correspondiente, para cada argumento resultará un valor del peralte. Pero este procedimiento no toma en cuenta que en las curvas de mayor radio y en las pendientes usualmente se desarrollan mayores velocidades¹⁹⁻²⁰, por lo que un trazado así concebido ofrecerá tramos peligrosos.

Considerando que el valor del peralte puede variar desde el valor del bombeo del tramo en recta hasta el valor máximo del peralte establecido por razones prácticas, parece entonces conveniente que, al considerar un tramo continuo de carretera, el peralte de cada curva deba establecerse de manera que, para la velocidad que en ellas pueda desarrollarse, se mantenga una relación apropiada entre el coeficiente de rozamiento y el peralte.

En este sentido, la AASHO¹ ha estudiado cuatro métodos diferentes para la asignación del peralte a las distintas curvas que se encuentran en un proyecto. Estos métodos, según las correlaciones que se presentan en la figura VI-9, son:

1.º El peralte se hace directamente proporcional al radio de la curva, correspondiendo al valor del radio mínimo el valor máximo del peralte. La variación del coeficiente de rozamiento mantiene también una variación similar, tanto para la velocidad de proyecto como para la de circulación.

Este método tiene ciertas ventajas, además de su simplicidad.

En una determinada carretera, el alineamiento horizontal consiste en tangentes y curvas con radios que pueden alcanzar hasta el valor mínimo que corresponde a la velocidad de proyecto. El uso de valores de peralte proporcionales al radio de curvatura produce, para los vehículos que viajan a velocidad uniforme, valores del coeficiente de rozamiento que varían linealmente desde cero en la tangente al valor máximo en las curvas más cerradas.

Esto puede parecer una forma ideal de distribución del coeficiente de rozamiento, pero su éxito depende de que cada vehículo de la corriente vehicular mantenga una velocidad constante, independientemente de si viaja en una recta, en una curva de radio intermedio o en una curva con el radio mínimo, para esa velocidad de proyecto. Aunque la velocidad uniforme sea la tendencia de la mayor parte de los conductores y puede ser mantenida en carreteras bien diseñadas, cuando los volúmenes de tráfico no son demasiado grandes, hay una propensión en muchos conductores a viajar más rápidamente en las tangentes y curvas suaves que en las muy cerradas, especialmente después de haber sido retrasados por no haber podido adelantar a otros vehículos lentos.

Esto conduce a la conveniencia de proporcionar peraltes para las curvas intermedias algo mayores que los que resultan aplicando este método.

2.º El peralte es tal que un vehículo, viajando a la velocidad de proyecto, tiene toda la fuerza centrífuga balanceada por el peralte, hasta requerirse el máximo valor de éste, utilizándose el valor máximo del peralte solamente en las curvas más cerradas.

En este método, que era la práctica seguida hace muchos años, se peraltan las curvas para contrarrestar toda la fuerza centrífuga que se produce viajando a la velocidad de proyecto, hasta requerirse el máximo peralte. Este valor máximo se aplica a todas las curvas de radio menor.

Bajo esta práctica no se requiere fricción en las curvas suaves, con peralte menor que el máximo, para aquellos vehículos que viajan a la velocidad de proyecto, requiriéndose un aumento rápido de la fricción a medida que las curvas con el máximo peralte son de radio menor.

Por otra parte, para los vehículos que viajan a la velocidad de circulación, esta manera de peraltar produce una fricción negativa en las curvas muy suaves hasta el rango

medio, a partir del cual la fricción se hace necesaria, aumentando muy rápidamente para los valores de radios mínimos.

Esta diferencia en los requerimientos de fricción para las distintas curvas no es lógica y produce maniobras de manejo erráticas.

3.º Se aplica el mismo procedimiento anterior, sólo que para correlacionar la velocidad con el peralte se utiliza la velocidad de circulación en vez de la de proyecto.

Este método trata de evitar las deficiencias del método anterior, basando el peralte en una velocidad menor que la de proyecto. Este método ha sido muy utilizado con una velocidad de circulación promedio, para la cual toda la fuerza centrífuga es compensada por el peralte en las curvas más suaves que las que requieren máximo peralte.

Esta velocidad de circulación promedio varía entre el 80 y el 93 por ciento de la velocidad de proyecto.

Empleando este método, el peralte máximo se obtiene aproximadamente en la mitad del rango de curvaturas usado. Hasta este punto no se requiere fricción, aumentando su necesidad rápidamente para las curvas más cerradas.

4.º Se mantiene una relación curvilínea (parabólica) entre los valores del peralte y los radios de las curvas, con valores comprendidos entre los que se obtienen según los métodos 1.º y 3.º.

A fin de favorecer las tendencias de manejo más rápido que se practican en las curvas más suaves, es deseable que en ellas el peralte se aproxime al que se obtiene aplicando el método 3.º. El manejo más rápido en esas curvas no será peligroso, ya que el peralte contrarrestará casi toda la fuerza centrífuga a la velocidad de circulación, quedando una reserva grande de fricción para los vehículos que viajan más rápidamente. Por otra parte, al acercarse a los resultados proporcionados por la aplicación del primer método, se evita que un gran número de curvas tengan el máximo peralte.

Valores usuales para la aplicación de este método aparecen en las tablas III-7 a III-10 de la Referencia 1.

El Ministerio de Obras Públicas, en sus Normas para el Proyecto de Carreteras¹⁴, adopta el criterio de establecer para cada radio un solo valor del peralte, basado en la velocidad de circulación promedio que se ha observado en las curvas de distinto radio¹⁵ y asumiendo una variación lineal del coeficiente de rozamiento según la velocidad.

Este procedimiento da los valores normales que se indican en la tabla VI-6, del peralte, velocidad máxima que permite cada radio y velocidad de equilibrio.

6.2.7. VOLCAMIENTO DE LOS VEHICULOS EN LAS CURVAS

En ciertos casos, el efecto de las sollicitaciones transversales puede ser el vuelco del vehículo, si la resultante de las fuerzas que actúan sobre él se sale fuera del polígono de sustentación formado por los puntos de contacto de las ruedas con el pavimento.

Designando con a el ancho entre ruedas y h la altura del centro de gravedad sobre el pavimento, de un vehículo que se mueve a la velocidad $V > v$ sobre una curva de radio R ,

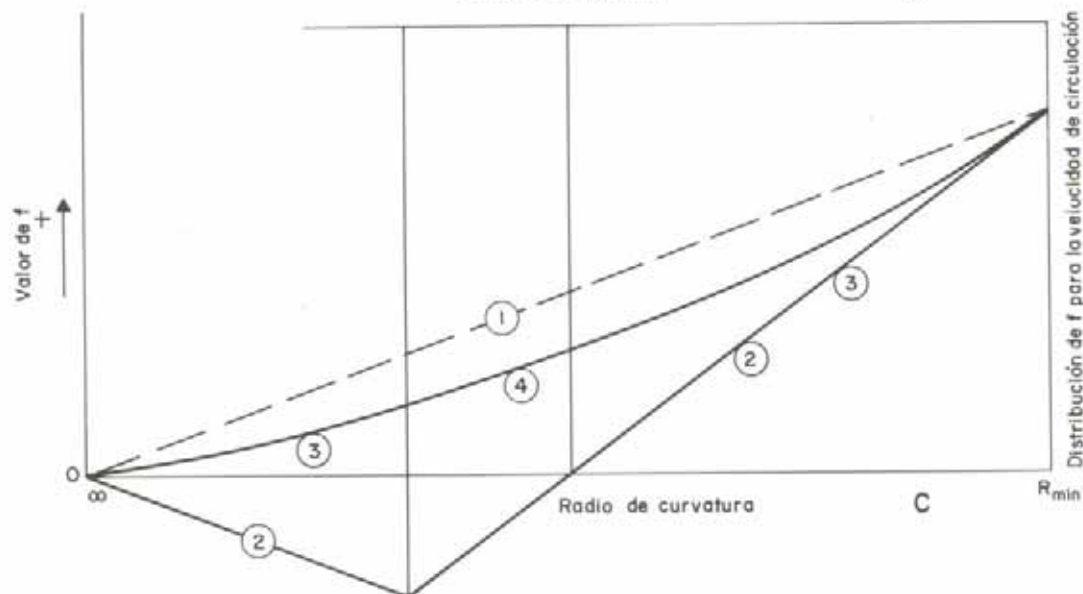
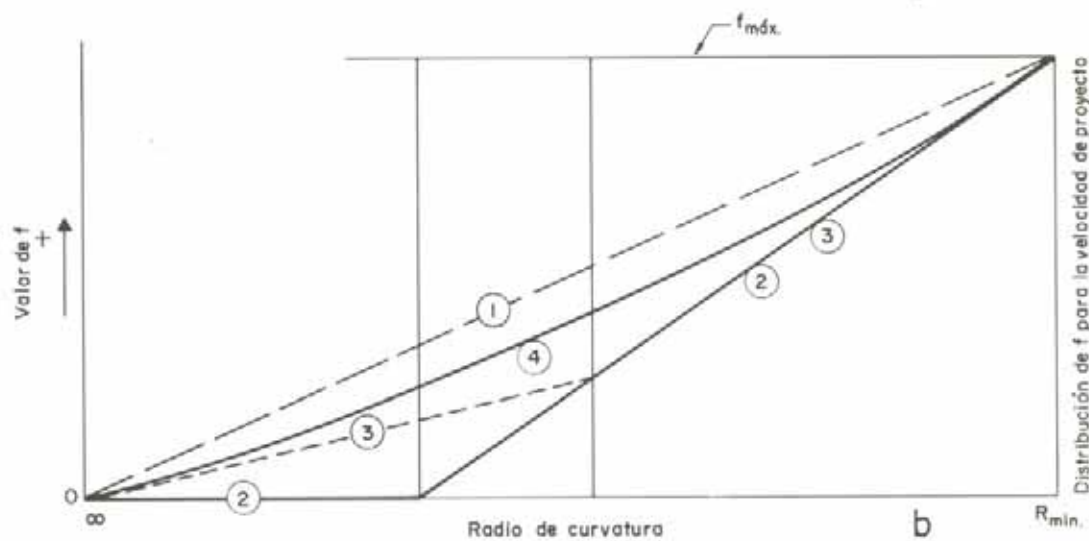
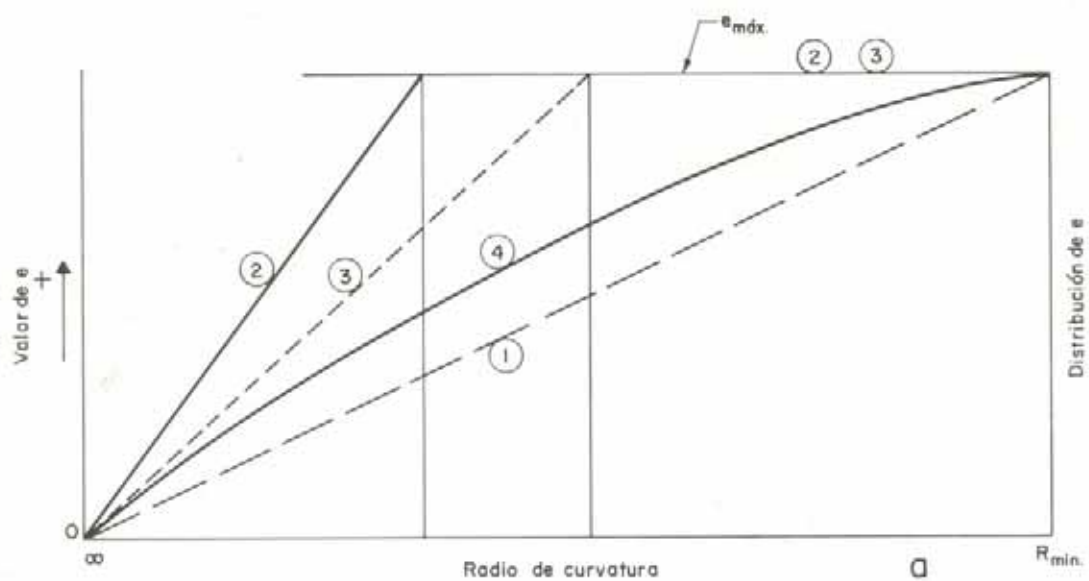


Fig. VI-9. a. Correlación entre el peralte y el radio de curvatura. b. Correlación entre el coeficiente de rozamiento y el radio de curvatura para la velocidad de proyecto. c. Correlación entre el coeficiente de rozamiento y el radio de curvatura para la velocidad de circulación.

TABLA VI-6. PERALTE Y CURVATURA: VALORES NORMALES

Radio (m)	50	60	70	80	90	100	120	140	160	200
Peralte (%)	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
Velocidad máxima (km/h)	42	46	50	53	56	59	64	67	71	81
Velocidad de manos libres (km/h).	28	30	33	35	37	39	43	46	48	49
Radio (m)	250	275	300	350	360	380	400	425	450	500
Peralte (%)	12	11,5	11	10,5	10	9,5	9	8,5	8	7,5
Velocidad máxima (km/h)	90	93	95	101	101	103	104	106	107	111
Velocidad de manos libres (km/h).	62	63	65	68	68	68	68	68	68	69
Radio (m)	525	550	600	650	700	750	800	900	1.000	1.200
Peralte (%)	7	6,5	6	5,5	5,5	5	4,5	4,5	4	3,5
Velocidad máxima (km/h)	112	113	116	118	122	124	125	130	135	142
Velocidad de manos libres (km/h).	68	67	68	67	70	69	68	72	71	73
Radio (m)	1.500	1.600	1.800	2.000	2.200	2.500	3.000	3.200	3.500	3.600
Peralte (%)	3	2,5	2	2	2	2	2	B O	M B	E O
Velocidad máxima (km/h)	152	153	157	163	168	175	185	162	166	168
Velocidad de manos libres (km/h).	76	71	68	71	75	80	87	—	—	—

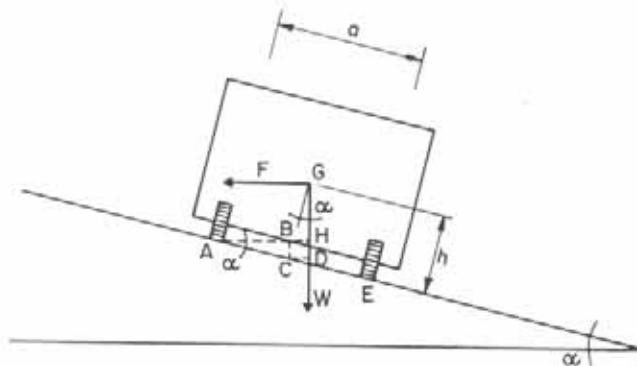


Fig. VI-10.

la condición de equilibrio para que no ocurra volcamiento estará dada por la igualdad de los momentos de W y F con relación a las ruedas del lado exterior.

En la figura anterior se puede deducir

$$W \cdot AH = F \cdot GH$$

siendo

$$AH = AB + CD$$

y

$$GH = GD - HD$$

Siendo

$$AB = AC \cdot \cos \alpha = \frac{a}{2} \cdot \cos \alpha$$

y

$$CD = h \cdot \sin \alpha$$

entonces

$$AH = \frac{a}{2} \cdot \cos \alpha + h \cdot \sin \alpha$$

De la misma manera

$$GD = h \cdot \cos \alpha$$

y

$$HD = BC = AC \cdot \sin \alpha = \frac{a}{2} \cdot \sin \alpha$$

de donde

$$GH = h \cdot \cos \alpha - \frac{a}{2} \cdot \sin \alpha$$

Como también se tiene que

$$F = \frac{WV^2}{gR} = \frac{0,007865 W \cdot V^2}{R}$$

cuando V se expresa en km/h, R en m y $g = 9,81 \text{ m/seg}^2$, sustituyendo valores en la primera igualdad, se puede escribir

$$W \left(\frac{a}{2} \cos \alpha + h \cdot \sin \alpha \right) = \frac{0,007865 W \cdot V^2}{R} \left(h \cdot \cos \alpha - \frac{a}{2} \cdot \sin \alpha \right)$$

pudiendo despejarse los valores límites para que no ocurra volcamiento. Así se tiene

$$V \leq 11,28 \sqrt{\frac{R(a + 2he)}{2h - ae}}$$

$$R \geq \frac{0,007865 V^2 (2h - ae)}{a + 2he}$$

$$e \geq \frac{0,01573 V^2 h - aR}{2Rh + 0,007865 aV^2}$$

De la aplicación de estas fórmulas puede comprobarse que, en condiciones de inestabilidad, un vehículo se desliza antes de volcarse.

6.3. GEOMETRIA DE LAS CURVAS CIRCULARES

En su forma más simplificada, el alineamiento en planta de una carretera consiste en una serie de tramos rectos (tangentes) conectados por curvas circulares.

Las curvas circulares son, entonces, los arcos de círculo que forman la proyección horizontal de las curvas empleadas para unir dos tangentes consecutivas.

6.3.1. CLASIFICACION Y ELEMENTOS DE LAS CURVAS CIRCULARES

Cuando dos tangentes son enlazadas por una sola curva, ésta se llama *curva simple*. Una curva simple puede doblar hacia la derecha o hacia la izquierda, recibiendo entonces ese calificativo adicional.

Cuando dos o más curvas circulares contiguas, de diferente radio, cruzan hacia el mismo lado, reciben el nombre de *curvas compuestas*, en tanto que cuando cruzan en sentido opuesto y tienen un punto de tangencia común, siendo sus radios iguales o diferentes, reciben el nombre de *curvas revertidas*.

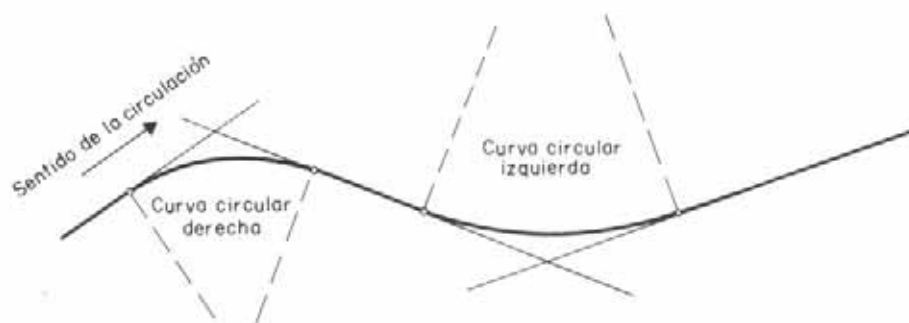


Fig. VI-11. Enlace de alineamientos rectos con curvas circulares simples.

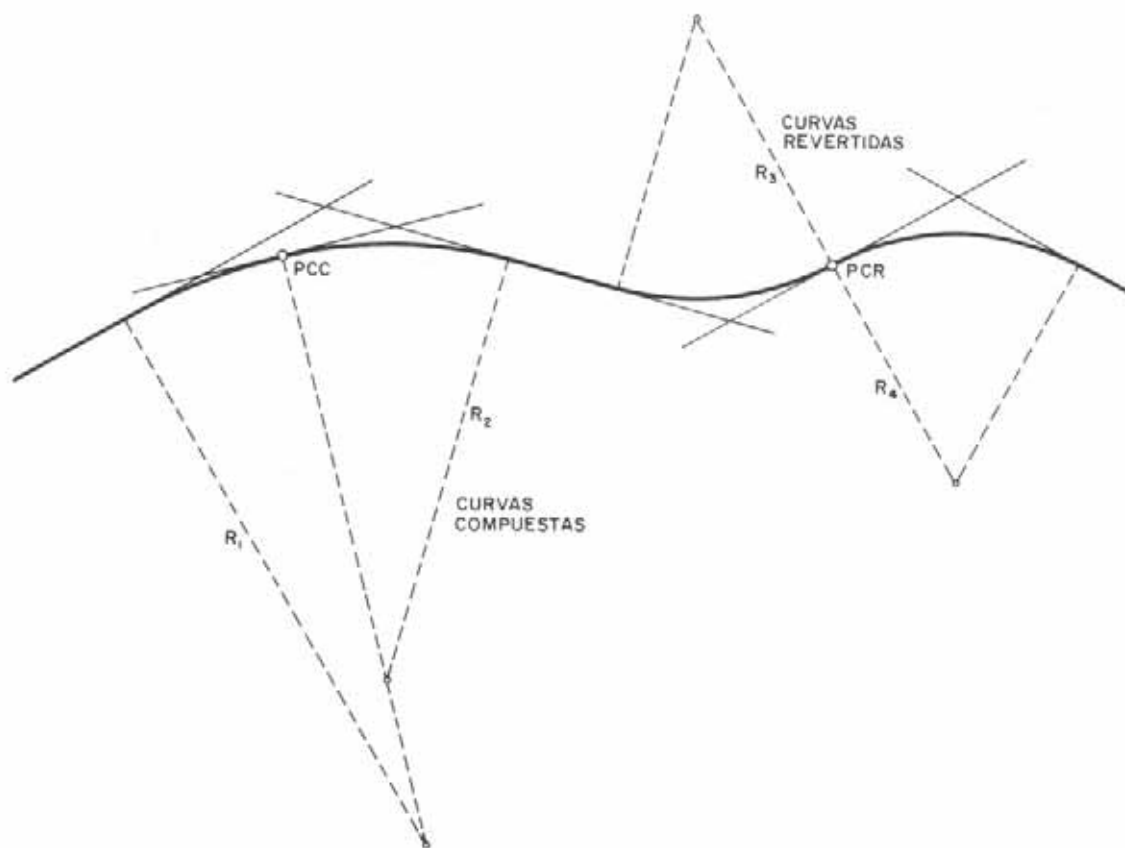


Fig. VI-12. Enlace de alineamientos rectos con curvas compuestas y revertidas.

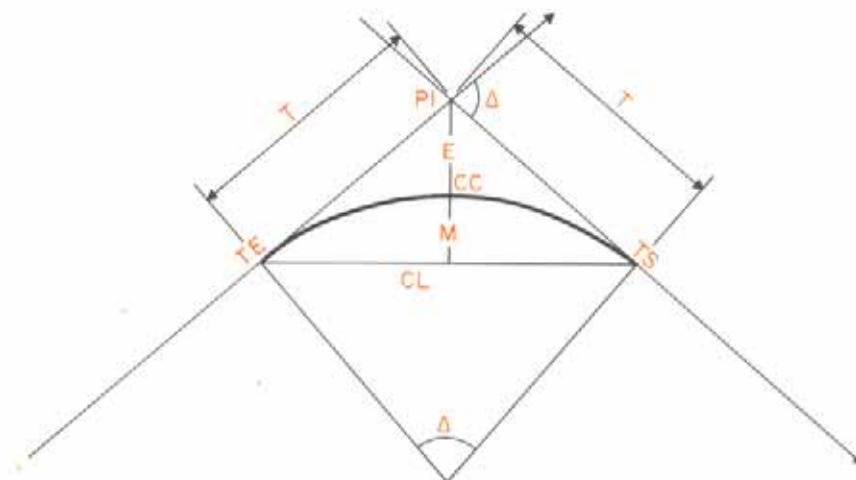


Fig. VI-13. Elementos de la curva circular simple.

En una curva circular simple hay que distinguir los siguientes elementos:

Los puntos donde los alineamientos rectos (tangentes) son tangentes a la curva se llaman *tangente de entrada*, TE, y *tangente de salida*, TS, respectivamente.

La intersección de las dos tangentes a la curva se designa *punto de intersección*, PI; el ángulo de deflexión en el PI formado por la prolongación de una tangente y la siguiente se designa con la letra Δ y tiene por valor el ángulo al centro subtendido por la curva.

El tramo de tangente entre el TE y el PI o entre el PI y el TS se denomina *semitangente* y se designa con la letra T.

El arco TE-CC-TS es el *largo de la curva*, L.

La recta entre TE y TS es la *cuerda larga*, CL; CC es el *punto medio* de la curva, siendo PI-CC la *externa*, E. La distancia desde el CC a la cuerda larga es la *ordenada media*, M.

En las curvas circulares compuestas, además de los elementos acabados de señalar hay que distinguir el punto de tangencia común: este punto se llama *punto de curvatura compuesta*, PCC.

En las curvas revertidas, el punto de contacto recibe el nombre de *punto de curvatura revertida*, PCR.

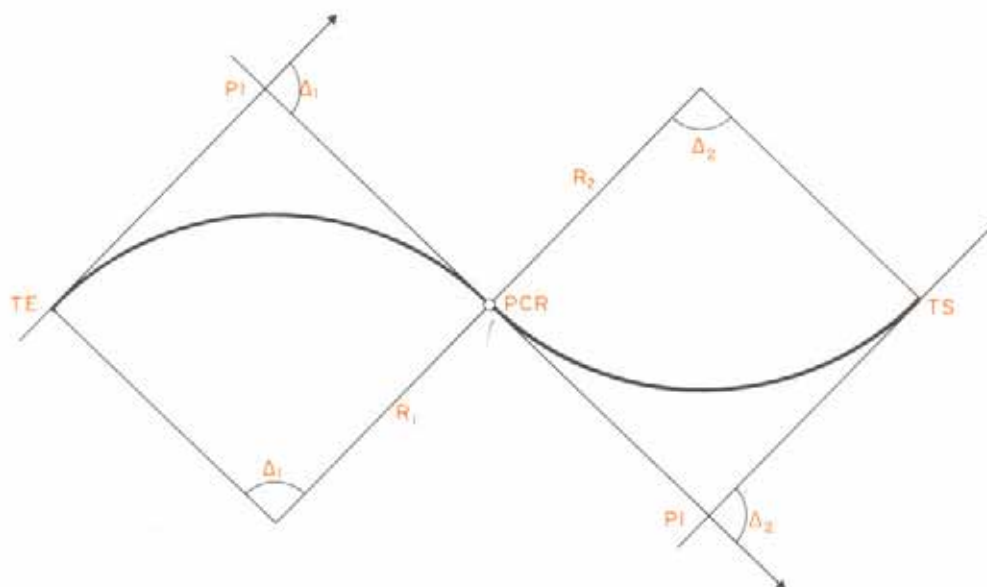
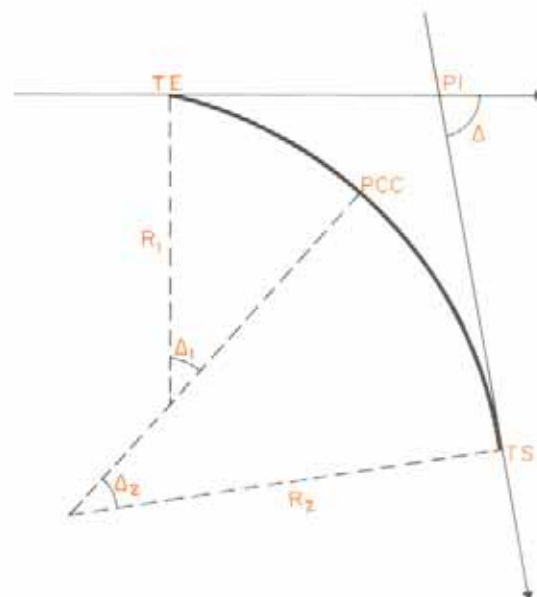


Fig. VI-14.
Curva compuesta y
curva revertida.

6.3.2. CALCULO DE LOS ELEMENTOS DE LAS CURVAS CIRCULARES

6.3.2.1. Curvas circulares simples

Los distintos elementos de una curva circular simple se calculan según las siguientes expresiones, las cuales pueden ser deducidas en la figura VI-15.

Semitangente	$T = R \cdot \operatorname{tg} \frac{\Delta}{2}$
Cuerda larga	$CL = 2R \cdot \operatorname{sen} \frac{\Delta}{2}$
Externa	$E = R \left(\sec \frac{\Delta}{2} - 1 \right)$

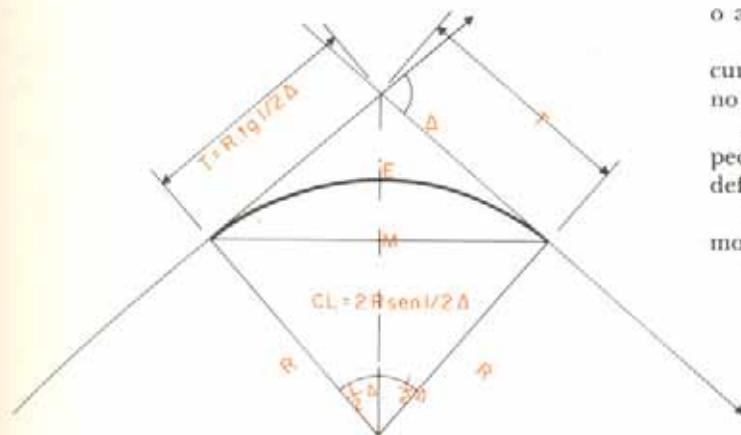


Fig. VI-15. Elementos de las curvas circulares simples.

Ordenada media $M = R \left(1 - \cos \frac{\Delta}{2} \right)$

Longitud $L_c = \frac{\pi R \Delta}{180}$

6.3.2.2. Curvas compuestas

A veces, debido a las condiciones del terreno u otros aspectos que limiten la libertad en el diseño, puede requerirse un enlace doble con radios diferentes, en vez del arco circular sencillo.

Para resolver este problema, generalmente se conocen el ángulo de intersección de los dos alineamientos rectos y el punto de tangencia común a las dos curvas. Si, además, el radio menor ha quedado fijado según el radio mínimo, el radio mayor y los demás elementos pueden hallarse gráfica o analíticamente.

En la figura VI-16 se han indicado los elementos de una curva circular compuesta. A fin de simplificar la notación, no se ha utilizado la usual de las curvas circulares.

Para la curva AC, R_1 , T_1 (AV_1), y Δ_1 , representan, respectivamente, el radio, la semitangente y el ángulo de deflexión entre las tangentes.

Para la curva CB, R_2 , T_2 (CV_2), y Δ_2 designan esos mismos elementos.

También se tiene que

$$I = \Delta_1 + \Delta_2$$

$$T_a = AV$$

$$T_b = VB$$

$$R_1 > R_2$$

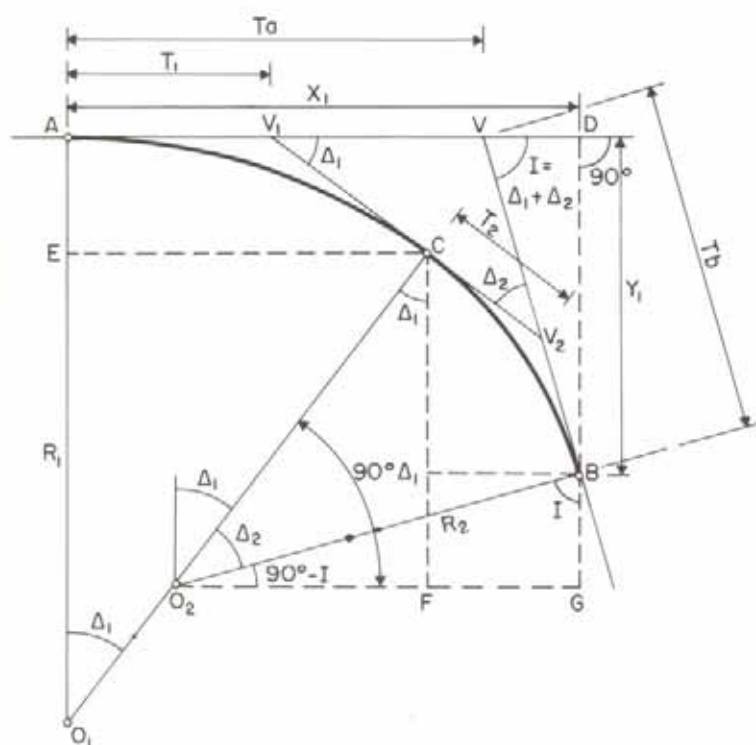


Fig. VI-16. Elementos de la curva compuesta de dos centros.

En una curva compuesta hay siete elementos

$$I, R_1, T_a, \Delta_1, R_2, T_b \text{ y } \Delta_2$$

cuando cuatro de ellos, incluyendo un ángulo, son conocidos, los otros tres pueden ser determinados.

En la figura VI-16 se tiene

$$X_1 = EC + O_2G - O_2F$$

$$X_1 = R_1 \cdot \sin \Delta_1 + R_2 \cdot \sin I - R_2 \cdot \sin \Delta_1$$

o

$$X_1 = R_2 \cdot \sin I + (R_1 - R_2) \cdot \sin \Delta_1$$

y

$$Y_1 = R_1 - EO_1 + CF - BG$$

$$Y_1 = R_1(1 - \cos \Delta_1) + R_2 \cdot \cos \Delta_1 - R_2 \cdot \cos I$$

o

$$Y_1 = R_1 - R_2 \cdot \cos I - (R_1 - R_2) \cdot \cos \Delta_1$$

y puesto que $T_b = Y_1 / \sin I$, se puede escribir

$$T_b = \frac{R_1 - R_2 \cdot \cos I - (R_1 - R_2) \cdot \cos \Delta_1}{\sin I}$$

De estas ecuaciones, haciendo $1 - \cos I = \text{senvers } I$, se pueden obtener las expresiones

$$\text{senvers } \Delta_1 = \frac{T_b \cdot \sin I - R_2 \cdot \text{senvers } I}{R_1 - R_2}$$

$$\text{sen } \Delta_1 = \frac{X_1 - R_2 \cdot \sin I}{R_1 - R_2} = \frac{T_a + T_b \cdot \cos I - R_2 \cdot \sin I}{R_1 - R_2}$$

$$\text{tg } \frac{\Delta_1}{2} = \frac{T_b \cdot \sin I - R_2 \cdot \text{senvers } I}{T_a + T_b \cdot \cos I - R_2 \cdot \sin I}$$

$$R_1 = R_2 + \frac{Y_1 - R_2 \cdot \text{senvers } I}{\text{senvers } \Delta_1} = R_2 + \frac{T_b \cdot \sin I - R_2 \cdot \text{senvers } I}{\text{senvers } \Delta_1}$$

Cuando la disposición de las curvas en el trazado es tal que el radio de la primera es menor que el de la segunda (Fig. VI-17), se puede deducir que

$$X_2 = R_2 \sin \Delta_2 + R_1 \cdot \sin I - R_1 \cdot \sin \Delta_2$$

$$X_2 = R_1 \cdot \sin I - (R_1 - R_2) \cdot \sin \Delta_2$$

$$Y_2 = R_2 \cdot \text{senvers } \Delta_2 + R_1 \cdot \cos \Delta_2 - R_1 \cdot \cos I$$

$$Y_2 = R_2 - R_1 \cdot \cos I + (R_1 - R_2) \cdot \cos \Delta_2$$

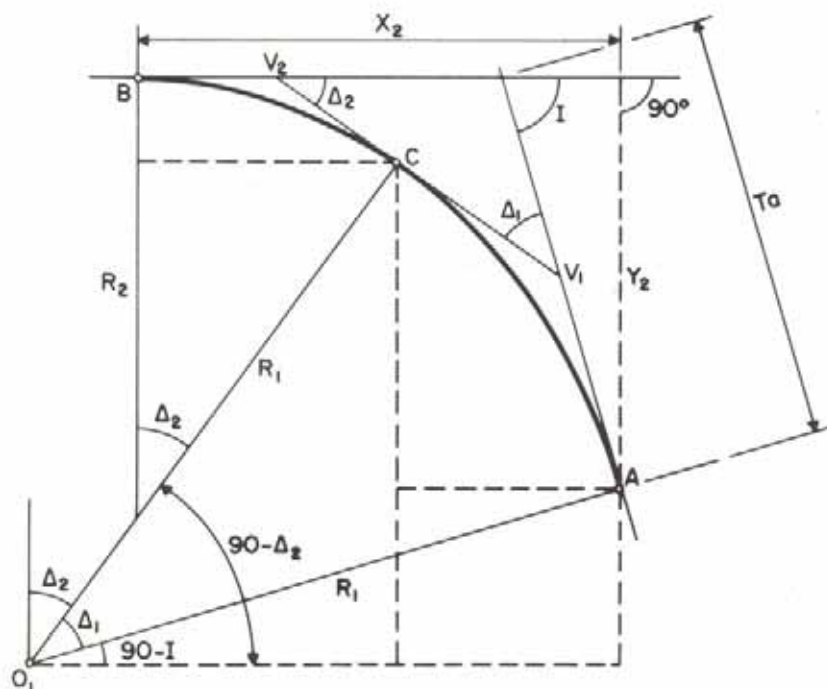


Fig. VI-17. Elementos de la curva compuesta de dos centros.

y entonces

$$T_a = \frac{Y_2}{\text{sen } I} = \frac{R_2 - R_1 \cdot \cos I + (R_1 - R_2) \cdot \cos \Delta_2}{\text{sen } I}$$

$$\text{senvers } \Delta_2 = \frac{R_1 \cdot \text{senvers } I - T_a \cdot \text{sen } I}{R_1 - R_2}$$

$$\text{sen } \Delta_2 = \frac{R_1 \cdot \text{sen } I - X_2}{R_1 - R_2} = \frac{R_1 \cdot \text{sen } I - T_a \cdot \cos I - T_b}{R_1 - R_2}$$

$$\text{tg } \frac{\Delta_2}{2} = \frac{R_1 \cdot \text{senvers } I - T_a \cdot \text{sen } I}{R_1 \cdot \text{sen } I - T_a \cdot \cos I - T_b}$$

$$R_2 = R_1 - \frac{R_1 \cdot \text{senvers } I - T_a \cdot \text{sen } I}{\text{senvers } \Delta_2}$$

Cuando la curva compuesta está formada por tres curvas de distintos radios, siendo $R_1 > R_2 > R_3$ (Fig. VI-18), se tiene

$$Y_1 = T_b \cdot \text{sen } I$$

$$X_1 = T_a + T_b \cdot \cos I$$

y también

$$X_1 = R_1 \cdot \text{sen } \Delta_1 + R_2 \cdot \text{sen } (\Delta_1 + \Delta_2) - R_2 \cdot \text{sen } \Delta_1 + R_3 \cdot \text{sen } I - R_3 \cdot \text{sen } (\Delta_1 + \Delta_2)$$

o

$$X_1 = (R_1 - R_2) \cdot \text{sen } \Delta_1 + (R_2 - R_3) \cdot \text{sen } (\Delta_1 + \Delta_2) + R_3 \cdot \text{sen } I$$

o

$$Y_1 = R_1 \cdot \text{senvers } \Delta_1 + R_2 \cdot \cos \Delta_1 - R_2 \cdot \cos (\Delta_1 + \Delta_2) + R_3 \cdot \cos (\Delta_1 + \Delta_2) - R_3 \cdot \cos I$$

o

$$Y_1 = R_1 - R_3 \cdot \cos I - (R_1 - R_2) \cdot \cos \Delta_1 - (R_2 - R_3) \cdot \cos (\Delta_1 + \Delta_2)$$

Puesto que

$$T_b = \frac{Y_1}{\text{sen } I} \quad \text{y} \quad T_a = \frac{Y_2}{\text{sen } I}$$

se puede escribir

$$T_b = \frac{R_1 - R_3 \cdot \cos I - (R_1 - R_2) \cdot \cos \Delta_1 - (R_2 - R_3) \cdot \cos (\Delta_1 + \Delta_2)}{\text{sen } I}$$

y

$$T_a = \frac{R_3 - R_1 \cdot \cos I + (R_1 - R_2) \cdot \cos (\Delta_2 + \Delta_3) + (R_2 - R_3) \cdot \cos \Delta_3}{\text{sen } I}$$

Hasta 1959, la AASHO recomendaba que la utilización de las curvas circulares compuestas en los trazados de carreteras debería evitarse siempre que fuera posible, y que cuando la topografía hiciese imprescindible su uso, el radio

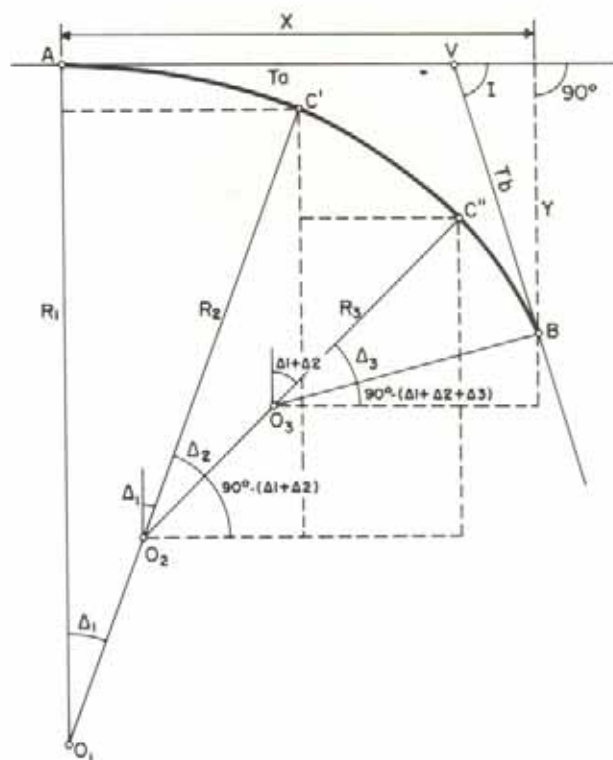


Fig. VI-18. Elementos de la curva compuesta de tres centros.

de la curva más suave no debería ser mayor de vez y media el radio de la más cerrada, ya que el uso de curvas compuestas con grandes diferencias de curvatura introduce en el proyecto los mismos problemas que se originan en el enlace de un alineamiento recto con una curva circular.

En su edición de 1965, la AASHO ¹ conserva esta última recomendación.

Las normas venezolanas ¹⁴ proscriben el uso de las curvas compuestas y, en caso imprescindible, recomiendan que la longitud total de la curva compuesta no sea nunca menor de 150 m, debiendo procurarse que el radio mayor no exceda en más de 2,5 veces al radio menor.

Sin embargo, textos más recientes ²¹ han reivindicado el uso de las curvas compuestas como elemento de suma ventaja para adaptar un trazado a la topografía, especialmente en terrenos montañosos.

6.3.2.3. Curvas revertidas

Las curvas circulares revertidas de radio pequeño, debido a los cambios de curvatura que introducen en el trazado, dificultan la marcha de los vehículos, creando una situación azarosa y errática para los conductores.

Por otra parte, los mismos cambios de curvatura crean problemas en el peraltado y en el drenaje de la vía.

Por estas razones, la mayoría de las normas en uso proscriben el uso de estas curvas, limitándolas a aquellos trazados montañosos donde resulten imprescindibles o en el proyecto de las rampas de los distribuidores.

El cálculo de las curvas revertidas puede asimilarse al de las curvas simples.

6.3.3. EXPRESION DE LA CURVATURA DE LAS CURVAS CIRCULARES

En los párrafos anteriores, la curvatura de las curvas circulares se ha definido por su radio.

Ahora bien, cuando se emplean curvas de grandes radios, como es lo usual en los trazados modernos, el centro de la curva es inaccesible o demasiado remoto. En estos casos, el radio no es utilizable en las labores de replanteo, aunque sí requerido para ciertos cálculos. Esta razón obligó a buscar otra característica de la curva que reemplazase al radio y que pudiera utilizarse en el campo. Surge así el concepto de grado de la curva, el cual se acostumbra a designar con la letra D .

Se entiende por *grado de la curva* la medida del ángulo central de la curva que subtiende un arco o una cuerda de

determinada longitud. Esta medida se da en grados sexagesimales.

Según que el ángulo central de la curva sea subtendido por un arco o por una cuerda, la definición grado de la curva puede ser *arco-grado* o *cuerda-grado*.

En cada caso, el arco o la cuerda subtendidos reciben el nombre de *arco base* y *cuerda base*.

Cuando se emplean unidades inglesas, el arco base y la cuerda base suelen ser de 100 pies de longitud. En el sistema métrico, el arco base o la cuerda base puede ser de 20 ó 10 metros.

En el sistema arco-grado se entiende por *longitud de la curva* la del arco entre sus puntos extremos, TE y TS .

En el sistema cuerda-grado, la longitud de la curva es la de una poligonal inscrita en ella, cuyo lado es el de la cuerda base.

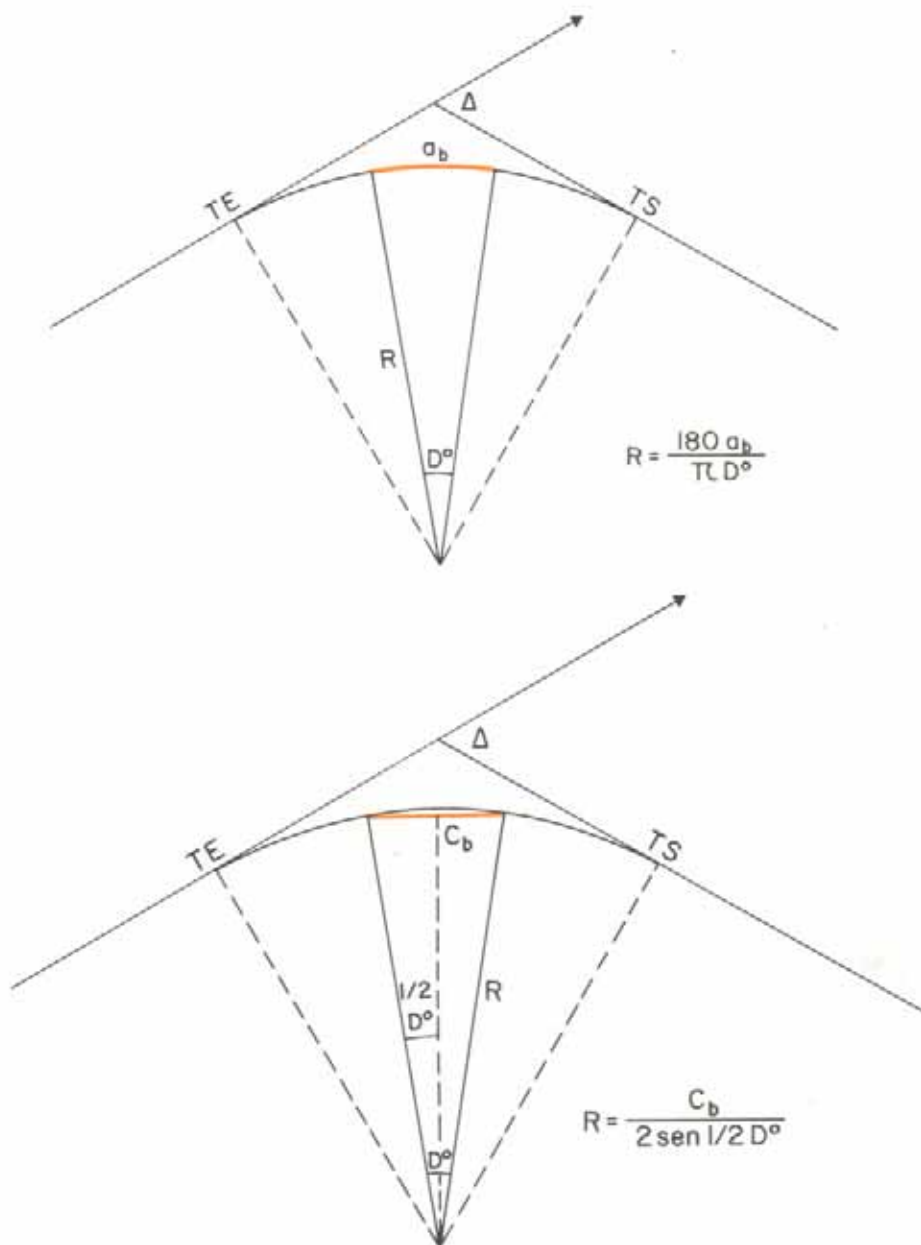


Fig. VI-19. Sistemas arco-grado y cuerda-grado.

Entre el grado y el radio de una curva hay las siguientes relaciones:

En el sistema arco-grado

$$\frac{a_b}{2\pi R} = \frac{D^\circ}{360}$$

de donde

$$R = \frac{180 a_b}{\pi D^\circ}$$

$$D^\circ = \frac{180 a_b}{\pi R}$$

siendo

a_b = Arco base.

D° = Grado de la curva.

R = Radio de la curva.

Cuando se tiene el sistema cuerda-grado, las siguientes relaciones son válidas

$$\text{sen } 1/2 D = \frac{C_b}{2R}$$

de donde

$$R = \frac{C_b}{2 \text{ sen } 1/2 D}$$

y

$$D^\circ = 2 \text{ arc sen } \frac{C_b}{2R}$$

siendo

C_b = Cuerda base.

Cuando se emplean unidades inglesas, sustituyendo en las expresiones anteriores el valor del arco-base o de la cuerda-base, se obtiene:

En el sistema arco-grado

$$R = \frac{5.729,58}{D^\circ}$$

y si $D^\circ = 1^\circ$

$$R = 5.729,58 \text{ pies}$$

En el sistema cuerda-base

$$R = \frac{50}{\text{sen } 1/2 D}$$

y si $D^\circ = 1^\circ$

$$R = 5.729,65 \text{ pies}$$

Cuando se emplea el sistema métrico y el arco-base o la cuerda-base son de 10 m, se obtiene:

En el sistema arco-grado, para $D^\circ = 1^\circ$

$$R = 572,958 \text{ metros}$$

y en el sistema cuerda-grado

$$R = 572,965 \text{ metros}$$

Por consiguiente, cuando se emplea el arco-base o la cuerda-base de 10 m, las funciones de la curva unitaria de $D = 1^\circ$ en el sistema métrico son un décimo de las funciones de la curva unitaria de $D = 1^\circ$ en unidades inglesas.

6.4. GEOMETRIA DE LAS CURVAS DE TRANSICION

En párrafos anteriores se ha visto que, en un trazado donde sólo se emplean rectas y círculos, la curvatura pasa bruscamente desde cero en la tangente hasta un valor finito y constante en la curva.

Esta discontinuidad de curvatura en el punto de unión de los alineamientos rectos con las curvas circulares no puede aceptarse en un trazado racional, pues además de ser incómoda para el conductor puede ser causa de accidentes debidos a la fuerza centrífuga.

Por otra parte, para alcanzar en la curva circular el peralte requerido a todo lo largo de ella, debe pasarse del bombeo del alineamiento recto a dicho peralte.

De estas consideraciones surge la necesidad de emplear un *alineamiento de transición* entre los alineamientos rectos y curvos de una carretera, a través del cual la curvatura pase gradualmente desde cero hasta el valor finito de la curva circular, a la vez que la inclinación transversal de la calzada pase también paulatinamente desde el bombeo al peralte.

En las carreteras modernas, la transición es un elemento de tanta importancia como el círculo y la recta. Su uso se hace obligatorio para evitar o aminorar las deformaciones ópticas de los bordes de la vía (ver Parágrafo 8.5), a la vez que la necesidad de adaptar el trazado a la configuración del terreno y al comportamiento usual de la mayoría de los conductores induce a su empleo.

Diversos procedimientos se han utilizado para efectuar la transición de la curvatura entre los alineamientos rectos y circulares.

Es así que el enlace de dos alineamientos rectos se puede realizar mediante el uso del arco de círculo de radio R precedido y seguido de un círculo de radio $2R$, por medio del arco de círculo precedido y seguido por una curva de transición de radio variable, o utilizando las curvas de transición sin arco de círculo intermedio.

Cualquiera que sea el procedimiento que se seleccione para realizar la transición, ésta debe satisfacer los requerimientos exigidos por la dinámica del movimiento, la maniobrabilidad del vehículo y el confort del conductor, y la geometría del trazado.

A la entrada de una curva circular, esto se logra cumpliendo las siguientes funciones:

- 1.º Regulando entre su mínimo y su máximo el cambio de sollicitación transversal a que es sometido el vehículo al entrar en el alineamiento curvo.
- 2.º Regulando la variación del ángulo de deflexión de las ruedas delanteras del vehículo, desde cero hasta su máximo.
- 3.º Regulando la transición del peralte desde el bombeo de la calzada en la tangente hasta su máximo valor en la curva circular.

6.4.1. LA CLOTOIDE COMO CURVA DE TRANSICION

Numerosas curvas satisfacen los requerimientos de regulación citados, a través de una variación uniforme de la curvatura; para ello, la curvatura deberá ser proporcional a algún elemento de la curva de transición.

Entre las curvas de transición más frecuentemente empleadas pueden citarse la espiral de Cornu o clotoide, el óvalo, la lemniscata de Bernoulli, la parábola cúbica, etc. De todas éstas, la más ampliamente utilizada en carreteras es la clotoide; su forma se ajusta a la de la trayectoria recorrida por un vehículo que viaja a velocidad constante y cuyo volante es accionado en forma uniforme.

La clotoide fue analizada en el año 1860 por Max von Leber, e introducida en la práctica de la Ingeniería por L. Oerley en el año 1937.

Muchas ventajas ofrece el uso de la clotoide como curva de transición²², entre ellas:

1. La clotoide es una espiral, es decir, una curva cuya curvatura varía proporcionalmente con la longitud de su desarrollo, siendo cero al comienzo de la misma. En razón de esta característica, posee la propiedad de que un móvil que la recorra a velocidad constante experimenta una variación uniforme de la aceleración centrífuga. La parte de la clotoide que se emplea en un trazado de carretera no es sino un segmento de la espiral cuya forma, por consiguiente, no es apreciable.

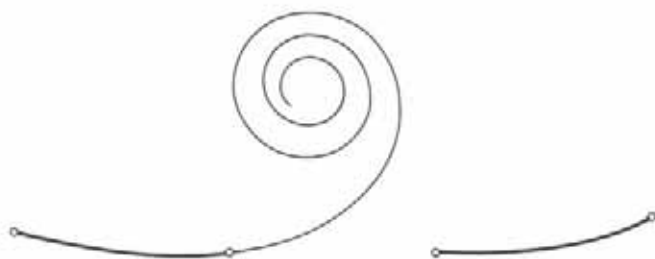


Fig. VI-20. La clotoide es una espiral. La parte inicial, que es la utilizada, no lo muestra.

2. La fórmula de la clotoide es sencilla. Para cada uno de sus puntos, el producto del radio de curvatura, R , por su longitud desde el origen hasta ese punto, l , es igual a una constante, K^2 . Así, por ejemplo, para distintos puntos de una clotoide cuyo $K = 8$ se tendrá:

R	L	K^2
2	32	$2 \times 32 = 8^2$
4	16	$4 \times 16 = 8^2$
8	8	$8 \times 8 = 8^2$
16	4	$16 \times 4 = 8^2$

Es decir, que, aunque el radio y la longitud en los distintos puntos de la clotoide tienen diferentes valores, están ligados entre sí de modo que su producto

es un valor constante, pudiéndose calcular fácilmente uno de ellos cuando se conoce el otro.

3. La magnitud K , llamada *parámetro de la curva*, es siempre constante para una misma clotoide.
4. Todas las clotoides tienen la misma forma pero difieren entre sí por su tamaño. Esto quiere decir que todas las clotoides son homotéticas con K como relación de homotecia. De aquí que se puedan desarrollar tablas de la clotoide unitaria ($K = 1$) para calcular sus elementos y luego, por simple proporción, obtener los valores para una clotoide determinada.

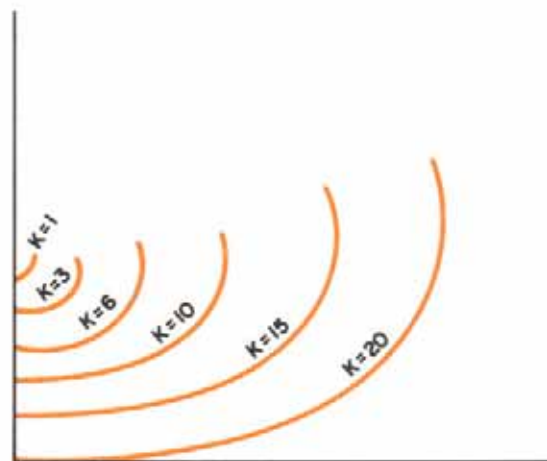


Fig. VI-21. Homotecia de las clotoides.

5. Las clotoides de parámetro grande aumentan lentamente su curvatura y, por consiguiente, son aptas para la marcha rápida de los vehículos. Las clotoides de parámetro pequeño aumentan rápidamente su curvatura y, por lo tanto, se utilizan para velocidad de marcha reducida y para suavizar sinuosidades del trazado.

En virtud de la propiedad que tienen las clotoides de incrementar constantemente su curvatura a medida que se desarrollan, resultan las siguientes posibilidades para el uso de esta curva en un trazado de carreteras:

- a) Como transición entre una recta y un arco de círculo. La clotoide facilita la transición entre la curvatura $1/R = 0$ ($R = \infty$) de la recta y la curvatura $1/R = C$ del círculo.
- b) Como elemento de trazado donde se empleen únicamente círculos y clotoides.
- c) Como curva en S revertida formada por dos clotoides de sentido contrario sin recta intermedia.
- d) Como transición entre dos arcos de círculo de un mismo sentido.
- e) Como curva de transición total.
- f) En problemas de intersecciones de carreteras, distribuidores, etc.

En la figura VI-22 se indican cada uno de estos usos.

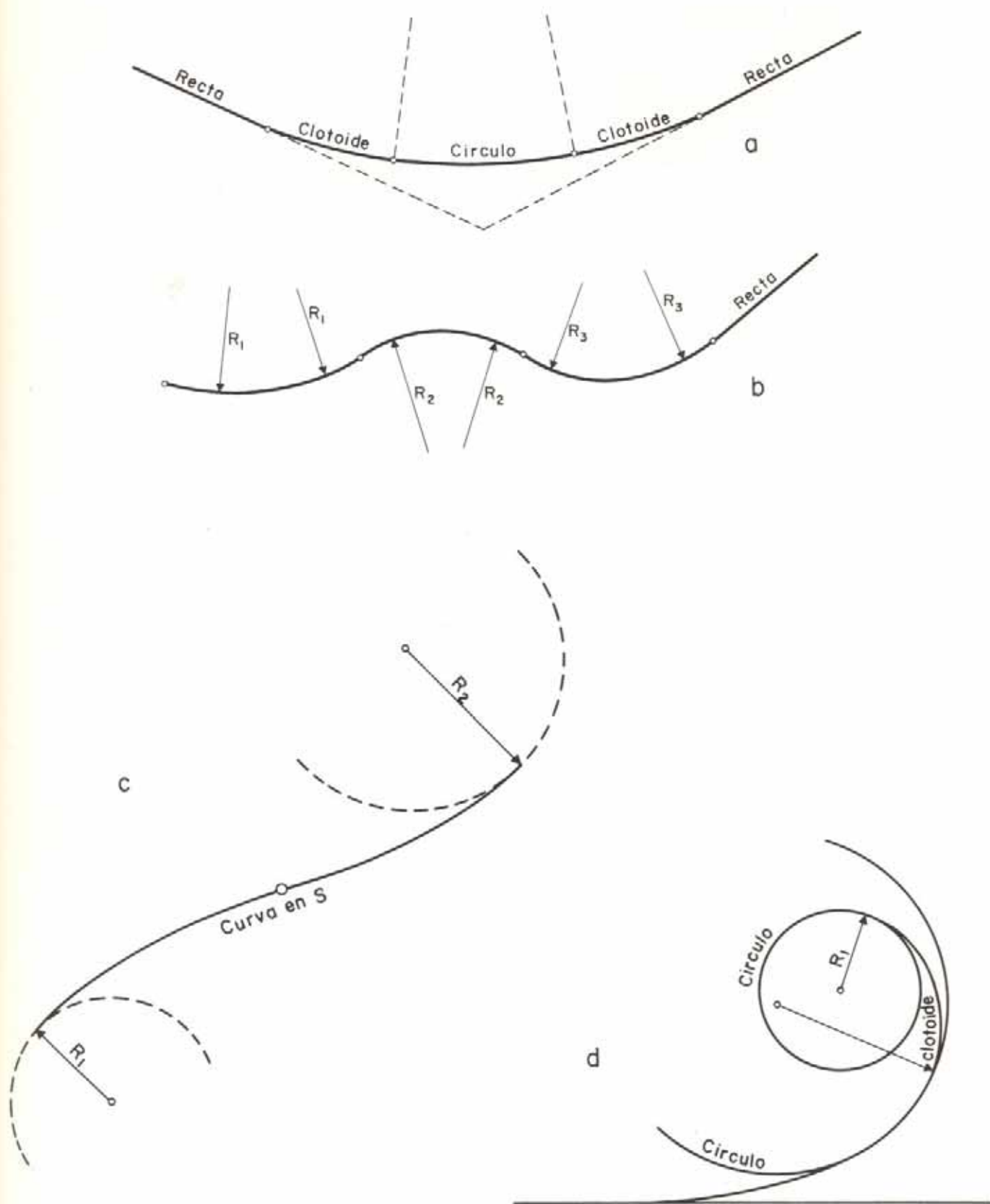


Fig. VI-22. Distintos usos de la clotoide en un trazado de carreteras. a. Clotoide como curva de transición. b. Clotoide como elemento de trazado. c. Clotoide como curva en S. d. Clotoide en el enlace de curvas compuestas. e. Clotoide como curva de transición total. f. Clotoide como curva compuesta.

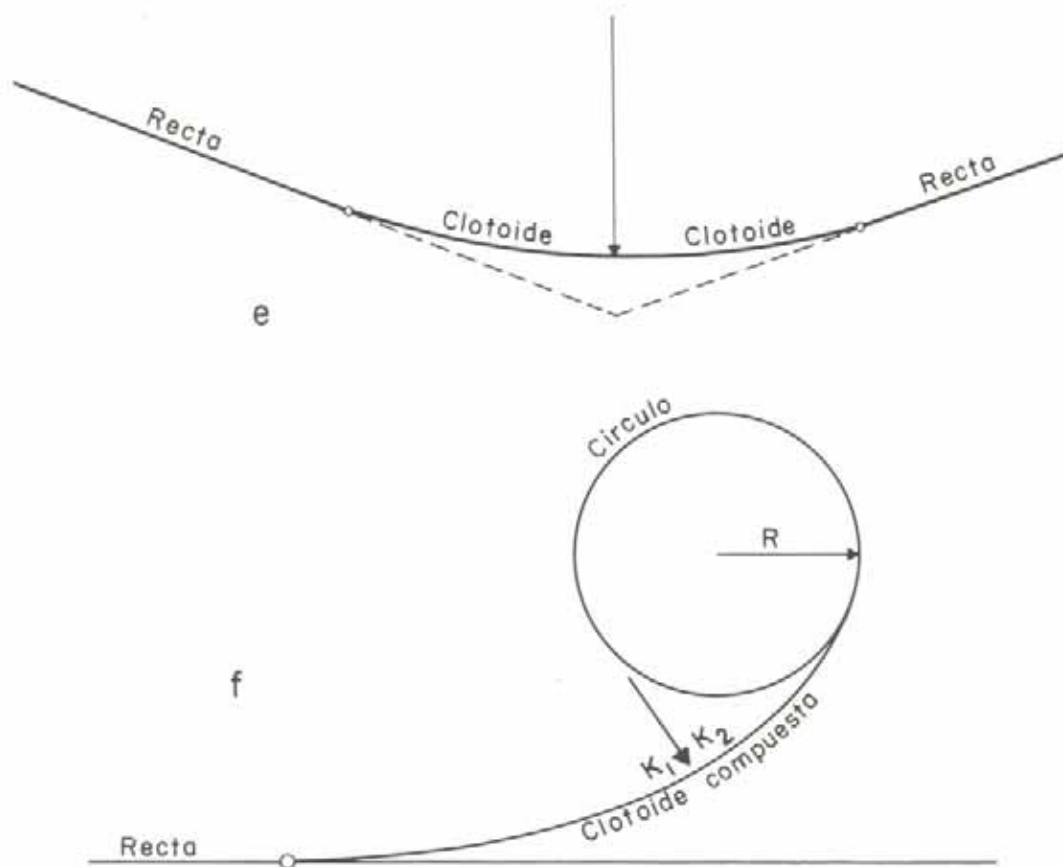


Fig. VI-22. (Cont.).

6.4.2. ECUACIONES DE LA CLOTOIDE

Por definición, la clotoide es una curva tal que los radios de curvatura en cualesquiera de sus puntos están en razón inversa a los desarrollos de sus respectivos arcos. En consecuencia, llamando l a la longitud del arco y R al radio de

curvatura en el extremo del arco, la ley de curvatura de la clotoide queda expresada por la relación

$$R \cdot l = K^2$$

siendo K , como ya se ha dicho, un parámetro que permite obtener, por su variación, todas las variedades de clotoides.

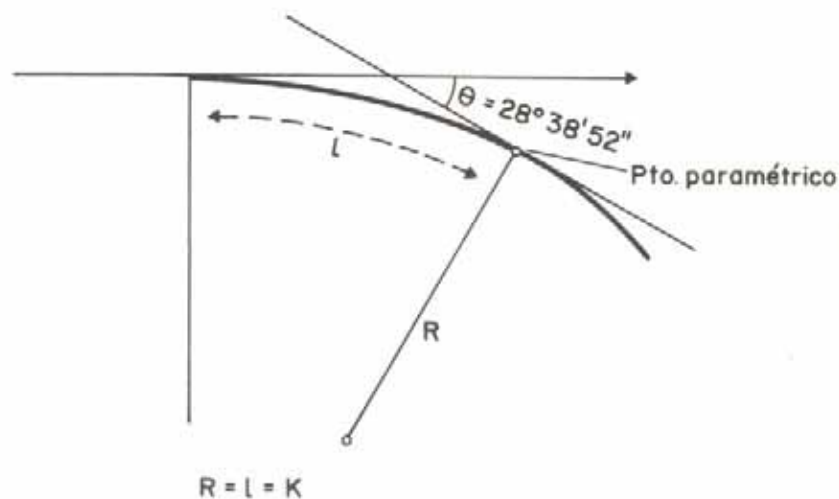


Fig. VI-23.

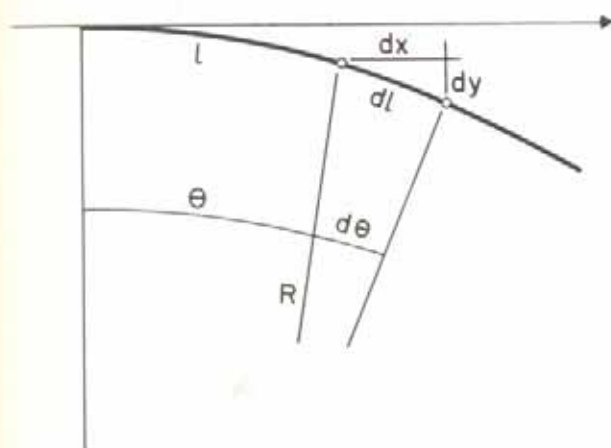


Fig. VI-24.

Para deducir el valor del parámetro basta hacer $R = l$, y entonces se obtiene

$$K = R = l$$

es decir, que el parámetro de la clotoide es igual a su radio de curvatura en un punto, *punto característico o paramétrico*, para el cual el radio de curvatura y el desarrollo del arco desde el origen hasta él son iguales entre sí.

También es posible calcular el parámetro cuando se conocen la longitud del arco y el ángulo θ que forman entre sí las tangentes en los extremos de dicho arco.

Considerando en la figura VI-24 un elemento diferencial de arco, dl , se tiene:

$$dl = R \cdot d\theta$$

$$d\theta = \frac{dl}{R}$$

y siendo

$$R = \frac{K^2}{l}$$

$$d\theta = \frac{l \cdot dl}{K^2}$$

Integrando

$$\theta = \frac{l^2}{2 K^2}$$

de donde

$$K^2 = \frac{l^2}{2 \theta}$$

o

$$K = \frac{l}{\sqrt{2 \theta}}$$

estando θ expresado en radianes.

Una clotoide tiene en cada punto un ángulo θ distinto, el cual crece al aumentar la longitud de la curva, según la ecuación

$$\theta = \frac{l}{2 R}$$

deducida al sustituir K^2 por su valor $R \cdot l$ en

$$\theta = \frac{l^2}{2 K^2}$$

En el punto paramétrico corresponde siempre un ángulo θ entre las tangentes de $28^\circ 38' 52''$.

En la figura VI-24 puede observarse que

$$dx = dl \cdot \cos \theta$$

$$dy = dl \cdot \sin \theta$$

Refiriendo la clotoide a un sistema de coordenadas cuyos ejes sean la tangente y su perpendicular en el origen de la curva y tomando como origen de coordenadas el punto donde $l = 0$, se puede escribir:

$$x = \int_0^l dl \cdot \cos \theta$$

$$y = \int_0^l dl \cdot \sin \theta$$

Desarrollando en serie $\cos \theta$ y $\sin \theta$ e integrando entre los límites indicados, se obtiene

$$x = l \left(1 - \frac{\theta^2}{5 \cdot 2!} + \frac{\theta^4}{9 \cdot 4!} - \frac{\theta^6}{13 \cdot 6!} + \dots \right)$$

$$y = l \left(\frac{\theta}{3} - \frac{\theta^3}{7 \cdot 3!} + \frac{\theta^5}{11 \cdot 5!} - \frac{\theta^7}{15 \cdot 7!} + \dots \right)$$

ecuaciones que definen a la clotoide por su longitud.

Sustituyendo l por $K \sqrt{2 \theta}$ se obtiene

$$x = K \left[\sqrt{2 \theta} \left(1 - \frac{\theta^2}{5 \cdot 2!} + \frac{\theta^4}{9 \cdot 4!} \dots \right) \right]$$

$$y = K \left[\sqrt{2 \theta} \left(\frac{\theta}{3} - \frac{\theta^3}{7 \cdot 3!} + \frac{\theta^5}{11 \cdot 5!} \dots \right) \right]$$

que corresponden a la ecuación de la clotoide definida ahora por su parámetro.

De lo expuesto se deduce que la clotoide puede designarse de dos maneras, por su longitud o por su parámetro. Ambos sistemas se consideran normales, pudiéndose los usar indistintamente.

6.4.3. CLASIFICACION Y ELEMENTOS DE LA CLOTOIDE

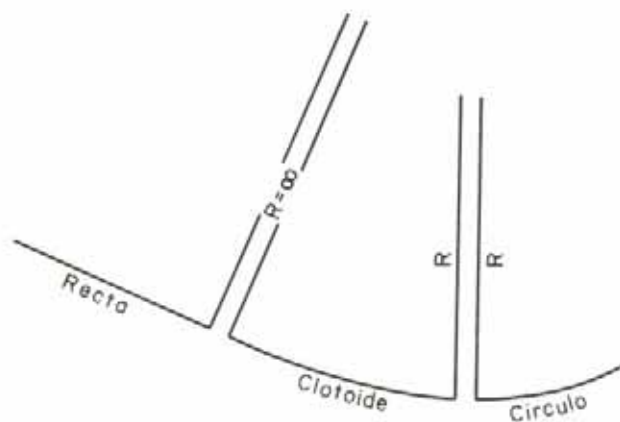
La clotoide permite enlazar un alineamiento recto con otro circular, o viceversa; dos alineamientos rectos, o dos alineamientos circulares de igual o contrario sentido.

En el primer caso, cuando el enlace entre el alineamiento recto y el curvo, se hace con una clotoide, ésta recibe el nombre de *clotoide simple*.

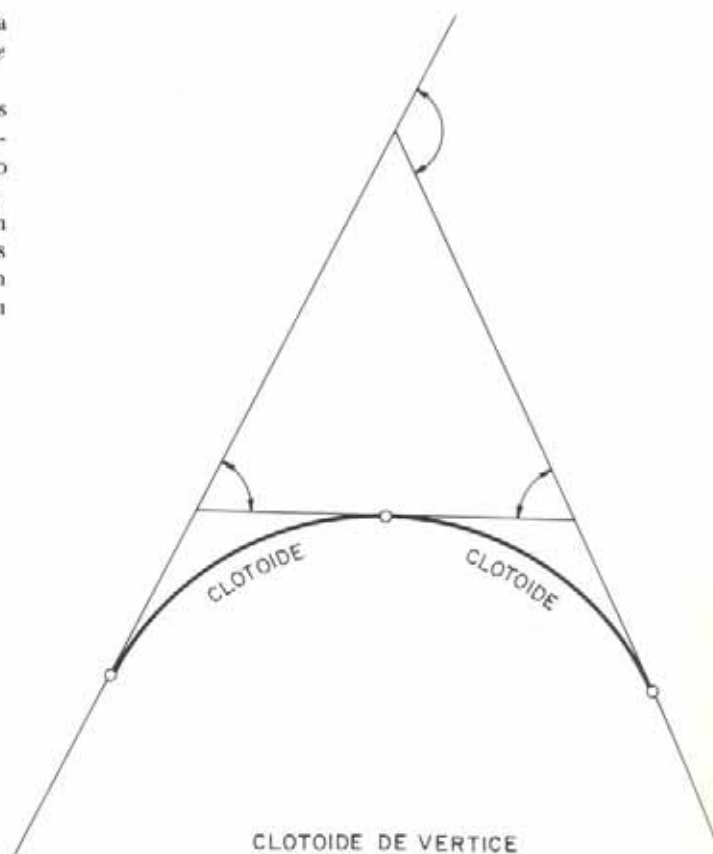
Si la curva circular entre las dos clotoides, la de entrada y la de salida, se elimina, se obtiene la *clotoide doble*, *clotoide de transición total* o *clotoide de vértice*.

Una sucesión de arcos de clotoide en forma tal que sus curvaturas sean crecientes en el mismo sentido, con tangentes comunes y la misma curvatura en su punto de contacto para cada dos arcos sucesivos, es una *transición compuesta*.

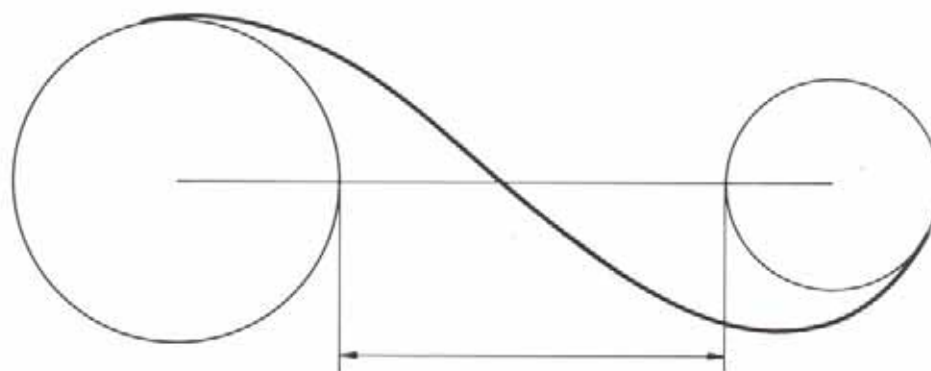
Cuando dos arcos de círculo de sentido contrario, sin tangente intermedia, conectan con dos arcos de clotoides revertidas, resultan las *clotoides en S* o *curvas de inflexión*, en tanto que si el enlace se hace de dos círculos que cruzan en el mismo sentido se obtiene la *clotoide combinatoria*.



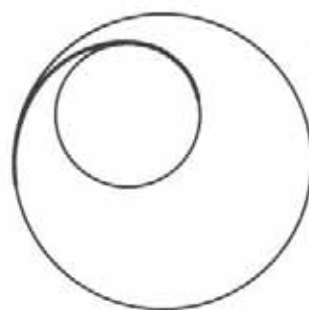
CLOTOIDE SIMPLE



CLOTOIDE DE VERTICE



CLOTOIDES EN S



CLOTOIDE COMBINATORIA

Fig. VI-25.
Clasificación
de las clotoides.

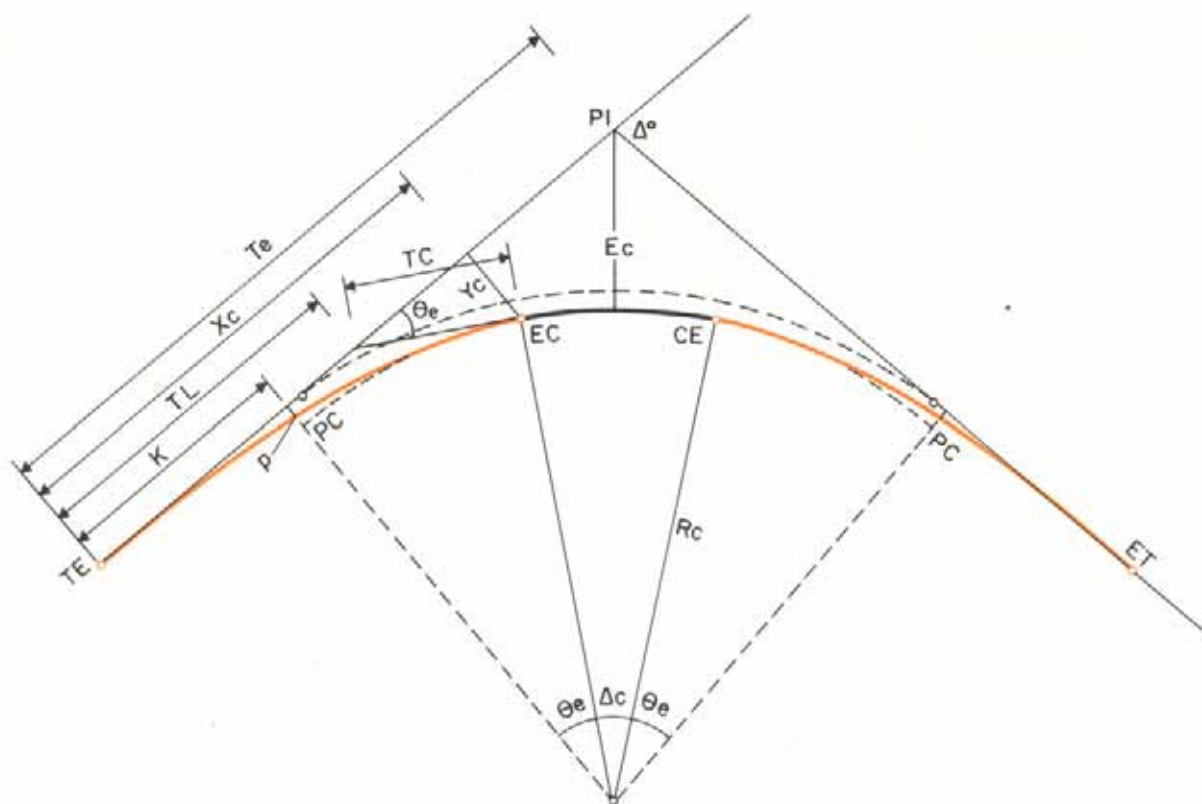


Fig. VI-26. Elementos de la clotoide.

En una clotoide hay que distinguir los siguientes elementos, los cuales se señalan en la figura VI-26

- PI = Punto de intersección de las tangentes.
- TE = Punto común de la tangente y la curva espiral.
- ET = Punto común de la curva espiral y la tangente.
- EC = Punto común de la curva espiral y la circular.
- CE = Punto común de la curva circular y la espiral.
- PC = Punto a donde se desplaza el TE o TS de la curva circular.
- Δ = Angulo de deflexión entre las tangentes.
- θ = Angulo de deflexión entre la tangente de entrada y la tangente en un punto cualquiera de la clotoide.
- θ_e = Angulo de deflexión entre las tangentes en los extremos de la curva espiral.

- Δ_c = Angulo que subtiende el arco $EC-CE$.
- R_c = Radio de la curva circular.
- R = Radio de curvatura de la espiral en cualquiera de sus puntos.
- l_e = Longitud total de la espiral.
- l = Longitud de la espiral desde el TE hasta un punto cualquiera de ella.
- l_c = Longitud de la curva circular.
- T_e = Tangente entre TE y PI .
- TL = Tangente larga de la espiral.
- TC = Tangente corta de la espiral.
- x_c, y_c = Coordenadas del EC .
- k, p = Coordenadas del PC de la curva circular.
- E_e = Externa de la curva total.

6.4.4. CALCULO DE LOS ELEMENTOS DE LA CLOTOIDE

En un proyecto de carreteras, el radio de la curva circular que une dos alineamientos rectos generalmente queda determinado en función de la velocidad de proyecto o de la topografía. Por consiguiente, cuando se va a espiralizar el trazado, este radio que corresponde al radio en el extremo de la espiral, R_c , es un dato conocido. Otro dato también conocido será la longitud de la espiral, l_e , (véase parágrafo 6.4.5).

Por definición de la clotoide se tiene

$$R \cdot l = R_c \cdot l_e$$

de manera que, conocidos el radio de la curva circular y la longitud de la espiral, el radio de ésta en cualquier punto distante l del origen, será:

$$R = \frac{R_c \cdot l_e}{l}$$

En el extremo de la clotoide $l = l_e$ y $\theta = \theta_e$, de donde, sustituyendo en $\theta = l^2/2 K^2$, se puede escribir:

$$\theta_e = \frac{l_e^2}{2 K^2} = \frac{l_e^2}{2 R_c l_e}$$

es decir, que

$$\theta_e = \frac{l_e}{2 R_c} \quad \text{o} \quad \theta_e^\circ = \frac{90 l_e}{\pi R_c}$$

según se desee obtener θ_e en radianes o en grados sexagesimales. Asimismo, se tiene:

$$l_e = 2 R_c \cdot \theta_e \quad \text{o} \quad l_e = \frac{\pi R_c \theta_e^\circ}{90}$$

Siendo $\theta = l^2/2 R_c \cdot l_e$ y $\theta_e = l_e/2 R_c$, se deduce que:

$$\theta = \left(\frac{l}{l_e} \right)^2 \cdot \theta_e$$

Cuando la transición está formada por dos clotoides iguales, una en cada extremo de la curva circular, se tiene que:

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

y la longitud de todo el conjunto, transiciones más curva circular intermedia,

$$L = l_e + l_c + l_e$$

o sea,

$$L = 2 R_c \cdot \theta_e + R_c \cdot \Delta_c + 2 R_c \cdot \theta_e = 4 R_c \theta_e + R_c \Delta_c$$

es decir

$$L = R_c (4 \theta_e + \Delta_c)$$

donde θ_e y Δ_c están en radianes. Expresándolos en grados

$$L = \frac{\pi R_c}{180} (4 \theta_e^\circ + \Delta_c^\circ)$$

En relación a un sistema de coordenadas como el descrito anteriormente, las coordenadas x , y de un punto cualquiera de la clotoide vienen dadas por las ecuaciones:

$$x = l \left(1 - \frac{\theta^2}{10} + \frac{\theta^4}{216} - \dots \right); \quad y = l \left(\frac{\theta}{3} - \frac{\theta^3}{42} + \dots \right)$$

y para el punto EC , sus coordenadas x_c , y_c se obtienen haciendo $l = l_e$.

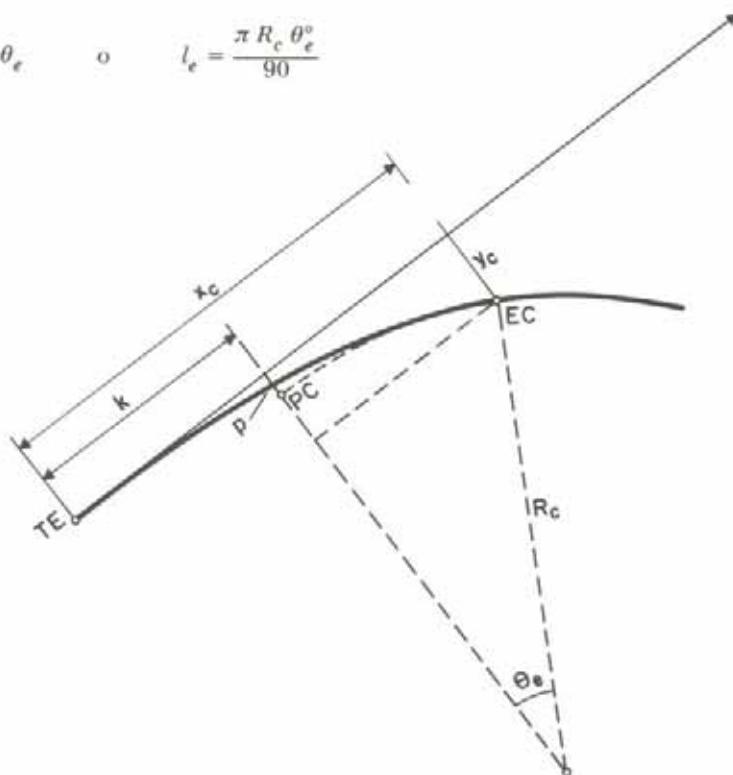


Fig. VI-27.

Si la curva circular se prolongara, cubriendo el ángulo θ_e , las coordenadas de su extremo con respecto a TE serán k y p , pudiéndose deducir

$$k = x_c - R_c \cdot \sin \theta_e$$

$$p = y_c - R_c (1 - \cos \theta_e) = y_c - R_c \operatorname{senvers} \theta_e$$

La distancia k es aproximadamente igual a la mitad de la longitud de la clotoide y ésta bisecta a p en partes prácticamente iguales ²³.

La mayor parte de las curvas circulares se proyectan con igual transición a la entrada y a la salida, en cuyo caso la semitangente T_e y la externa E_e de la curva total se calculan con las fórmulas:

$$T_e = k + (R_c + p) \tan 1/2 \Delta$$

$$\begin{aligned} E_e &= (p + R_c) \sec 1/2 \Delta - R_c = \\ &= R_c (\sec 1/2 \Delta - 1) + p \cdot \sec 1/2 \Delta \end{aligned}$$

Estas dos expresiones, en términos de la semitangente y de la externa de la curva circular, se expresan como

$$T_e = T + p \cdot \tan 1/2 \Delta + k$$

$$E_e = E + p \cdot \sec 1/2 \Delta$$

A los segmentos TL y TC se les ha denominado *tangente larga* y *tangente corta*, respectivamente, de la clotoide, y sus longitudes son

$$TL = x_c - y_c \cdot \cotg \theta_e$$

$$TC = \frac{y_c}{\sin \theta_e}$$

como puede deducirse de la figura VI-27.

Los valores de x , y son engorrosos de calcular a menos de disponer de tablas adecuadas. Tablas como las citadas en las Referencias 21 a 25 o programas de computación ²⁶ permiten obtener no solamente estos valores, sino también los de k , p , TL , TC , lo que facilita considerablemente el cálculo de los elementos de la clotoide.

6.4.5. LONGITUD MINIMA DE LA CLOTOIDE

Como se dijo anteriormente, cuando un vehículo pasa de un alineamiento recto a uno curvo aparece repentinamente una fuerza que afecta la seguridad de la marcha y ocasiona molestias a los pasajeros, debido al empuje lateral repentino que se origina y se hace sentir.

Para superar este inconveniente, además de usarse una transición de la curvatura, su longitud debe ser adecuada para permitir al conductor de habilidad media, circulando a la velocidad de proyecto, disponer del tiempo suficiente para pasar de la alineación recta a la curva sin ninguna dificultad, es decir, para que el efecto de la fuerza centrífuga aparezca de una manera gradual.

Siendo la aceleración centrífuga que actúa sobre el vehículo:

$$a_n = \frac{v^2}{R}$$

y, como en cualquier punto de la clotoide debe cumplirse que

$$R \cdot l = R_c \cdot l_e$$

se tiene entonces que

$$R = \frac{R_c \cdot l_e}{l}$$

de donde

$$a_n = \frac{v^2 \cdot l}{R_c \cdot l_e}$$

Siendo t el tiempo que el vehículo necesita para recorrer la clotoide a velocidad uniforme

$$l = v \cdot t$$

y

$$a_n = \frac{v^2 \cdot vt}{R_c \cdot l_e} = \frac{v^3 \cdot t}{R_c \cdot l_e}$$

y como la variación de la aceleración centrífuga que experimente el vehículo debe ser constante,

$$\frac{da_n}{dt} = C$$

entonces se tiene

$$C = \frac{v^3}{R_c \cdot l_e}$$

o también

$$C = \frac{v^3}{K^2}$$

de donde

$$l_e = \frac{v^3}{R_c \cdot C}$$

o

$$K^2 = \frac{v^3}{C}$$

El valor de la constante C mide la sollicitación radial o reacción transversal que experimentan los pasajeros debido a la variación de la fuerza centrífuga. Su significado puede apreciarse mejor escribiendo

$$a_n = \frac{F}{m}$$

luego

$$\frac{da_n}{dt} = \frac{1}{m} \cdot \frac{dF}{dt} = \frac{g}{W} \cdot \frac{dF}{dt}$$

de donde

$$C = g \cdot \frac{dF/dt}{W}$$

lo que indica que C es la razón de variación de la fuerza por unidad de peso, multiplicada por la aceleración de gravedad, a que es sometido radialmente el vehículo cuando circula por una curva. Las unidades de C serán entonces m/seg^3 .

El valor aceptable de C varía para cada conductor; experimentalmente se ha comprobado²⁷ que este valor debe ser inferior a $0,8 \text{ m/seg}^3$, pues para valores mayores la clotoide resulta muy cerrada. Por otra parte, no debe ser inferior a $0,3 \text{ m/seg}^3$, al menos para radios R_c pequeños, pues las clotoides muy extendidas incitan a recorrerlas a velocidades exageradas.

Siguiendo estos criterios, se ha recomendado²³ un valor de $C = 0,6 \text{ m/seg}^3$, y así se obtiene

$$0,6 = \frac{v^3}{R_c \cdot l_e}$$

o, expresando v en kilómetros por hora, V ,

$$0,6 = \frac{(V/3,60)^3}{R_c \cdot l_e}$$

de manera que la longitud mínima de la clotoide queda

$$l_e = 0,036 \frac{V^3}{R_c}$$

La ecuación $l_e = v^3/R_c \cdot C$ no toma en cuenta la parte de la fuerza centrífuga que es absorbida por el peralte. A tal fin se han desarrollado ecuaciones para expresar la longitud de la clotoide en función de tres elementos: la velocidad de proyecto, el radio de la curva circular y el máximo peralte de la curva. Una de estas ecuaciones expresa

$$l_e = \frac{(1-z)v^3}{R_c \cdot C}$$

siendo z la parte de la aceleración radial absorbida por el peralte. Usualmente²⁸

$$z = 1/3 \quad \text{y} \quad C \leq 0,5 \text{ m/seg}^3$$

Cuando se emplean estos valores, la longitud mínima de la transición es

$$l_e = \frac{0,67 v^3}{0,5 R_c} = 1,34 \frac{v^3}{R_c}$$

y, expresando v en kilómetros por hora, V ,

$$l_e = 0,023 \frac{V^3}{R_c}$$

Otra expresión para calcular la longitud mínima de transición²⁹ es

$$l_e = \frac{v^3}{R_c \cdot C} - \frac{v \cdot g}{C} \cdot e_{\max}$$

donde

g : aceleración de gravedad, $9,80 \text{ m/seg}^2$
 e_{\max} : peralte, expresado en forma decimal

En esta expresión, el término $v \cdot g/C$ corresponde al efecto del peralte sobre la longitud de la transición.

Expresando v en kilómetros por hora, V

$$l_e = \frac{(V/3,60)^3}{R_c \cdot C} - \frac{V/3,60}{C} g \cdot e_{\max}$$

o también

$$l_e = \frac{0,021 V^3}{R_c \cdot C} - \frac{2,72 V}{C} \cdot e_{\max}$$

recomendándose un valor de $0,30 \text{ m/seg}^3$ para la constante C . Esta expresión se conoce con el nombre de *fórmula de Smirnof*²⁹.

Las normas venezolanas¹⁴ fijan los siguientes valores mínimos para la longitud de la clotoide

$$l_e = 30 \text{ metros}$$

$$l_e = 0,0522 \frac{V^3}{R_c} - 6,64 V \cdot e$$

para radios menores de 500 metros.

El segundo valor recomendado, es decir, el que toma en cuenta el efecto del peralte, corresponde al fijado por Smirnof para un valor C de aproximadamente 0,40.

Además de la función dinámica de la transición, ésta también tiene por objeto facilitar el cambio gradual del desarrollo de una sección transversal con bombeo a otra con peralte. Para ello debe ser lo suficientemente larga a fin de permitir que la pendiente del borde exterior de la calzada con respecto a la línea media de la misma tenga un máximo establecido, el cual no debe ser sobrepasado. (Ver Capítulo VIII, parágrafo 8-3-1.)

De acuerdo con estos criterios, las longitudes mínimas de clotoide recomendadas por las normas venezolanas son las indicadas en las tablas VI-7 y VI-8, de la página siguiente.

6.5. GEOMETRIA DE LAS CURVAS VERTICALES

6.5.1. MOVIMIENTO DE LOS VEHICULOS EN LAS CURVAS VERTICALES

Para completar el estudio sobre las relaciones entre velocidad y curvatura, es necesario analizar el movimiento de los vehículos en los alineamientos verticales.

Cuando un vehículo recorre una vía en pendiente cuyo perfil longitudinal presenta una curvatura importante, queda sometido a una aceleración vertical que puede modificar las condiciones de estabilidad y afectar considerablemente el confort de los pasajeros.

Se admite^{3,30} que esta aceleración es soportable cuando no excede de $0,15 \text{ m/seg}^2$ en carreteras de primer orden y de $0,50 \text{ m/seg}^2$ en carreteras secundarias. Esta regla da de inmediato el radio mínimo de curvatura de las curvas verticales, ya que si

$$v^2/R_{pr} < 0,15 \quad \text{y} \quad v^2/R_{ec} < 0,5$$

entonces

$$R_{pr} > 6,66 v^2 \quad \text{y} \quad R_{sec} > 2 v^2$$

estando v en m/seg.

$$\text{y} \quad R_{pr} > 0,51 V^2 \quad \text{y} \quad R_{sec} > 0,15 V^2$$

para V en km/h y R en metros, refiriéndose el subíndice pr y sec a carreteras primarias o secundarias, respectivamente.

TABLA VI-7. VALORES NORMALES PARA CLOTOIDES DEFINIDAS POR SU LONGITUD

Radios	Longitud de la clotoide		Pendiente relativa entre el eje de rotación y el borde alejado del pavimento		Radios	Longitud de la clotoide		Pendiente relativa entre el eje de rotación y el borde alejado del pavimento	
	Ancho de rotación		Ancho de rotación			Ancho de rotación		Ancho de rotación	
	1 carril	2 carriles	1 carril	2 carriles		1 carril	2 carriles	1 carril	2 carriles
(m)					(m)				
50	55	90	1:125	1:105	300	90	135	1:225	1:170
60	60	95	1:135	1:110	350	90	135	1:235	1:175
70	60	100	1:140	1:115	400	90	130	1:275	1:200
80	65	100	1:150	1:115	450	85	120	1:290	1:206
90	70	105	1:160	1:120	500	85	110	1:310	1:200
100	70	110	1:160	1:125	550	80	105	1:340	1:220
120	75	115	1:170	1:130	600	80	100	1:365	1:230
140	80	120	1:185	1:135	800	65	80	1:395	1:245
150	80	125	1:185	1:140	1.000	55	70	1:375	1:240
160	85	125	1:195	1:145	1.200	45	60	1:350	1:235
180	85	130	1:195	1:150	1.500	30	45	1:275	1:205
200	90	130	1:205	1:150	2.000	30	30	1:410	1:205
250	90	135	1:205	1:165					

TABLA VI-8. VALORES NORMALES PARA CLOTOIDES DEFINIDAS POR SU PARAMETRO

Radios (m)	Parámetro de la clotoide		Longitud resultante de la clotoide		Pendiente relativa entre el eje de rotación y el borde alejado del pavimento	
	Ancho de rotación		Ancho de rotación		Ancho de rotación	
	1 carril	2 carriles	1 carril	2 carriles	1 carril	2 carriles
50	55	65	60,50	84,50	1:138	1:96
60	65	75	60,00	93,75	1:137	1:107
70	65	80	60,36	91,43	1:138	1:104
80	70	90	61,25	101,25	1:140	1:115
90	80	100	71,11	111,11	1:162	1:127
100	90	110	81,00	121,00	1:185	1:138
120	100	120	83,33	120,00	1:190	1:137
140	110	130	86,43	120,71	1:197	1:138
150	110	140	80,66	130,67	1:184	1:149
160	120	140	90,00	122,50	1:205	1:140
180	125	150	86,80	125,00	1:198	1:143
200	130	160	84,50	128,00	1:193	1:146
250	150	180	90,00	129,60	1:205	1:148
300	170	200	96,33	133,33	1:240	1:166
350	180	220	92,57	138,28	1:241	1:180
400	190	230	90,25	132,25	1:275	1:201
450	200	240	88,89	128,00	1:304	1:219
500	210	240	88,20	115,20	1:322	1:210
550	210	240	80,18	104,73	1:338	1:220
600	220	250	80,66	104,17	1:368	1:238
800	—	250	—	78,18	—	1:238

Para evitar discontinuidades en las aceleraciones aplicadas al vehículo al circular éste en la curva vertical, es conveniente hacer que la aceleración vertical aparezca gradualmente. Esto se logra mediante una transición de la curvatura del perfil longitudinal, introduciendo una curva cuya razón de variación de pendiente sea constante.

Este criterio conduce a seleccionar la parábola como curva de enlace y transición en los alineamientos verticales.

En efecto, debiendo ser constante la razón de variación de la pendiente, la segunda derivada de la curva debe ser constante, es decir

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \text{constante} = a$$

Integrando, se obtiene

$$\frac{dy}{dx} = ax + b$$

e

$$y = \frac{ax^2}{2} + bx + c$$

ecuación que corresponde a una parábola.

Por otra parte, la condición de movimiento que se considera óptima para un vehículo en un alineamiento vertical es aquella que corresponde a un movimiento cuya componente horizontal de la velocidad es constante.

En física se demuestra que un móvil dotado de una cierta velocidad inicial trata de mantener su trayectoria, a menos que haya una fuerza que la modifique³¹. En este caso, adopta una trayectoria curvilínea.

Si se considera un vehículo moviéndose en una trayectoria libre a una cierta velocidad inicial, la fuerza modificatoria que sobre él actúa es de magnitud y dirección constante (su peso vertical). Si la velocidad inicial tiene una dirección diferente a la de la fuerza modificatoria actuante, la trayectoria será curvilínea. Esta trayectoria, si la componente horizontal de la velocidad debe ser constante, se deduce de la siguiente manera: sea v_0 la velocidad inicial, inclinada respecto a la horizontal en un ángulo α ; sus proyecciones serán

$$v_x = \frac{dx}{dt} \quad v_y = \frac{dy}{dt}$$

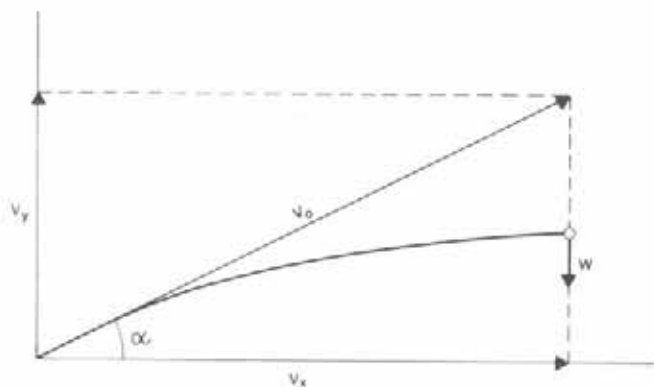


Fig. VI-28.

Despreciando la resistencia del aire se tiene en el sentido X

$$\frac{W}{g} \cdot \frac{d^2x}{dt^2} = 0$$

en el sentido Y

$$\frac{W}{g} \cdot \frac{d^2y}{dt^2} = -W$$

o también

$$\frac{d^2x}{dt^2} = 0 \quad \text{y} \quad \frac{d^2y}{dt^2} = -g$$

Para resolver este par de ecuaciones, integrando se obtiene:

$$\frac{dx}{dt} = \text{constante} = C_1$$

$$\frac{dy}{dt} = -gt + C^2$$

En las condiciones iniciales,

para $t = 0$

$$\frac{dx}{dt} = v_x$$

$$\frac{dy}{dt} = v_y$$

entonces

$$C_1 = v_x \quad ; \quad C_2 = v_y$$

Integrando nuevamente, se obtiene

$$x = v_x \cdot t + C_3$$

$$y = -\frac{gt^2}{2} + v_y t + C_4$$

donde, para $t = 0$,

$$x = 0 \quad y = 0$$

luego

$$C_3 = 0 \quad \text{y} \quad C_4 = 0$$

quedando

$$x = v_x \cdot t \quad ; \quad y = -\frac{g \cdot t^2}{2} + v_y \cdot t$$

De aquí

$$t = \frac{x}{v_x}$$

e

$$y = -\frac{gx^2}{2v_x^2} + v_y \cdot \frac{x}{v_x}$$

y haciendo $\frac{v_y}{v_x} = m$

$$y = -\frac{gx^2}{2v_x^2} + mx$$

ecuación que corresponde a una parábola.

6.5.2. CLASIFICACION Y ELEMENTOS DE LAS CURVAS VERTICALES

Las curvas verticales usadas en carreteras como curvas de enlace de los alineamientos rectos longitudinales, pueden ser arcos de círculo, arcos de parábola, de parábola cúbica, etc.

De éstas, la parábola de eje vertical es usualmente la preferida, pues, como se vio en el parágrafo anterior, simultáneamente sirve como curva de enlace y de transición de las curvaturas. Además, su forma se ajusta a la de la trayectoria de los vehículos para la condición de máximo confort de éstos.

Según su posición, las parábolas verticales pueden ser *convexas* o *cóncavas*, y en ellas hay que distinguir los siguientes elementos:

m y n son las pendientes, expresadas en porcentaje, de los alineamientos rectos en el perfil longitudinal, y $PI \cdot CV$ el punto donde éstos se cortan. Las pendientes en subida se consideran positivas y las en bajada, negativas.

$TC \cdot CV$ y $CT \cdot CV$ son los puntos de entrada y salida, respectivamente, de la curva vertical, llamados también $TE \cdot CV$ y $TS \cdot CV$.

Se llama longitud, L , de la curva vertical a la de su proyección $a-e$ sobre la horizontal. Cuando la proyección

del $PI \cdot CV$ sobre la horizontal está a media distancia entre $TC \cdot CV$ y $CT \cdot CV$, la curva se llama simétrica.

Estos elementos de la curva han sido indicados en la figura VI-29.

6.5.3. PROPIEDADES GEOMETRICAS Y CALCULO DE LOS ELEMENTOS DE LA PARABOLA

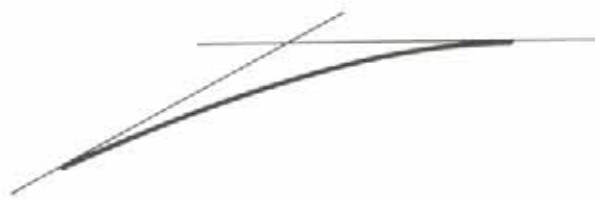
6.5.3.1. Curvas verticales simétricas

Además de las dos propiedades de la parábola citadas en los parágrafos 6.5.1 y 6.5.2 (primera: la parábola es la curva en la cual la razón de variación de su pendiente es una constante, y segunda: en proyección horizontal, el punto de intersección de las tangentes está a media distancia entre las proyecciones de los puntos de tangencia), las siguientes propiedades son de importancia al calcular los elementos de la parábola:

- 1.^a En una parábola de eje vertical, los elementos verticales entre la tangente y la curva son proporcionales a los cuadrados de las proyecciones horizontales de los elementos de tangente comprendidos entre el punto de tangencia y el elemento vertical.



CURVA VERTICAL CONCAVA



CURVA VERTICAL CONVEXA

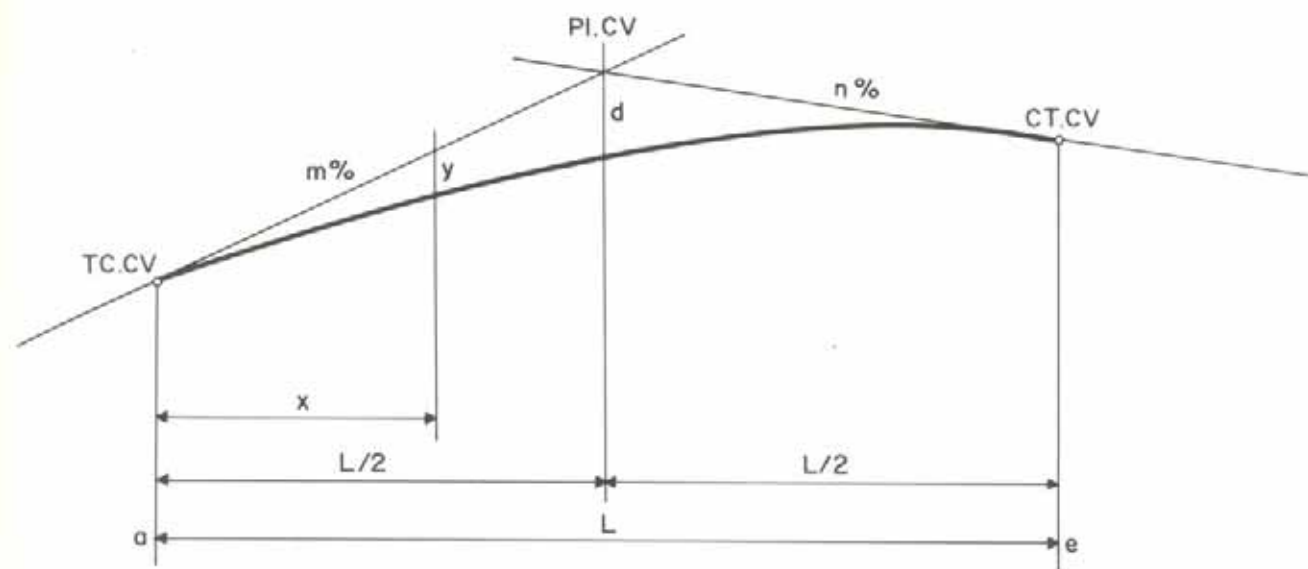


Fig. VI-29. Elementos de la curva vertical.

- 2.^a En una parábola de eje vertical, el coeficiente angular (pendiente) de la recta que une dos puntos de la curva es el promedio de los coeficientes angulares de las tangentes en esos puntos.

Aplicando estas propiedades, la cota de cualquier punto de la curva vertical, referida a la tangente de entrada, puede calcularse de la siguiente manera:

En la figura VI-30 se tiene que

$$y = k \cdot x^2$$

$$d = k \cdot (L/2)^2$$

siendo k una constante de proporcionalidad. De aquí

$$\frac{y}{d} = \frac{x^2}{(L/2)^2}$$

de manera que, en cualquier punto de la curva

$$y = d \cdot \frac{x^2}{(L/2)^2}$$

El valor de d se puede deducir en el triángulo formado por $PI \cdot CV$, E , C , en el que se observa que

$$EC = \frac{m}{100} \cdot \frac{L}{2} + \frac{n}{100} \cdot \frac{L}{2}$$

de donde

$$EC = \frac{(m+n)}{100} \cdot \frac{L}{2}$$

no habiéndose tomado en cuenta los signos de las pendientes. La expresión anterior permite plantear la proporción

$$\frac{d}{(L/2)^2} = \frac{\left(\frac{m+n}{100}\right) \cdot L/2}{L^2}$$

de donde

$$d = \frac{m+n}{100} \cdot \frac{L}{8} = \frac{m+n}{800} \cdot L$$

Conocido el valor de d , en cualquier punto de la curva se tiene

$$y = \frac{m+n}{800} \cdot L \cdot \frac{x^2}{(L/2)^2}$$

o sea

$$y = \frac{m+n}{200} \cdot \frac{x^2}{L}$$

valor que permite calcular las cotas de los distintos puntos de la parábola. En efecto, para obtener las cotas de la curva, a las cotas calculadas en distintos puntos de la tangente de entrada deben sustraerse o adicionarse, según la curva sea convexa o cóncava, respectivamente, los valores de y .

Para evitar errores en los cálculos, interesa tomar en cuenta los signos de m y n en forma tal que el resultado indique la operación a efectuar (Fig. VI-31).

Para ello, basta que la expresión anterior se escriba en la forma

$$y = \frac{n-m}{200} \cdot \frac{x^2}{L}$$

y se tomen en cuenta los signos de las pendientes.

Para simplificar la expresión, haciendo $n-m=A$, se puede escribir

$$y = \frac{A}{200} \cdot \frac{x^2}{L}$$

El trabajo del cálculo de las cotas de la curva en distintas progresivas se simplifica si se tabula el proceso de la siguiente forma:

Sta.	Distancia x	$\frac{x^2}{L}$	$\frac{A}{200} \cdot \frac{x^2}{L}$	Elevación en la tangente	Elevación en la curva

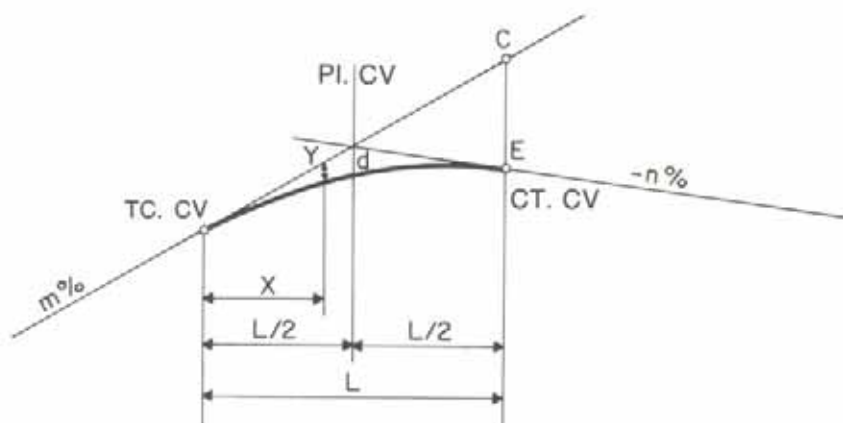


Fig. VI-30.

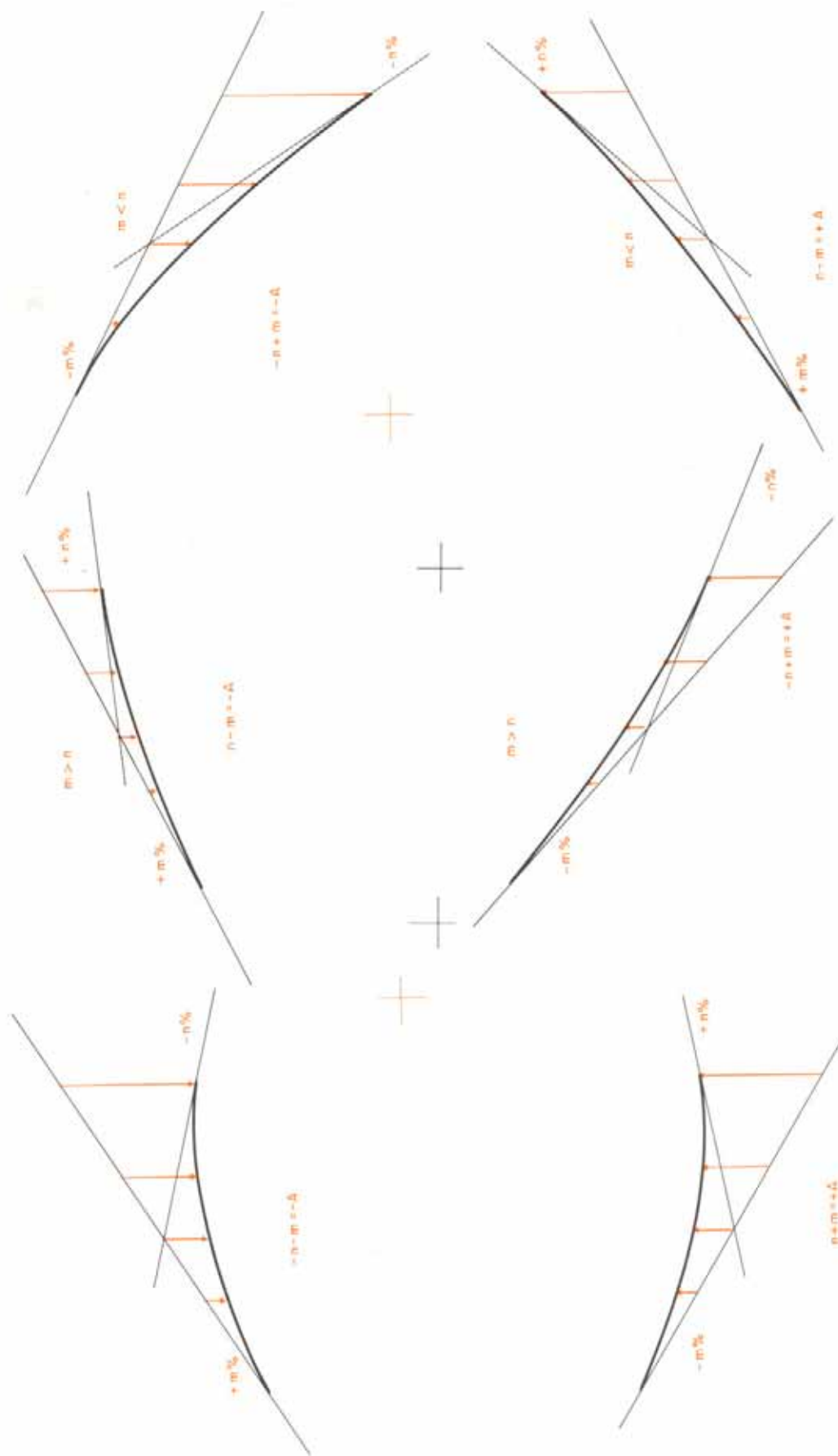


Fig. VI-31. Sentido aditivo y sustractivo de las ordenadas en las curvas verticales.

Refiriendo las cotas de la curva vertical a la cota del *TECV*, para cualquier punto de la curva se tiene:

$$\text{cota}_x = \text{cota}_{\text{TECV}} + \frac{mx}{100} + \frac{Ax^2}{200L}$$

de forma que, para hallar la pendiente de la curva en cualquiera de sus puntos, derivando la ecuación anterior se obtiene la expresión:

$$\text{pendiente}_x = \frac{m}{100} + \frac{Ax}{100L}$$

En las curvas verticales cuyas tangentes tienen pendientes de distinto signo, para hallar la distancia desde el *TECV* al punto de la curva donde su pendiente se anula, bastará igualar a cero la expresión anterior, de donde:

$$x_0 = \frac{-mL}{A}$$

Dado que cuando m y n son de distinto signo, para $+m$ y $-n$, A es negativo, y para $-m$ y $+n$, A es positivo, el valor de x_0 será siempre un valor positivo.

6.5.3.2. Curvas verticales asimétricas

Al introducir una curva vertical entre dos alineamientos rectos del perfil longitudinal, hay casos en los que la distancia del *PI·CV* a uno de los extremos está limitada, no estándolo respecto al otro extremo.

En estos casos, una curva vertical asimétrica se adapta mejor al trazado que una curva simétrica.

Una curva vertical asimétrica es aquella en la que las proyecciones de sus tangentes son de distinta longitud.

Consiste la curva asimétrica en dos o más arcos de parábola que tienen una tangente común, *VV*, donde las curvas se encuentran.

El cálculo de los elementos de las curvas verticales asimétricas se simplifica cuando éstas se consideran como dos curvas verticales simétricas consecutivas, determinándose las elevaciones en la primera con respecto a la tangente *TE·CV·PICV* y en la segunda con respecto a *TS·CV·PICV*.

Para el caso de la curva asimétrica de la figura VI-32 se deduce que

$$EC = \frac{n-m}{100} \cdot l_2$$

y de los triángulos semejantes *AEC* y *AMF*

$$\frac{EC}{L} = \frac{MF}{l_1}$$

o

$$EC = MF \cdot \frac{L}{l_1}$$

Como puede comprobarse ²¹, $MD = DF = d$, luego

$$EC = 2d \frac{L}{l_1}$$

y haciendo

$$\left(\frac{n-m}{100} \right) \cdot l_2 = 2d \cdot \frac{L}{l_1}$$

$$d = \frac{(n-m) \cdot l_1 \cdot l_2}{200L}$$

expresión que se transforma en la ya conocida

$$d = \frac{(n-m)}{800} \cdot L$$

al hacer $l_1 = l_2 = L/2$.

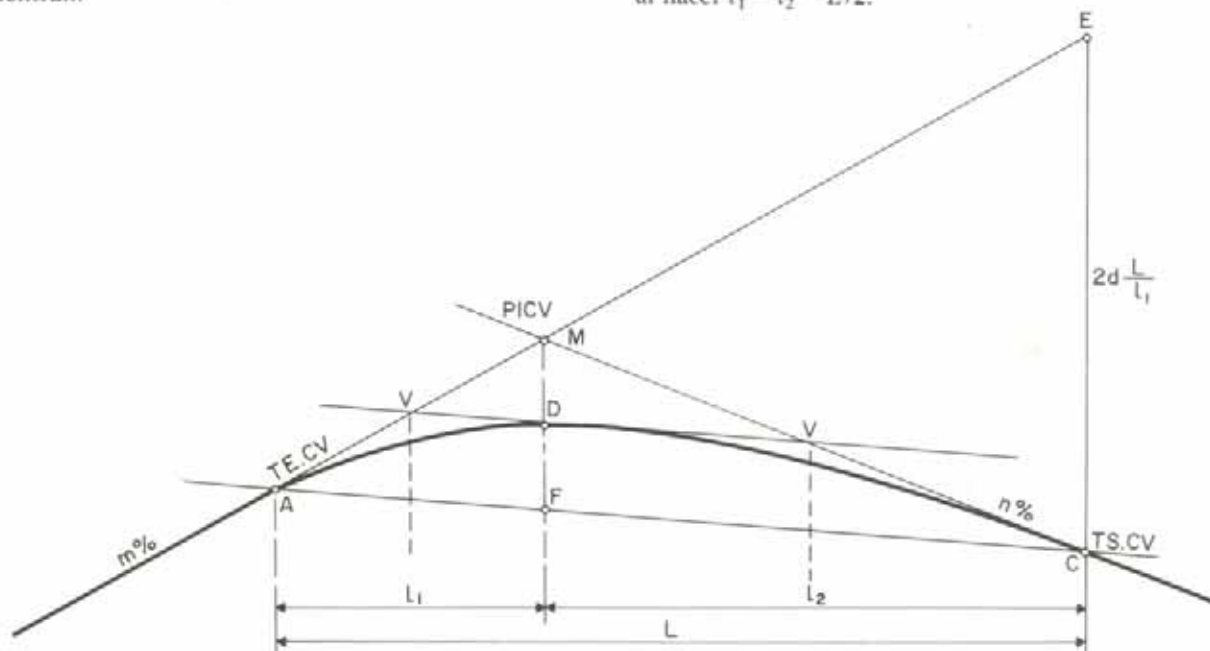


Fig. VI-32. Curva vertical asimétrica.

Conocido el valor de d , el cálculo de la cota en cualquier punto sería:

Para la rama izquierda

$$\text{Cota}_x = \text{Cota}_{TECV} + \frac{mx}{100} + d \left(\frac{x}{l_1} \right)^2$$

y para la rama derecha

$$\text{Cota}_x = \text{Cota}_{TSCV} - \frac{nx}{100} + d \left(\frac{x}{l_2} \right)^2$$

Al derivar e igualar a cero estas expresiones se obtiene la posición del punto más alto o más bajo de la curva, según se trate de curvas convexas o cóncavas, respectivamente. Así se tiene, para la rama izquierda

$$x_{0d} = - \frac{ml_1^2}{200d}, \text{ a partir del } TE \cdot CV$$

y para la rama derecha

$$x_{0i} = \frac{nl_2^2}{200d}, \text{ hacia atrás del } TS \cdot CV$$

expresiones que resultan siempre positivas.

6.5.4. LONGITUD MINIMA DE LAS CURVAS VERTICALES

Como se ha indicado anteriormente, la razón de los cambios de pendiente en puntos sucesivos de una parábola es, para incrementos iguales de la distancia horizontal, una cantidad constante.

Dicha razón de cambio es igual a la diferencia algebraica entre las pendientes de esas tangentes, dividida por la longitud de la curva, es decir,

$$\frac{n - m}{L} = \frac{A}{L}$$

El valor recíproco de A/L se designa con la letra K y es un valor que juega un papel importante en la determinación de la longitud mínima de la curva.

K es la distancia horizontal, en metros, requerida para que se produzca un cambio de pendiente de un uno por ciento a lo largo de la curva. Es, por consiguiente, una medida de la curvatura de la parábola.

Conocido o fijado K y conocida la variación total A de pendiente entre las dos tangentes a enlazarse con la curva vertical, la longitud de la curva resulta, cuando A se expresa en valor absoluto,

$$L = K \cdot A$$

Asimismo, el valor de K permite también calcular la posición del punto donde las tangentes cambian de sentido, ya que para que la pendiente se haga igual a cero deberá tenerse una distancia al $TE \cdot CV$ igual a $x_0 = K \cdot m$.

En el caso de las curvas verticales, su longitud mínima es fijada atendiendo, más que a las condiciones de la dinámica de los vehículos, a los requerimientos de visibilidad y drenaje.

La longitud mínima de las parábolas convexas, estable-

cida en base al criterio de visibilidad, resulta generalmente satisfactoria.

Para las curvas verticales cóncavas, no existe un criterio uniforme para fijar su longitud mínima. Algunos de los empleados se basan en las exigencias de visibilidad nocturna, confort del conductor, buen drenaje y apariencia del alineamiento.

La aplicación de los criterios por visibilidad y drenaje será tratada en los parágrafos 6.6.1.2 y 6.6.2.2.

6.6. VISIBILIDAD EN CARRETERAS

Al establecer los radios y longitudes mínimas de las curvas de enlace (horizontales o verticales) de los alineamientos rectos de una carretera, es requisito esencial obtener una visibilidad satisfactoria, ya que la longitud del tramo de carretera que sea visible al conductor es de la mayor importancia en la seguridad y facilidad de operación.

A veces ocurren choques entre vehículos que circulan en el mismo sentido, o entre un vehículo en marcha y otro parado o cualquier obstáculo que se encuentre en la vía. A fin de evitar este tipo de accidentes, es necesario disponer de suficiente visibilidad en la vía; ello permitirá detener el vehículo cuando la aparición de un obstáculo así lo aconseje.

Por otra parte, en una carretera con doble sentido de circulación, la seguridad impone que dos vehículos que viajen en sentido contrario deban distinguirse a tiempo, para que, si se encuentran en el mismo carril (lo cual sucede cuando uno de ellos trata de adelantar a otro que circula más lentamente), puedan maniobrar para que no se produzca colisión entre ellos.

Al proyectar una carretera hay entonces que proveer estos dos tipos de visibilidad, los cuales se designan con los nombres de *visibilidad de frenado* y *visibilidad de paso*, respectivamente, entendiéndose por *visibilidad* la longitud continua de carretera que es visible para el conductor que transita por ella.

6.6.1. VISIBILIDAD DE FRENADO

Se dice que en un determinado punto de una carretera hay visibilidad de frenado cuando la visibilidad en dicho punto es suficiente para que el conductor de un vehículo que se desplaza a cierta velocidad pueda detenerlo antes de alcanzar un obstáculo que observa se encuentra en la vía.

La longitud requerida para detener un vehículo en estas condiciones es la suma de dos distancias:

1. La distancia recorrida por el vehículo desde el momento en que se hace visible el obstáculo hasta el instante en que se aplican los frenos.
2. La distancia recorrida por el vehículo luego de aplicados los frenos y hasta el momento en que se detiene totalmente.

La distancia recorrida por un vehículo desde el momento en que se hace visible un obstáculo hasta el instante en que el conductor aplica los frenos, depende de la velocidad del vehículo y del tiempo que transcurre desde que el obstáculo se hace visible hasta la aplicación del pie en el freno ($l = v \cdot t$).

El tiempo requerido para realizar esta operación se puede descomponer en dos intervalos: el tiempo de percepción y el tiempo de reacción.

El tiempo de percepción es el que transcurre desde que el conductor ve el obstáculo hasta el momento en que toma una decisión acerca de lo que debe hacer. Bajo ciertas condiciones, el conductor decide instantáneamente; en otras, transcurre un cierto tiempo hasta asociar el objeto en la vía con un posible obstáculo. En este caso, el tiempo que transcurre depende de las condiciones físicas del conductor, de las condiciones atmosféricas, de la velocidad del vehículo y de las dimensiones y distancias a que se halla el obstáculo.

Los valores numéricos de que se dispone para el tiempo de percepción provienen de observaciones experimentales y, generalmente, resulta difícil separarlos del llamado tiempo de reacción.

Por tiempo de reacción se entiende el tiempo que se requiere para que el conductor de un vehículo accione los frenos, una vez que haya decidido que su aplicación es necesaria.

En los Estados Unidos se ha comprobado que el tiempo de percepción es mayor que el tiempo de reacción, y de los estudios realizados se ha llegado a la conclusión de que no se justifica hacer una distinción de valores para las diferentes velocidades de circulación.

El proceso combinado de percepción-reacción es un fenómeno muy complejo. Es altamente variable, dependiendo de las características psicológicas y fisiológicas del conductor, así como de las condiciones que él percibe.

Algunas explicaciones conceptuales de este fenómeno lo describen como compuesto por cuatro elementos³⁰: la percepción, comprensión, emoción y volición.

El tiempo de percepción quedó descrito más arriba como el intervalo de tiempo entre la aparición del objeto y su reconocimiento a través de la sensación visual del conductor. El tiempo de comprensión es el requerido para comparar y registrar las nuevas sensaciones. La emoción es un aspecto que modifica la percepción y comprensión, dependiendo de la constitución psicológica del conductor. Finalmente, el tiempo de volición es el intervalo requerido para llevar la decisión a la acción.

Se han dado otras explicaciones conceptuales del proceso de reacción-percepción, basándose en las maniobras que el conductor debe realizar para detenerse a fin de evitar la colisión con un objeto³² o en las maniobras que debe ejecutar para prevenir el choque sin necesidad de detenerse (acción de frenos, acelerador, volante)³³.

En el fenómeno de percepción-reacción, el elemento más importante es, probablemente, la percepción de la forma, la cual depende, principalmente, de un fuerte contraste entre la luminosidad del objeto y su fondo.

Según ensayos de laboratorio³⁴, el tiempo de percepción-reacción está comprendido entre 0,4 y 1,7 segundos. Sin embargo, la AASHO¹ ha fijado para este tiempo un valor de 2,5 seg, aunque, si también se quisiera tomar en cuenta el tiempo de maniobra, habría que aumentar dicha cifra en 2 a 4 segundos más³⁵.

La distancia recorrida por un vehículo luego de aplicados los frenos y hasta quedar totalmente detenido recibe el nombre de distancia o largo de frenado.

Debido a las limitaciones que impone el rozamiento entre los neumáticos del vehículo y el pavimento, y a la desaceleración máxima que se permite para efectuar un frenado

sin violencia, existe una distancia mínima que debe recorrer el vehículo antes de llegar al paro completo.

La AASHO acepta como distancia de frenado aproximada, para un vehículo que circula sobre un tramo de carretera horizontal, la que resulta de aplicar la expresión

$$d = \frac{V^2}{30f}$$

donde

d = Distancia de frenado, en pies.

V = Velocidad inicial, en millas por hora.

f = Coeficiente de rozamiento entre los neumáticos y el pavimento.

Esta expresión proviene de igualar la energía cinética que posee el vehículo al iniciarse el frenado, con el trabajo que realiza la fuerza necesaria para detenerlo, es decir, haciendo

$$\frac{1}{2} m \cdot v^2 = W \cdot f \cdot d$$

siendo

m = La masa del vehículo.

v = La velocidad en el momento del frenado.

W = El peso del vehículo.

f = El coeficiente de rozamiento.

d = El camino recorrido por el vehículo hasta quedar detenido por la acción de los frenos.

Haciendo $m = W/g$, la expresión anterior se puede también escribir

$$\frac{1}{2} (W/g) v^2 = W \cdot f \cdot d$$

y

$$d = \frac{1}{2} \cdot \frac{v^2}{f \cdot g}$$

Expresando v en kilómetros por hora, V , y siendo $g = 9,81 \text{ m/seg}^2$, esta expresión se convierte en

$$d = \frac{V^2}{254 \cdot f}$$

Acercas de ella hay que hacer notar que en su deducción se ha supuesto que el vehículo se detiene por la sola aplicación de los frenos; se está así, despreciando las fuerzas retardantes causadas por la inercia, el movimiento rotatorio de las partes móviles del vehículo, la resistencia que ofrece la superficie, la resistencia del aire, el grado de desaceleración del vehículo, etc.

Por otra parte, el valor del coeficiente de rozamiento, f , es muy variable. Varía en forma apreciable con el estado de la superficie de la calzada, el tipo y composición del pavimento, el movimiento de las ruedas, el tipo, naturaleza y estado de los neumáticos.

La ley clásica de rozamiento establece que cuando un cuerpo se desliza sobre una superficie, aparece en la zona de contacto una fuerza paralela a la dirección del movimiento, que es proporcional a la carga normal sobre la superficie de contacto.

El factor de proporcionalidad es el que recibe el nombre de coeficiente de rozamiento, el cual, en el caso de los neu-

TABLA VI-11. DISTANCIAS MINIMAS DE VISIBILIDAD DE FRENADO

Velocidad de proyecto (km/h)	Distancia recorrida durante el tiempo de percepción-reacción (m)	Coeficiente de rozamiento	Largo de frenado (m)	Distancia de visibilidad de frenado, S, (m)	
				Calculada	Recomendada
50	35	0,35	28	63	65
65	45	0,32	52	97	100
80	55	0,30	84	138	140
95	66	0,29	122	188	190
110	76	0,28	170	246	250
130	90	0,27	246	336	340

Durante mucho tiempo, la AASHO suponía que, al usar los coeficientes de rozamiento correspondientes a la condición de pavimento mojado, la velocidad de circulación no sería la de proyecto, sino una más baja, entre el 85-95 por ciento de ésta. Bajo esta hipótesis, hoy en día descartada³³, los valores de visibilidad de frenado para las distintas velocidades de proyecto son, en las normas venezolanas¹⁴, los siguientes:

TABLA VI-12. DISTANCIAS MINIMAS DE VISIBILIDAD DE FRENADO¹⁴

Velocidad (km/h)	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85
Distancia (m)	45	50	55	60	70	80	90	100	110	120
Velocidad (km/h)	90	95	100	105	110	115	120	125	130	135
Distancia (m)	135	150	160	170	185	200	210	220	230	240

valores que resultan bajos en comparación con los que se recomiendan actualmente para una mayor seguridad en la operación de frenado.

Efecto de las pendientes

La fórmula

$$d = \frac{V^2}{254 \cdot f}$$

no toma en cuenta el efecto de la pendiente sobre la distancia de frenado. Cuando la carretera está en pendiente, la ecuación de energía y trabajo se escribe

$$\frac{1}{2} \cdot \frac{W}{g} \cdot v^2 = W \cdot f \cdot d + W \cdot i \cdot d$$

donde *i* es la pendiente de la carretera, considerada como positiva en subida y negativa en bajada.

Según esta ecuación,

$$d = \frac{v^2}{2g(f \pm i)}$$

y, expresando *v* en kilómetros por hora, *V*, se tiene

$$d = \frac{V^2}{254(f \pm i)}$$

Utilizando esta expresión de distancia de frenado y las distancias calculadas para el tiempo de percepción-reacción para las distintas velocidades de proyecto, se ha elaborado la siguiente tabla:

TABLA VI-13. CORRECCIONES EN LA DISTANCIA DE FRENADO DE ACUERDO A LA PENDIENTE

Velocidad de proyecto (km/h)	Corrección en la distancia de frenado (m) de acuerdo a la pendiente					
	Disminución en pendiente en subida			Aumento en pendiente en bajada		
	3 %	6 %	9 %	3 %	6 %	9 %
50	—	3,00	6,00	3,00	6,00	9,00
65	6,00	9,00	12,00	6,00	12,00	21,00
80	9,00	15,00	—	9,00	21,00	—
95	12,00	21,00	—	15,00	33,00	—
110	21,00	30,00	—	21,00	48,00	—
130	24,00	42,00	—	30,00	70,00	—

6.6.1.1. Criterios para medir la visibilidad de frenado

Al medir en la carretera las distancias de visibilidad antes calculadas, diferentes elementos deben tomarse en cuenta, según se trate de alineamiento horizontal o vertical.

Las distancias de visibilidad a lo largo de la carretera se miden desde el ojo del conductor hasta el objeto u obstáculo que aparece sobre el camino y que obliga al frenado o a la maniobra de prevención del choque.

En sus normas en vigencia, la AASHO⁴⁰ recomienda una altura de ojo de 1,37 m sobre la superficie de la calzada.

La altura del objeto que debe usarse para medir la visibilidad de frenado varía según el alineamiento. En los alineamientos verticales, la visibilidad en las curvas convexas queda limitada por algún punto de la propia calzada; en el caso de las curvas cóncavas, la visibilidad queda determinada por la proyección de los rayos de luz de los faros del vehículo sobre la calzada. En los alineamientos horizontales, la visibilidad está limitada por cualquier obstrucción lateral, tal como el pie del talud de corte, árboles, estribos de puente, etc.

La altura del objeto que debe usarse para medir la visibilidad de frenado en un perfil convexo ha sido tema controversial. Comparando las longitudes de curva vertical con respecto a distintas alturas de objeto, para las distancias de visibilidad de frenado calculadas, se comprueba que la longitud de la curva vertical disminuye muy rápidamente al

aumentar el tamaño del objeto desde cero hasta diez centímetros. Para tamaños de objeto mayores, la reducción de la curva es menos notable.

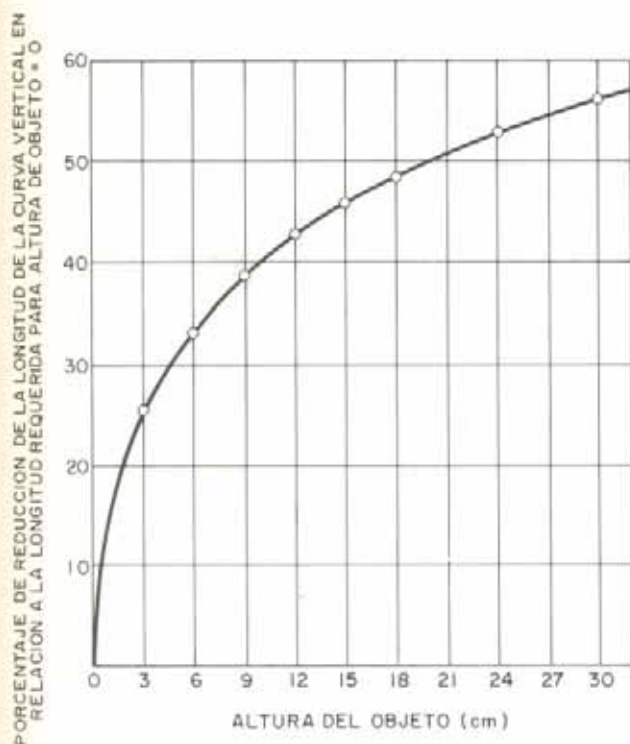


Fig. VI-34. Reducción de la longitud de la curva vertical según la altura del objeto.

Al disminuirse la longitud de la curva vertical se produce una economía apreciable durante la construcción de la carretera (disminución de la profundidad de los cortes y volúmenes de excavación), por lo que la AASHO recomienda una altura de objeto de 0,15 m. Sin embargo, para algunas situaciones, tales como en las curvas horizontales o en intersecciones que quedan ocultas por una curva vertical convexa, el uso de una altura de objeto igual a cero, es decir, la visibilidad completa de la calzada en toda la distancia de frenado, es recomendable desde el punto de vista de la seguridad.

Al tratarse de la visibilidad de frenado en los perfiles cóncavos, se encuentra que el problema sólo se presenta en la noche por efecto del cono de luz que proyectan los faros de los vehículos. Al medir la distancia de visibilidad en este caso, la práctica actual supone que dicha distancia es la comprendida entre el centro de los faros, situados a una altura de 0,60 m sobre la calzada, y el punto de incidencia en ésta del rayo de máximo ángulo α ($\alpha = 1^\circ$) sobre la prolongación del eje longitudinal del vehículo.

En el caso de las curvas horizontales, la altura del objeto no es tan significativa como en las curvas verticales. Cuando la obstrucción lateral a la línea de visión es vertical, cualquier objeto sobre la calzada puede distinguirse desde la misma distancia. Cuando la obstrucción está constituida por un talud inclinado, la distancia de visibilidad queda afectada por la altura del objeto. Según la AASHO¹, para mantener consistencia en los cálculos, en estos casos se puede seguir usando la altura de objeto estipulada de 15 cm.

Una consideración especial es necesaria en aquellas carreteras que son transitadas por un elevado número de camiones, ya que las cifras hasta aquí determinadas se refieren a vehículos de pasajeros.

Los camiones, en general, requieren mayores distancias de frenado que los automóviles. Sin embargo, en los diseños siempre se ha supuesto que la mayor altura de ojo de los camioneros podría contrarrestar dicho requerimiento¹.

Pero esta ventaja se anula en el caso de una obstrucción lateral combinada con una pendiente en cuesta abajo, pudiendo llegar a ser necesario longitudes de frenado de 1,5 a 2 veces mayores que las calculadas para los automóviles²².

Las siguientes longitudes han sido sugeridas en estudios recientes⁴¹.

TABLA VI-14. DISTANCIAS DE VISIBILIDAD DE FRENO PARA CAMIONES CIRCULANDO EN PENDIENTE CUESTA ABAJO⁴¹

Velocidad de proyecto (km/h)	Distancia de visibilidad de frenado (m)
50	90
65	140
80	185
95	275
110	365
130	490

En cuanto a las normas venezolanas¹⁴, éstas han mantenido la altura de ojo del conductor en 1,37 m y la altura del objeto en 0,10 m para la determinación de la longitud de curva vertical convexa. Asimismo, para la determinación de la longitud de las curvas verticales cóncavas, el valor de 0,75 para altura de los faros sobre la calzada, ha seguido conservándose.

6.6.1.2. Longitud mínima de las curvas verticales con visibilidad de frenado

Como se dijo anteriormente, los elementos rectos que constituyen el perfil longitudinal de una carretera se enlazan mediante curvas verticales, convexas o cóncavas, cuyas longitudes mínimas, además de ser suficientes para producir la variación de pendiente sin que se produzcan cambios bruscos en la curvatura, deben satisfacer los requisitos de visibilidad.

La longitud de las curvas verticales se fija por la consideración de la distancia de visibilidad, S , correspondiente a la velocidad de proyecto elegido.

Según se trate de curvas verticales convexas o cóncavas, las longitudes requeridas son distintas. A continuación se trata, separadamente, cada uno de estos casos.

6.6.1.2.1. Longitud mínima de curvas verticales convexas con visibilidad de frenado

La longitud mínima de las curvas verticales convexas determinada para la condición de visibilidad satisface, además, las exigencias de seguridad, confort y buena apariencia del trazado.

Pueden presentarse dos casos, según que la distancia de visibilidad sea mayor o menor que la longitud de la curva.

CASO I. Cuando la distancia de visibilidad es mayor que la longitud de la curva, es decir, $S > L$.

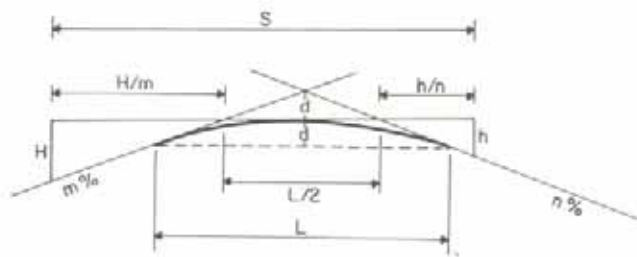


Fig. VI-35. Deducción de la longitud mínima de la curva vertical convexa con visibilidad de frenado. Caso $S > L$.

En la figura anterior se puede deducir:

$$S = \frac{L}{2} + \frac{H}{m} + \frac{h}{n}$$

estando en la figura indicado el significado de cada una de las letras y expresándose m y n en forma decimal y valor absoluto.

Para S mínimo, la visual debe ser tangente al ápice de la curva, luego la razón de variación de n debe ser igual y opuesta a la de m ,

$$\frac{dS}{dm} = 0 = -\frac{H}{m^2} + \frac{h}{n^2}$$

y,

$$\frac{H}{m^2} = \frac{h}{n^2}$$

de donde

$$m = n \sqrt{\frac{H}{h}} \quad \text{y} \quad n = m \sqrt{\frac{h}{H}}$$

Habiendo llamado A a la diferencia algebraica $n - m$, en la figura VI-35 se tiene

$$A = -n - m \quad A = m \sqrt{\frac{h}{H}} + m$$

y en valor absoluto

$$A = n + m \quad A = n + n \sqrt{\frac{H}{h}}$$

entonces

$$A = n \sqrt{\frac{H}{h}} + n = n \left(\sqrt{\frac{H}{h}} + 1 \right)$$

y también

$$A = m \sqrt{\frac{h}{H}} + m = m \left(\sqrt{\frac{h}{H}} + 1 \right)$$

De aquí

$$m = \frac{A}{\sqrt{\frac{h}{H}} + 1} \quad \text{y} \quad n = \frac{A}{\sqrt{\frac{H}{h}} + 1}$$

y sustituyendo los valores de m y n en la ecuación

$$S = \frac{L}{2} + \frac{H}{m} + \frac{h}{n}$$

queda

$$S = \frac{L}{2} + \frac{(\sqrt{h} + \sqrt{H})^2}{A}$$

luego, la longitud de la curva debe ser

$$L = 2S - \frac{2(\sqrt{h} + \sqrt{H})^2}{A}$$

Empleando los valores $H = 1,37$ metros y $h = 0,15$ metros y expresando A en porcentaje, se obtiene

$$L = 2S - \frac{485}{A}$$

estando L y S expresados en metros.

CASO II. Cuando la distancia de visibilidad es menor que la longitud de la curva, es decir, $S < L$.

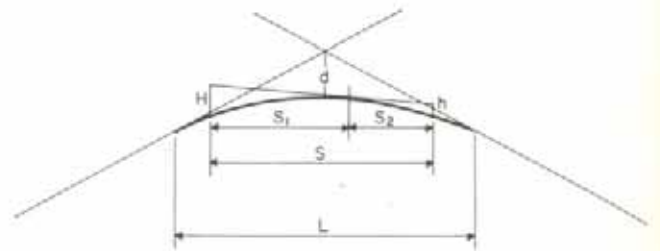


Fig. VI-36. Deducción de la longitud mínima de la curva vertical convexa con visibilidad de frenado. Caso $S < L$.

En la figura VI-36 se puede deducir

$$S = S_1 + S_2$$

estando en la figura indicado el significado de S_1 y S_2 . También se tiene

$$\frac{H}{S_1^2} = \frac{d}{(L/2)^2} \quad \text{y} \quad \frac{h}{S_2^2} = \frac{d}{(L/2)^2}$$

de donde

$$S_1 = \frac{\sqrt{H}}{\sqrt{d}} \cdot \frac{L}{2} \quad \text{y} \quad S_2 = \frac{\sqrt{h}}{\sqrt{d}} \cdot \frac{L}{2}$$

valores que llevados a la ecuación $S = S_1 + S_2$, dan

$$S = \frac{\sqrt{H} \cdot L/2 + \sqrt{h} \cdot L/2}{\sqrt{d}} = \frac{L}{2} \left(\frac{\sqrt{H} + \sqrt{h}}{\sqrt{d}} \right)$$

En una curva vertical

$$d = \frac{A \cdot L}{8}$$

de donde

$$S = \frac{L \sqrt{8} (\sqrt{H} + \sqrt{h})}{2 \sqrt{A \cdot L}} = \sqrt{\frac{L}{A}} (\sqrt{2H} + \sqrt{2h})$$

luego, la longitud mínima de la curva debe ser

$$L = \frac{A \cdot S^2}{(\sqrt{2H} + \sqrt{2h})^2}$$

$$H = 1.37 \text{ m}$$

$$h = 0.10 \text{ m}$$

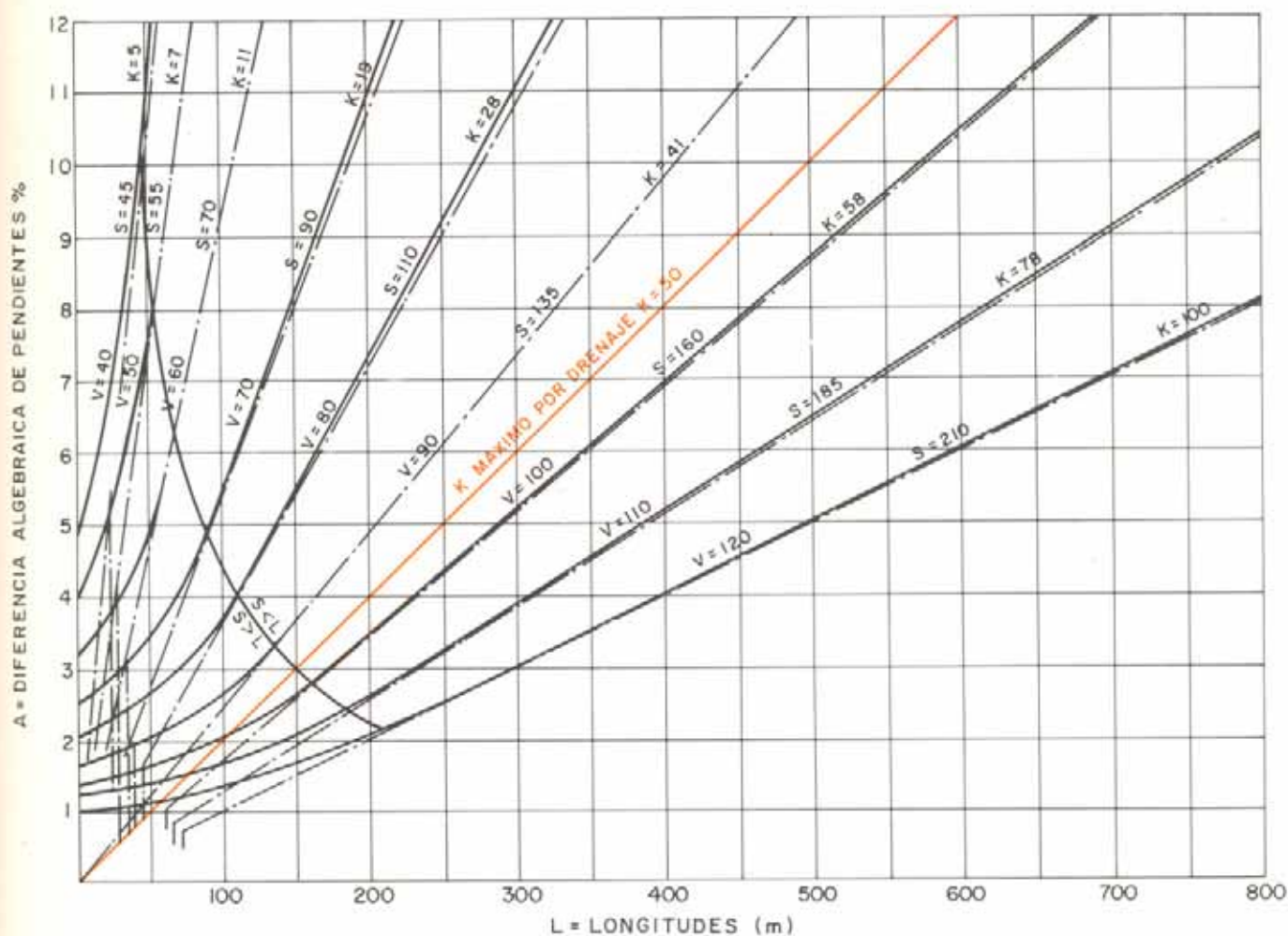
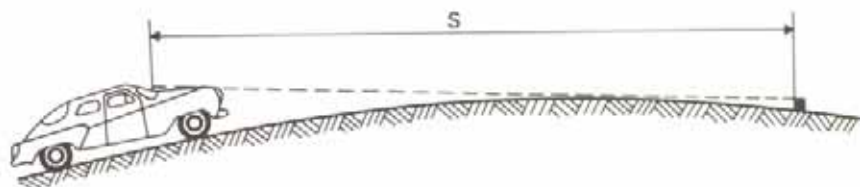


Fig. VI-37. Longitud mínima de curvas verticales convexas con visibilidad de frenado.

Empleando los valores $H = 1,37$ metros y $h = 0,15$ metros y expresando A en porcentaje, se obtiene

$$L = \frac{A \cdot S^2}{485}$$

estando L y S expresados en metros.

Cuando, tal como se ha indicado anteriormente, para la altura de ojo se utiliza el valor $H = 1,37$ metros y para la altura del objeto $h = 0,10$ metros, las ecuaciones anteriores se hacen:

para $S > L$

$$L = 2S - \frac{444}{A}$$

y para $S < L$

$$L = \frac{A \cdot S^2}{444}$$

que han sido representadas gráficamente en la figura VI-37 para las longitudes mínimas de visibilidad recomendadas en las normas venezolanas.

Las curvas representadas corresponden a los valores de proyecto. Para cada una de ellas se ha indicado su coeficiente angular, $K = L/A$, el cual constituye una expresión muy conveniente para el trabajo de proyecto.

El coeficiente K cubre todas las combinaciones posibles de A y L para cada velocidad de proyecto y facilita la selección de curva vertical, ya que la longitud requerida será igual al producto de K por la diferencia algebraica de pendientes.

Para la condición $S < L$, los valores de K se obtienen igualando la expresión que da la longitud de la curva vertical con la expresión $L = K \cdot A$ y despejando el valor de K .

Así se obtienen los valores que se dan en la tabla VI-15.

Para la condición $S > L$, las longitudes de curva vertical requerida se hacen nulas para valores de A pequeños, ya que la línea de visión debe pasar sobre el ápice de la curva. En la figura VI-37 las curvas calculadas doblarían en este caso hacia la izquierda.

La práctica, sin embargo, exige una cierta longitud mínima de curva vertical, generalmente entre 30 y 90 metros, según la velocidad de proyecto. Una expresión recomendada para estos casos, para determinar la longitud mínima de la curva vertical, es

$$L_{\text{mínima}} = 0,5 \cdot V$$

siendo

L = Longitud mínima de curva vertical, en metros.

V = Velocidad de proyecto, en kilómetros por hora.

En la misma figura VI-37 se ha indicado el valor de K a partir del cual las curvas verticales convexas tienen pendientes muy pequeñas dentro de longitudes apreciables a ambos lados del ápice.

Como se indicó en el parágrafo 3.3, la pendiente mínima por drenaje es 0,3 por ciento. En las curvas verticales convexas muy abiertas hay un tramo casi plano, que podría ocasionar dificultades en el drenaje, especialmente cuando

se han construido brocales, a menos que la pendiente mínima de 0,3 por ciento se alcance a una distancia no mayor de 15 m del vértice de la curva. Esto corresponde a un valor de

$$K = \frac{15}{0,3} = 50$$

La línea correspondiente a $K = 50$ se ha representado en el gráfico como K máximo por drenaje.

Todas las combinaciones de K a la izquierda de esta línea satisfacen la condición de drenaje. Las combinaciones a la derecha, para velocidades de proyecto entre 95 y 130 km/h, suponen curvas verticales muy planas y requieren atención especial para proporcionar condiciones de drenaje convenientes cerca del ápice de la curva.

TABLA VI-15. VALORES MINIMOS DE K PARA CURVAS VERTICALES CONVEXAS Y CONCAVAS CON VISIBILIDAD DE FRENADO

Velocidad de proyecto (km/h)	50	65	80	95	110	130
Valores mínimos de K						
A. Según AASHO						
Curvas verticales convexas *	7	21	40	75	130	240
Curvas verticales cóncavas °.	10	21	32	46	63	88
B. Según normas venezolanas						
Curvas verticales convexas **.	7	14	28	50	78	120
Curvas verticales cóncavas °°.	9	15	23	33	43	55

* Siendo $L = \frac{A \cdot S^2}{485}$ y $L = K \cdot A$, $K = \frac{S^2}{485}$

** Siendo $L = \frac{A \cdot S^2}{444}$ y $L = K \cdot A$, $K = \frac{S^2}{444}$

° Siendo $L = \frac{AS^2}{120 + 3,5S}$ y $L = K \cdot A$, $K = \frac{S^2}{120 + 3,5S}$

°° Siendo $L = \frac{AS^2}{152 + 3,5S}$ y $L = K \cdot A$, $K = \frac{S^2}{152 + 3,5S}$

6.6.1.2.2. Longitud mínima de curvas verticales cóncavas con visibilidad de frenado

Hasta el momento, no ha sido posible establecer un criterio único para fijar la longitud mínima de las curvas verticales cóncavas.

Entre los varios utilizados se pueden citar el de condición de visibilidad nocturna, confort de los pasajeros del vehículo, control del drenaje y apariencia de los alineamientos.

La longitud mínima de las curvas verticales cóncavas, determinada para la condición de visibilidad nocturna, se-

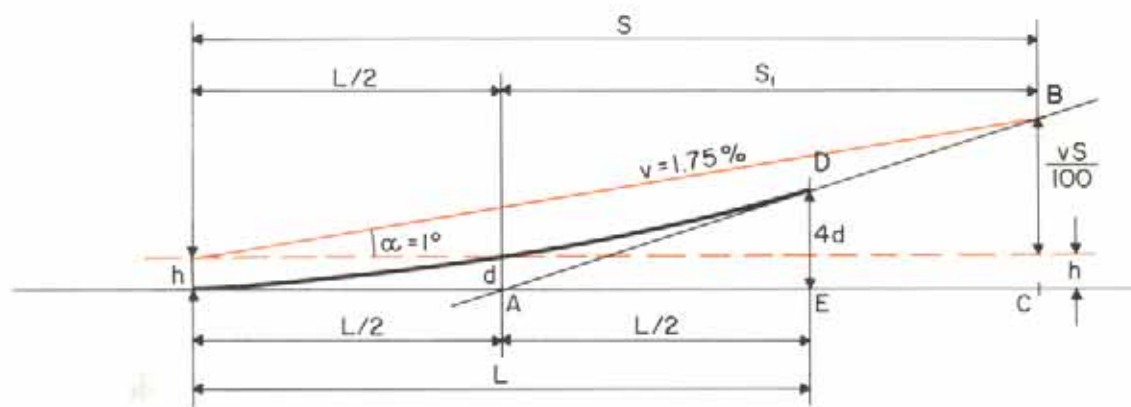


Fig. VI-38. Deducción de la longitud mínima de curva vertical cóncava con visibilidad de frenado. Caso $S > L$.

gún los dos casos que pueden presentarse, se obtiene de la siguiente manera:

CASO I. Cuando la distancia de visibilidad es mayor que la longitud de la curva, es decir, $S > L$.

En la figura anterior se observa que

$$S = \frac{L}{2} + S_1$$

y, de los triángulos semejantes $A B C$ y $A D E$, se puede deducir que

$$\frac{S_1}{\frac{v \cdot S}{100} + h} = \frac{L/2}{4d}$$

siendo $d = A \cdot L/800$, se puede escribir

$$S_1 = \frac{\frac{v \cdot S}{100} + h}{A/100}$$

y entonces

$$S = \frac{L}{2} + \frac{\left(\frac{v \cdot S}{100} + h\right) 100}{A}$$

Empleando los valores $h = 0,60$ m y $v = 1,75$ por ciento, se obtiene

$$L = 2S - \frac{120 + 3,5S}{A}$$

CASO II. Cuando la distancia de visibilidad es menor que la longitud de la curva, o sea, $S < L$.

Para este caso, de la figura VI-39 se puede deducir

$$\frac{d}{(L/2)^2} = \frac{\frac{v \cdot S}{100} + h}{S^2}$$

y siendo $d = \frac{A \cdot L}{800}$,

$$S^2 = \frac{L}{A} \left(\frac{2vS}{100} + 2h \right) 100$$

de donde

$$L = \frac{A \cdot S^2}{\left(\frac{2vS}{100} + 2h \right) 100}$$

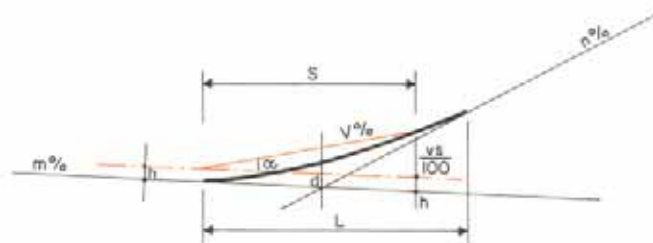


Fig. VI-39. Deducción de la longitud mínima de la curva vertical cóncava con visibilidad de frenado. Caso $S < L$.

Empleando los valores recomendados de $h = 0,60$ m y $v = 1,75$ por ciento, se obtiene

$$L = \frac{A \cdot S^2}{120 + 3,5S}$$

Las normas venezolanas han seguido manteniendo como criterio de medida en las curvas verticales cóncavas una altura de los faros sobre la calzada de $h = 0,75$.

En este caso, las ecuaciones que dan la longitud mínima de la curva vertical cóncava son:

Para $S > L$

$$L = 2S - \frac{152 + 3,5S}{A}$$

y para $S < L$

$$L = \frac{AS^2}{152 + 3,5S}$$

que han sido representadas en la figura VI-40.

Utilizando la velocidad de proyecto y las correspondientes distancias mínimas de visibilidad de frenado, se ha elaborado el gráfico de la figura VI-41, el cual permite comparar las condiciones existentes en el proyecto con las recomendadas.

En este gráfico se indica la flecha u ordenada entre la obstrucción lateral y el eje central del carril interior de la curva, para curvas de distintos radios.

El gráfico sólo es utilizable cuando la distancia de visibilidad es menor que la longitud de la curva, y la expresión que se ha empleado para calcular las ordenadas es la siguiente

$$m = R \cdot \left(\text{senvers} \frac{28,65 S}{R} \right)$$

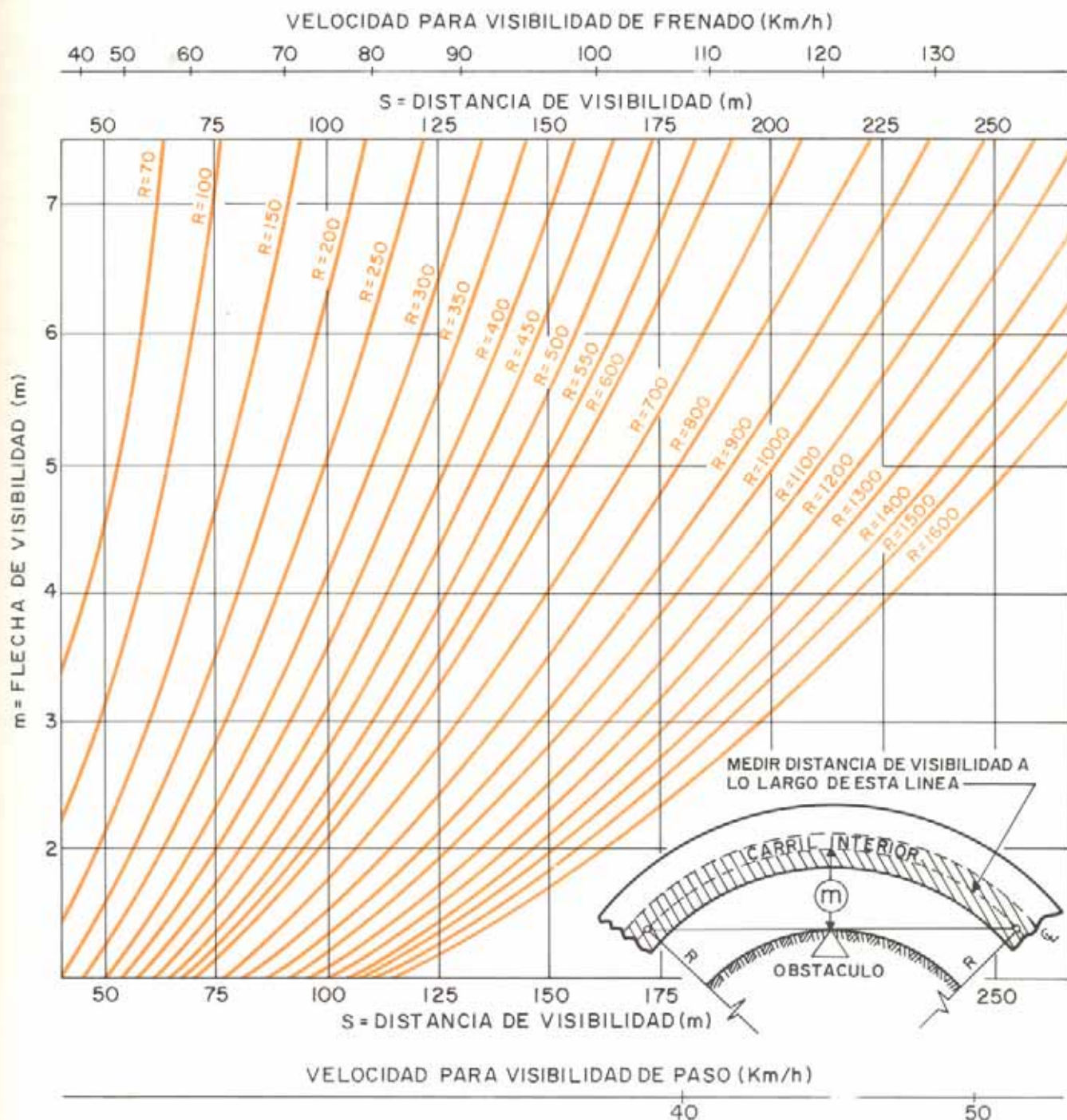


Fig. VI-41. Flecha mínima para proveer visibilidad en las curvas horizontales.

6.6.2. VISIBILIDAD DE PASO

Se dice que en un determinado punto de una carretera hay visibilidad de paso cuando la visibilidad en dicho punto es suficiente para que el conductor de un vehículo pueda adelantarse a otro, que circula por la misma vía a una velocidad menor, sin peligro de interferencia con otro vehículo que venga en sentido contrario y que se haga visible al iniciarse la maniobra del paso.

En lo que sigue, la visibilidad de paso se considerará sólo en carreteras de dos carriles y para el caso de un vehículo pasando a otro aislado; no se estudiarán, por consiguiente, los pasos múltiples donde dos o más vehículos son pasados en una sola maniobra, ya que no es práctico suponer tal condición para desarrollar criterios de diseño.

Al calcular la longitud mínima de visibilidad de paso en carreteras de dos carriles, es necesario hacer algunas hipótesis acerca del comportamiento de los conductores; éstas deben representar la práctica de un apreciable porcentaje de usuarios de la vía y no un promedio general.

Tales hipótesis, establecidas por la AASHO¹, son las siguientes:

1. El vehículo lento que se va a pasar, durante la maniobra viaja a velocidad uniforme.
2. El vehículo que está tratando de pasar es forzado a llevar la velocidad del de adelante en todo el trecho donde la visibilidad de paso es insuficiente.
3. Al llegar al tramo de paso seguro y observar buena visibilidad, el conductor de atrás decide pasar.
4. El vehículo que pasa es acelerado, y la velocidad promedio mientras se ocupa el carril de paso es 16 km/h mayor que la del vehículo que se pasa.
5. Cuando el vehículo que pasa regresa a su carril, hay suficiente distancia entre él y el vehículo que viene por el carril de paso en sentido opuesto.

Aplicando estas cinco hipótesis, la longitud de visibilidad de paso mínima, para carreteras de dos carriles, queda determinada por la suma de las siguientes distancias:

- d_1 = Distancia recorrida durante el tiempo de percepción-reacción y durante la aceleración inicial.
- d_2 = Distancia recorrida durante la operación de paso.
- d_3 = Distancia entre el vehículo que pasa, al terminar la operación, y el vehículo que viene en sentido opuesto.
- d_4 = Distancia recorrida por el vehículo que viene en sentido opuesto.

En la figura VI-42 se han indicado estas cuatro distancias.

Durante los años 1938 a 1941 se hicieron numerosas observaciones de campo acerca de la maniobra de paso. De las correlaciones de dicho estudio⁴² se determinaron tiempos y distancias para la velocidad promedio de los vehículos que realizan la operación de paso; éstos fueron distribuidos en tres grupos de tendencias generalizadas: los que circulan entre 30-39, 40-49 y 50-59 mph. La velocidad del vehículo pasado fue siempre de 10 mph menos.

Como resultado de estos estudios, las distancias d_1 , d_2 , d_3 y d_4 pueden calcularse así:

Distancia d_1 . Esta distancia depende de los siguientes factores: tiempo de percepción-reacción y tiempo para llevar el vehículo desde su velocidad forzada a la posición de paso.

La distancia recorrida durante estos tiempos es:

a) Durante el tiempo de percepción-reacción

$$(v - m) \cdot t_1$$

siendo

v = Velocidad promedio del vehículo que pasa,

m = Diferencia de velocidad entre el vehículo que pasa y el que se pasa.

t_1 = Tiempo en recorrer la distancia d_1 .

b) Durante el tiempo de aceleración,

$$\left(\frac{a \cdot t_1}{2} \right) \cdot t_1$$

siendo

a = Aceleración promedio.

Combinando estas dos expresiones, se obtiene que la distancia recorrida en este lapso es

$$d_1 = t_1 \left(v - m + \frac{at_1}{2} \right)$$

Utilizando el sistema métrico y expresando a en km/h por segundo y v y m , en km/h, se obtiene d en m, transformándose la anterior expresión en

$$d_1 = \frac{1}{3.6} t_1 \left(v - m + \frac{at_1}{2} \right)$$

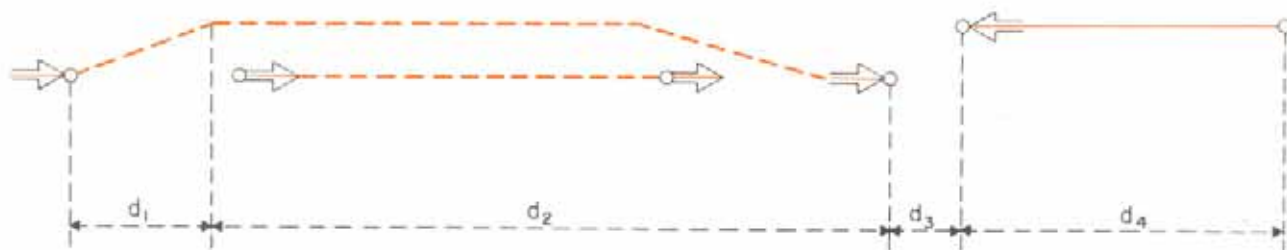


Fig. VI-42. Representación esquemática de la operación de paso.

Distancia d_2 . La distancia d_2 recorrida durante la operación de paso se calcula con la expresión

$$d_2 = v \cdot t_2$$

resultando

$$d_2 = \frac{1}{3,6} v \cdot t_2$$

en las mismas unidades métricas indicadas anteriormente.

En estas ecuaciones, t_2 es el tiempo, en segundos, durante el cual el vehículo que pasa está en el carril de paso y v es la velocidad promedio del vehículo que pasa.

Distancia d_3 . La separación d_3 entre el vehículo que pasa y el que viaja en sentido opuesto, al fin de la maniobra, debe estar entre 30 y 90 m, a fin de que la operación se realice de una forma segura.

Distancia d_4 . La separación d_4 recorrida por el vehículo que viene en sentido opuesto, el cual se supone que viaja a la misma velocidad que el vehículo que pasa, se ha estimado en $2/3$ de d_2 .

Para los rangos de velocidades de circulación indicados anteriormente, estudios realizados por Prisk ⁴² han encontrado los valores que se dan en el siguiente cuadro:

Rango de velocidades (mph)	30-40	40-50	50-60
Velocidad de paso promedio (mph)	34,9	43,8	52,6

Espera preliminar y aceleración inicial:

a = Aceleración promedio (mph · ps)	1,40	1,43	1,47
t_1 = Tiempo (seg)	3,6	4,0	4,3
d_1 = Distancia recorrida (pies)	145	215	290

Ocupación del carril de paso:

t_2 = Tiempo (seg)	9,3	10,0	10,7
d_2 = Distancia recorrida (pies)	475	640	825

Separación entre vehículos:

d_3 = Distancia recorrida (pies)	100	180	250
------------------------------------	-----	-----	-----

Distancia recorrida por el vehículo opuesto:

d_4 = Distancia recorrida (pies)	315	425	550
------------------------------------	-----	-----	-----

Distancia total:

$d_1 + d_2 + d_3 + d_4$ (pies)	1.035	1.460	1.915
--------------------------------	-------	-------	-------

Relacionando la visibilidad de paso con la velocidad de proyecto, se obtienen los valores de proyecto. De esta manera se ha elaborado la siguiente tabla:

TABLA VI-16. DISTANCIAS MINIMAS DE VISIBILIDAD DE PASO

Velocidad de proyecto (km/h)	50	65	80	95	110
Distancia mínima de visibilidad de paso (m)	240	390	510	600	690

Según las normas venezolanas, los valores mínimos que debe satisfacer la visibilidad de paso, para las varias velocidades de proyecto, son los indicados en la tabla siguiente:

TABLA VI-17. DISTANCIAS MINIMAS DE VISIBILIDAD DE PASO ¹⁴

Velocidad de proyecto (km/h)	Visibilidad de paso (m)
50	280
65	400
80	510
95	600
110	700
130	800

Las mismas normas dan las siguientes recomendaciones acerca de la frecuencia de trayectos con visibilidad mayor o igual que la visibilidad mínima de paso:

«Al proyectar una carretera debe procurarse que la frecuencia de trayectos con visibilidad mayor o igual que la visibilidad mínima de paso sea la mayor posible. El establecimiento de estos trayectos depende de la topografía, de la velocidad de proyecto, del costo y del volumen de tráfico. No es posible, por tanto, dar normas fijas en cuanto al establecimiento de los trayectos que ofrezcan visibilidad de paso. Como regla general, es aconsejable proveerla siempre que sea posible.»

Como ilustración de la influencia que la visibilidad de paso ejerce en la capacidad de tráfico, y como orientación para la selección de los trayectos que permiten el paso, se presenta a continuación una tabla en la que se indica, para carreteras de dos carriles y para velocidades promedio de circulación entre 70-80 y 80-90 km/h, la capacidad práctica de la vía expresada en automóviles por hora, en función del porcentaje de la longitud de la vía con visibilidad menor de 450 m.

TABLA VI-18. CAPACIDAD DE LA VIA EN FUNCION DE LA VISIBILIDAD ¹⁴

Porcentaje de la longitud de la vía con visibilidad menor de 450 m	Capacidad en automóviles por hora	
	Para velocidades promedio de circulación entre 70-80 km/h	Para velocidades promedio de circulación entre 80-90 km/h
0	900	600
20	860	560
40	800	500
60	720	420
80	620	300
100	500	160

Se ha tomado la distancia de 450 m como criterio para determinar su influencia en la capacidad práctica de la vía, en razón de la comprobación experimental de que dicha distancia constituye el límite inferior que permite efectuar

el paso de vehículos que marchan a velocidades menores de 80 km/h, en el supuesto de que los vehículos que avanzan por el carril contrario circulen a una velocidad de 90 km/h.

Cabe destacar que, frecuentemente, las condiciones pre-va-licientes impiden disponer, a costos razonables, la proporción necesaria de trayectos con visibilidad de paso. Debe contemplarse entonces el cambio, en esos trayectos, de la sección típica de la vía.

EFFECTO DE LAS PENDIENTES

Cuando las pendientes son considerables, las distancias de visibilidad de paso requeridas aumentan notablemente.

El paso es más fácil para un vehículo en bajada, debido a que puede acelerar más rápidamente que en un tramo horizontal, reduciendo así el tiempo de paso; pero también es posible que el vehículo que se pasa acelere, lo que dificultaría la operación de paso.

Las distancias de visibilidad de paso para los vehículos en subida son mayores, debido a la disminución de la aceleración y a la mayor velocidad que traen los vehículos que viajan en sentido opuesto.

Aunque no existen datos de ajuste sobre las distancias calculadas anteriormente, el proyectista debe tener en cuenta estas exigencias de mayores distancias de visibilidad de paso debidas a las pendientes.

6.6.2.1. Criterios para medir la visibilidad de paso

Siguiendo las recomendaciones de la AASHO, para los cálculos relativos a visibilidad de paso, tanto en las curvas verticales convexas como en las curvas horizontales, se debe considerar que la altura del vehículo que aparece viniendo en sentido contrario es de 1,37 m sobre la superficie de la calzada. Habiéndose establecido como altura de ojo del conductor 1,14 m.

6.6.2.2. Longitud mínima de las curvas verticales con visibilidad de paso

Aquí también hay que considerar por separado las curvas convexas y las cóncavas.

6.6.2.2.1. Longitud mínima de curvas verticales convexas con visibilidad de paso

Los valores de proyecto para las longitudes de las curvas verticales convexas con visibilidad de paso se obtienen sustituyendo en las ecuaciones

$$L = 2S - \frac{2(\sqrt{h} + \sqrt{H})^2}{A} \quad \text{y} \quad L = \frac{A \cdot S^2}{(\sqrt{2H} + \sqrt{2h})^2}$$

el valor de $h = 1,14$ y $H = 1,37$

De esta manera, las ecuaciones a utilizar son:
cuando $S > L$

$$L = 2S - \frac{1.000}{A}$$

y cuando $S < L$

$$L = \frac{A \cdot S^2}{1.000}$$

Estas ecuaciones, haciendo $h = H = 1,37$ m, según las normas venezolanas, tomarán la forma

para $S > L$

$$L = 2S - \frac{1.100}{A}$$

y para $S < L$

$$L = \frac{A \cdot S^2}{1.100}$$

y han sido representadas en la figura VI-43.

Para las distancias mínimas de visibilidad de paso, las longitudes de las curvas verticales convexas son considerablemente mayores que para la visibilidad de frenado; tal se evidencia de los valores de K que corresponden a las distintas velocidades de proyecto.

TABLA VI-19. VALORES DE K PARA CURVAS VERTICALES CONVEXAS CON VISIBILIDAD DE PASO ¹⁴

Velocidad de proyecto (km/h)	Visibilidad de paso (m)	Valores de K
50	260	62
65	400	145
80	510	240
95	600	330
110	700	450
130	800	600

Debido a la gran longitud requerida, es difícil proveer durante el diseño las curvas convexas con visibilidad de paso.

6.6.2.2.2. Longitud mínima de curvas verticales cóncavas con visibilidad de paso

En este caso, la visibilidad queda condicionada por la presencia de cualquier obstáculo a nivel elevado, como pudiera ser un paso superior.

Si se supone que el borde crítico o punto más bajo de una estructura sobre la vía queda a 4,25 m sobre la calzada, las ecuaciones que dan la longitud mínima de la curva vertical cóncava con visibilidad de paso son:

cuando $S > L$

$$L = 2S - \frac{2.562}{A}$$

y cuando $S < L$

$$L = \frac{A \cdot S^2}{2.562}$$

cuya aplicación se facilita mediante el uso del gráfico de la figura VI-44.

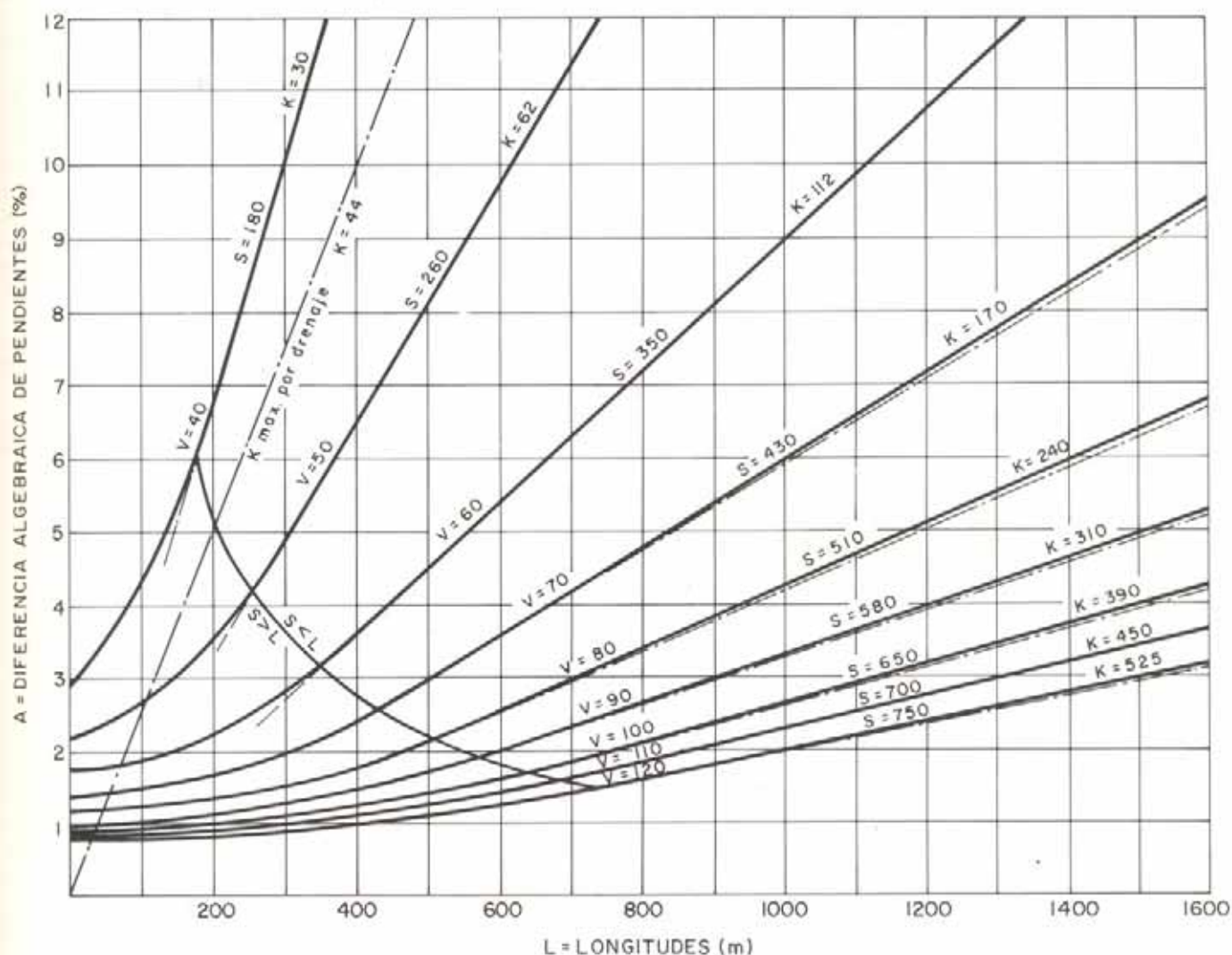
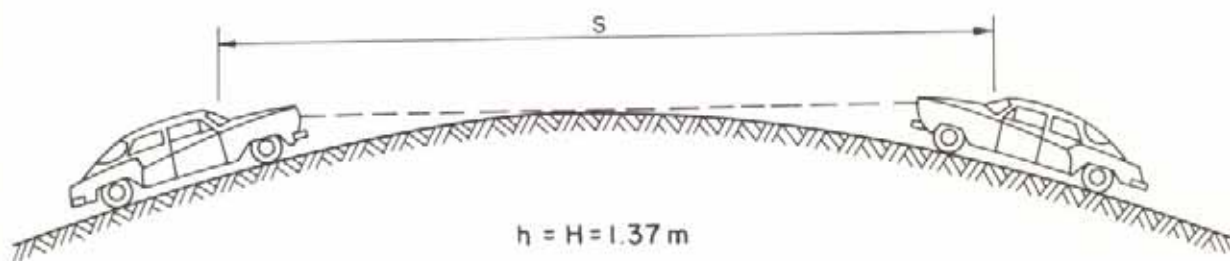


Fig. VI-43. Longitud mínima de curvas verticales convexas con visibilidad de paso.

Los valores de K que han sido anotados sobre las curvas, indican que la longitud de curva vertical cóncava requerida por la visibilidad de paso, es considerablemente mayor que en el caso de visibilidad de frenado.

6.6.2.2.3. Visibilidad de paso en las curvas horizontales

La visibilidad mínima de paso en curvas horizontales en carreteras de dos carriles es, aproximadamente, cuatro veces mayor que la visibilidad de frenado para la misma velo-

cidad. Para ajustarse a esta exigencia, las ordenadas entre las obstrucciones laterales y el eje central del carril interno de las curvas deben ser mucho mayores que las indicadas para el caso de visibilidad de frenado.

La fórmula

$$m = R \cdot \left(\text{senvers} \frac{28,65S}{R} \right)$$

puede aplicarse, pero su validez práctica queda limitada a curvas amplias.

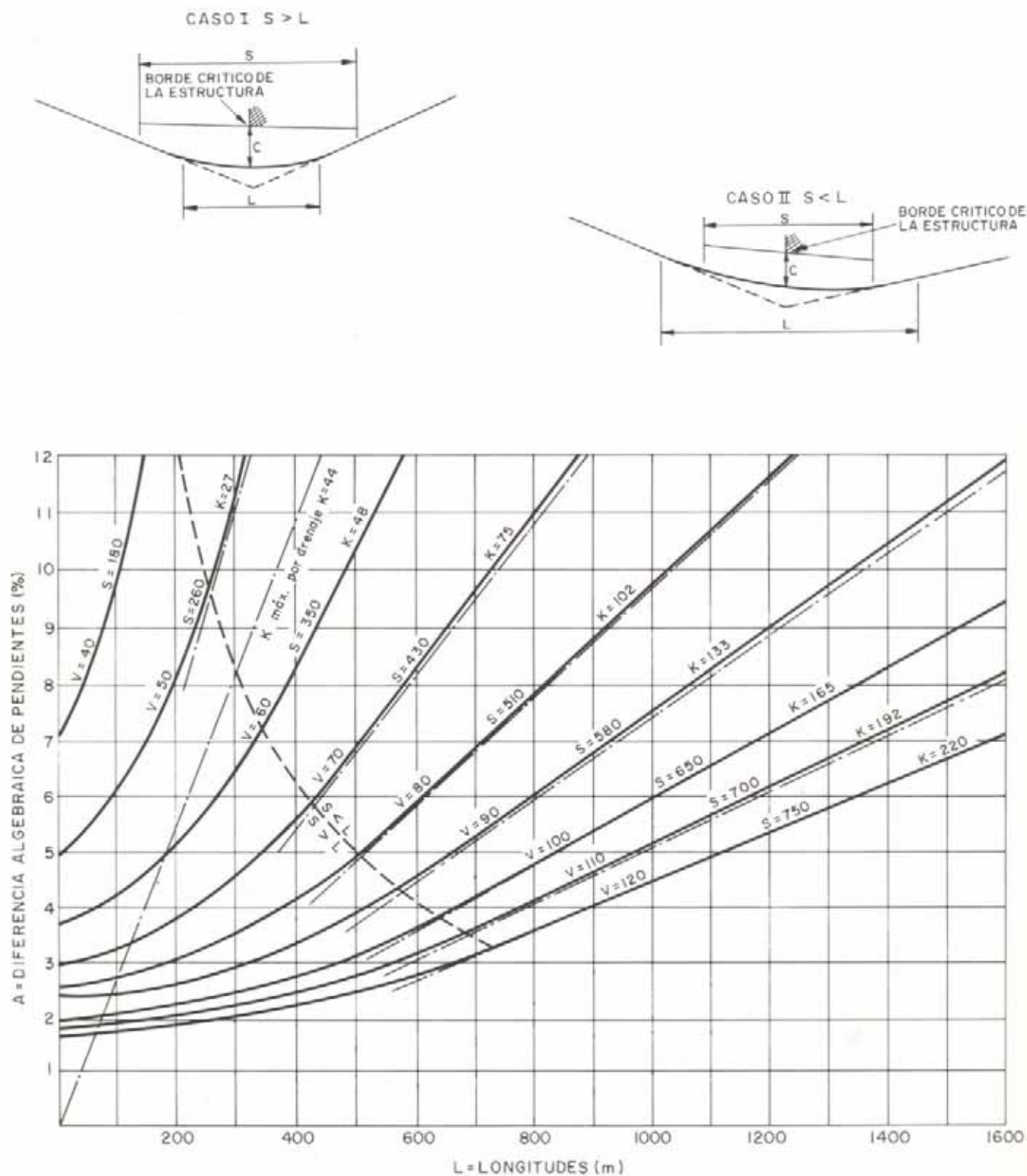


Fig. VI-44. Longitud mínima de curvas verticales cóncavas con visibilidad de paso en pasos inferiores.

6.7. DISEÑO DE LA SECCION TRANSVERSAL DE LA CARRETERA

6.7.1. ELEMENTOS DE LA SECCION TRANSVERSAL

Los elementos que constituyen la sección transversal típica de una carretera rural no dividida, aparecen indicados en la figura VI-45. De ellos, unos se refieren a la *sección geométrica* y otros a la *sección estructural*.

Corresponde al presente Capítulo tratar únicamente los primeros.

Geoméricamente, la sección transversal queda definida por la calzada, los hombrillos, las bermas, las cunetas y los taludes laterales. Ocasionalmente, y a fin de mejorar las condiciones de operación de la vía, se incluyen en la sección transversal elementos tales como los brocales, barandas, defensas, fajas separadoras y los dispositivos para la señalización de la vía. Aún más, en las proximidades de zonas urbanas, carriles especialmente acondicionados para el desplazamiento de peatones y bicicletas no son extraños a la sección transversal.

En la sección transversal se define como *calzada* la parte de la carretera destinada a la circulación de los vehículos. Contiguos a la calzada se encuentran los *hombrillos*, destinados al estacionamiento eventual de los vehículos y, en casos de necesidad urgente, pudiendo también ser utilizados para la circulación. Las *bermas*, a veces confundidas con los hombrillos, sirven de soporte lateral a la zona de circulación.

Calzada y hombrillos constituyen la *plataforma* de la carretera, llamándose *explanación* al ancho total comprendido entre las estacas extremas de talud.

Las carreteras pueden tener dos calzadas independientes, separadas por una faja divisoria de terreno amplia, o bien la calzada puede estar dividida longitudinalmente en dos porciones por un *separador* o por una *isla central*. Las primeras son carreteras de calzadas independientes, y las últimas se denominan carreteras de calzada dividida.

6.7.1.1. Características de la calzada. Diseño

La calzada de una carretera está constituida por uno o más carriles, entendiéndose por *carril* a la faja de ancho suficiente para la circulación de una fila de vehículos.

Ninguna otra característica de la carretera tiene mayor influencia en la seguridad y el confort del usuario de la vía que el ancho de la calzada y el estado de su superficie ^{43 al 45}.

A lo largo de una carretera, el ancho de la calzada puede ser variable: depende de la localización de la sección en el alineamiento horizontal y, excepcionalmente, en el vertical. Usualmente, el ancho de calzada se refiere al ancho en tangente del alineamiento horizontal.

Para determinar el ancho de calzada en tangente, es fundamental establecer el nivel de servicio deseado al final del plazo de previsión de vida de la carretera o en un determinado año y los datos relacionados con el tamaño y limitaciones de operación de los vehículos que usarán la vía. Con estos datos y los estudios económicos correspondientes, podrá determinarse el número y el ancho de carriles necesarios para satisfacer una demanda ⁴⁶.

El ancho de carril que se adapta a las condiciones de tráfico previstas no es un concepto evidente, sino que ha

aparecido después de haberse realizado estudios extensivos de corrientes vehiculares con vehículos moviéndose a distintas velocidades y en diversas condiciones de composición de tráfico ⁴⁷.

Debido al aumento que han tenido los volúmenes de tráfico en las carreteras, las mayores velocidades a que hoy se circula en ellas y el mayor ancho de los camiones que las utilizan, las carreteras rurales han pasado de las antiguas medidas de 4,88 y 5,50 m de ancho a 6,70 y hasta 7,90 m.

Observaciones realizadas en numerosas carreteras rurales de dos carriles señalan que calzadas de menos de 6,70 m son peligrosas, aun para pequeños volúmenes de tráfico, y que para permitir la debida separación entre vehículos comerciales se requiere un mínimo de 7,30 m de calzada ¹. No obstante esto, siguen proyectándose carreteras con ancho de carril de 2,75 y 3,05 m, aunque actualmente lo usual suele ser el carril de 3,35 y 3,65 m, con notable preferencia por el ancho de 3,35 m e incluyéndose dos, cuatro y hasta más carriles por calzada.

En tangentes del alineamiento vertical con fuerte pendiente longitudinal puede ser necesario ampliar la calzada mediante la adición de un carril, para que por él transiten los vehículos lentos, mejorando así la capacidad y el nivel de servicio de tramo. El ancho y la longitud de ese carril se determinan mediante un análisis de operación de los vehículos pesados, tal como se verá en el próximo Capítulo.

En los alineamientos curvos, el ancho del carril ocupado por los vehículos es mayor que en las tangentes. Ello es debido a que las ruedas traseras del vehículo siguen una trayectoria distinta a la de las ruedas delanteras y a que los conductores tienen, generalmente, dificultad para mantener su vehículo en el eje del carril correspondiente. El valor de este sobreancho será analizado en el Capítulo VIII.

Como se vio en el Capítulo anterior, la capacidad de una carretera está notablemente influenciada por el ancho de carril. Las carreteras rurales de dos carriles ven afectada su capacidad al reducir el ancho de carril y, como se desprende de la tabla V-9, la capacidad de los carriles de 2,75, 3,05 y 3,35 m son, respectivamente, el 70, 77 y 86 por ciento de la que corresponde al carril de 3,65 m. Esta capacidad se reduce aún más ante la presencia de obstrucciones laterales, tales como muros, estructuras de puentes, cabezales, barandas, etc.

TABLA VI-20. ANCHOS MINIMOS DE CALZADA PARA CARRETERAS DE DOS CARRILES. (PDT: promedio diario de tráfico; VHP: volumen horario de proyecto)

Velocidad de proyecto (km/h)	Ancho mínimo, en metros, para calzada de dos carriles, según los volúmenes de diseño				
	PDT actual 400-750				
	PDT actual 50-250	PDT actual 250-400	VHP 100-200	VHP 200-400	VHP 400 ó más
50	6,10	6,10	6,10	6,70	7,30
65	6,10	6,10	6,70	6,70	7,30
80	6,10	6,10	6,70	7,30	7,30
95	6,10	6,70	6,70	7,30	7,30
110	6,10	6,70	7,30	7,30	7,30
130	7,30	7,30	7,30	7,30	7,30

Ahora bien, no obstante que desde el punto de vista del confort, facilidad de operación y seguridad, los carriles de 3,65 son en la actualidad los ideales, no siempre son económicamente recomendables⁴⁸. Por ello, la AASHO¹ considera conveniente fijar el ancho de carril en relación con la demanda de tráfico, sugiriendo dimensionar la calzada según los valores de la tabla anterior, en función del volumen y de la velocidad de proyecto.

Otro aspecto importante en el diseño de la calzada es el de la inclinación transversal de la misma.

Esta característica fue estudiada anteriormente para el caso de alineamientos curvos, habiéndose dado en el párrafo 6.2.4 los valores máximos del peralte.

Asimismo, en el párrafo 6.2.5.2 se indicaron los valores normales del bombeo o pendiente transversal en los alineamientos rectos.

Como en los citados párrafos se vio, los valores del peralte quedan determinados por la relación velocidad-curvatura. En cambio, los valores del bombeo son difíciles de establecer por no existir una relación precisa que los defina, y ser más bien contradictorios los factores que los controlan.

En efecto, si por una parte un bombeo acentuado es conveniente para remover rápidamente las aguas que caen sobre la calzada, por la otra, los tramos con bombeos pronunciados son estéticamente objetables e incómodos para la conducción de los vehículos. Bombeos de más de un 2 por ciento son perceptibles en el manejo de los vehículos, requiriendo un cierto esfuerzo en el volante, y contribuyen al deslizamiento de los vehículos al frenar sobre un pavimento mojado.

Por todo esto, la selección del valor del bombeo debe merecer una atención cuidadosa por parte del ingeniero proyectista.

6.7.1.2. Características de los hombrillos. Diseño

Como se definió anteriormente, los hombrillos o arcenes son la parte de la carretera contigua a la calzada, comprendida entre el borde exterior del carril y el borde interior de la cuneta, brocal o talud.

Los hombrillos proveen espacio para el estacionamiento de los vehículos accidentados, dan confianza al conductor al proporcionar un ancho adicional a la zona de rodamiento, mejoran la visibilidad en los tramos en curva, sirven de soporte lateral a la zona de circulación y protegen contra la humedad y posible erosión de la calzada.

Los hombrillos, cuando son continuos a lo largo de toda la carretera, juegan un papel esencial en la seguridad de las vías y en permitir la máxima capacidad de la sección.

El ancho de los hombrillos no está tan relacionado con la velocidad de proyecto como en el caso de la calzada, siendo el factor económico el que ejerce la mayor influencia en la determinación del ancho.

Los hombrillos deben ser suficientemente anchos para acomodar un vehículo estacionado, sin que éste produzca interrupción de la corriente vehicular.

Un ancho de 3,05 metros es el más recomendable, aunque en terrenos montañosos el ancho puede reducirse hasta 1,80 m y, en carreteras con bajo volumen de tráfico, todavía puede llevarse hasta 1,20 m.

La siguiente tabla¹ refleja los valores de ancho de hom-

brillo recomendados, según el promedio diario de tráfico y el volumen horario de diseño del año de proyecto.

TABLA VI-21. ANCHOS MINIMOS DE HOMBRILLOS

Volumen de proyecto		Ancho de hombrillo (m)	
PDT actual	VHP	Mínimo	Recomendado
50-250	—	1,20	1,80
250-400	—	1,20	2,45
400-750	100-200	1,80	3,05
—	200-400	2,45	3,05
—	400 o más	3,05	3,65

Así como en el diseño de la calzada, aquí también resulta importante fijar la pendiente transversal de los hombrillos.

Usualmente, los hombrillos están inclinados hacia afuera de la calzada, a fin de evacuar las aguas que caen sobre ésta. Ahora bien, esta inclinación no debe involucrar peligro para el conductor.

La pendiente transversal del hombrillo se suele hacer depender de la naturaleza de su superficie, habiéndose recomendado¹ como valores más aceptables una pendiente de 3 a 5 por ciento en hombrillos pavimentados, 4 a 6 por ciento para superficies de granzón o piedra picada y 8 por ciento en el caso de superficies recubiertas de hierba.

6.7.1.3. Características de los taludes. Diseño

El tercer elemento a considerar dentro del diseño geométrico de la sección transversal de la carretera son los taludes.

Una sección transversal típica de los elementos adyacentes a la plataforma de la carretera generalmente incluye las partes indicadas en la figura VI-46.

Los estudios sobre las causas de los accidentes de tránsito demuestran que un número considerable de vehículos se sale de la calzada inadvertidamente, a veces por sueño del conductor, otras al realizar éste maniobras erráticas al tratar de evitar obstáculos en la vía y, muchas veces, al perder el control del vehículo o patinar éste⁴⁹.

La respuesta dinámica de un vehículo que en su recorrido se sale de la calzada depende de muchos parámetros.

De primordial importancia son la velocidad del vehículo, su posición antes de salirse de la vía y el ángulo del esvía, el efecto aislado o combinado de la pendiente de los taludes adyacentes a la calzada y la forma de la zanja que sirve de transición entre los taludes frontal y dorsal. La respuesta dinámica también es afectada por las características del vehículo, tales como sus dimensiones y distribución del peso sobre el sistema de suspensión.

Los taludes laterales en los terraplenes y en los cortes constituyen una oportunidad para la recuperación del control del vehículo que se ha salido de la calzada⁵⁰.

Diversos estudios han sido realizados en años recientes⁵¹ para cuantificar la relación entre la inclinación de los taludes adyacentes a la calzada y el ancho de zanja, y la posibilidad de recuperación del control.

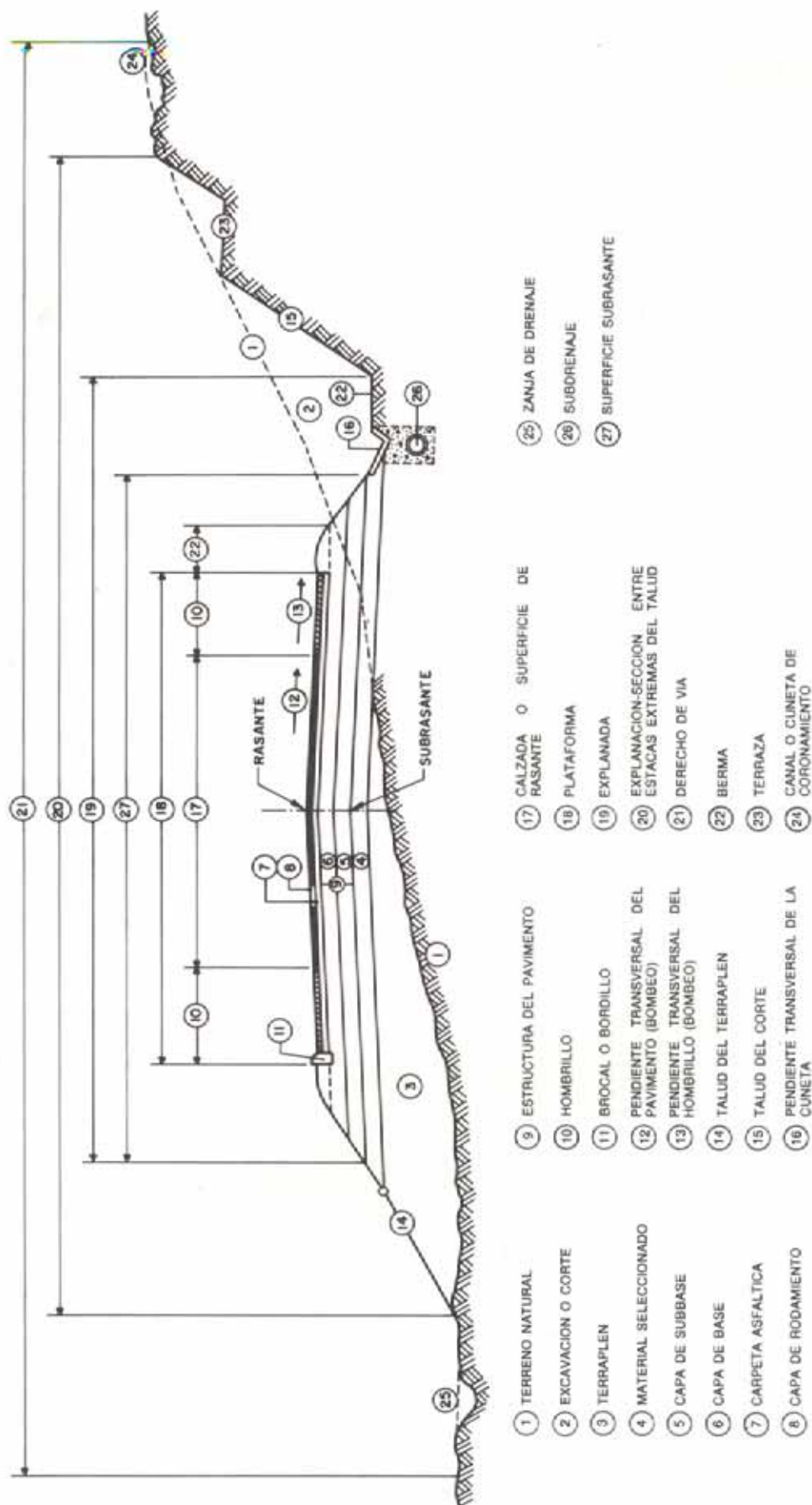


Fig. VI-45. Sección transversal tipo.

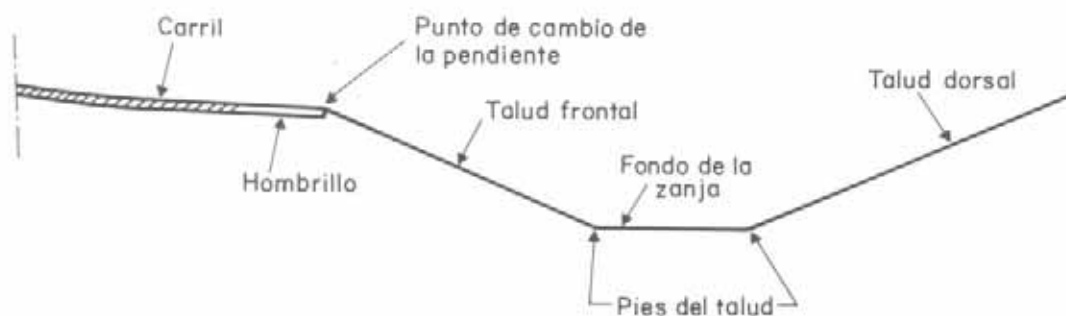


Fig. VI-46. Elementos adyacentes a la plataforma de la carretera.

Se acepta que taludes de pendiente suave, libres de obstáculos fijos, contribuyen a la seguridad de circulación por una vía. Sin embargo, lograr este requisito, en ocasiones resulta costoso.

Al evaluar, desde el punto de vista de la seguridad, la sección adyacente a una vía, tres elementos se destacan como de suma importancia: el punto donde se produce el cambio de pendiente entre el hombrillo y el talud, la pendiente del talud frontal y la distancia a que se encuentra el pie de este talud.

El punto de cambio de las pendientes puede contribuir a la pérdida total del control del vehículo, ya que al cruzarlo el vehículo tiende a quedar en el aire.

El talud frontal es de máxima importancia, especialmente en el caso de terraplenes altos, ya que es el lugar donde el conductor puede intentar recuperar el control de su vehículo o reducir su velocidad antes de alcanzar la zanja.

Por otra parte, y aun disponiendo de un talud suave, en muchas ocasiones las probabilidades de caer en la zanja es alta, debido a la proximidad del pie del talud a la calzada.

En un diseño racional, estos tres elementos críticos de la sección transversal deben ser evaluados individualmente y el diseño final debe basarse en el más influyente de ellos, ya que sería irreal proyectar un punto de cambio de pen-

tes inofensivas o un talud frontal capaz de permitir la maniobra de recuperación si la proximidad de la zanja hace inevitable el accidente.

Aunque los resultados prácticos de las investigaciones efectuadas hasta la fecha sobre estos particulares son escasos, el ingeniero proyectista debería tener en cuenta los siguientes resultados comprobados:

El punto de cambio que se produce en la intersección del hombrillo con taludes de pendientes entre 3/1 y 10/1 no produce efectos adversos en la recuperación del control de un vehículo que se sale de la calzada. La práctica de redondear este punto reduce la posibilidad de que las ruedas del vehículo queden en el aire.

Siendo que el aspecto anterior no es crítico, la atención del proyectista debe concentrarse en proveer suficiente distancia en el talud para posibilitar la maniobra de recuperación del control, o, en caso de que esto no sea posible, en tratar de reducir los efectos de la zanja.

Un factor fundamental para poder ejecutar la referida maniobra es el coeficiente de rozamiento del material del talud. En taludes con pendientes transversales de 3/1 o más suaves, la operación es posible, aun a velocidades de 130 km/h, cuando el coeficiente de rozamiento es 0.6. En contraste, la operación es imposible si éste es sólo de 0.2. Pero, aun disponiendo de una superficie que proporcione un



Fig. VI-47. Taludes de pendientes suaves (7/1 ó menos) permiten la recuperación del control del vehículo que se ha salido de la calzada.

coeficiente de rozamiento de 0,6, para vehículos que marchen a alta velocidad (130 km/h) y se salen de la calzada en ángulo pronunciado (15°), las distancias que se requieren para la recuperación del control son elevadas. En consecuencia, al efectuar un diseño, esta circunstancia debe evaluarse a la luz de otras alternativas tales como defensas, diseño adecuado de la transición en las zanjas y factores económicos.

En la figura VI-48 se indican las distancias que deben tomarse en cuenta al calcular la extensión de talud requerida.

Estas distancias son variables, dependiendo del ángulo de aproximación del vehículo y de la geometría en el punto de cambio.

La distancia d_1 es aquella que un vehículo puede saltar sobre una barrera de 65 cm de altura debido al efecto de rampa. La distancia d_2 representa el mayor alejamiento observado durante maniobras de recuperación.

Para los casos que han sido estudiados⁵¹, se han registrado los siguientes valores:

TABLA VI-22. EXTENSION MINIMA DE TALUD REQUERIDA PARA LA RECUPERACION DEL CONTROL SOBRE UN VEHICULO

Velocidad inicial (km/h)	Angulo de aproximación del vehículo	Pendiente del talud	d_1 (m)	d_2 (m)
65	7°	3/1	0	7,60
		4/1	0	7,60
		5/1	0	7,60
		6/1	0	7,60
		10/1	0	7,60
	15°	3/1	0	18,60
		4/1	0	17,00
		5/1	0	16,00
		6/1	0	15,50
		10/1	0	14,60
95	7°	3/1	0,30	12,00
		4/1	0,30	11,00
		5/1	0	10,65
		6/1	0	10,35
		10/1	0	10,00
	15°	3/1	2,45	34,00
		4/1	1,80	27,50
		5/1	0,60	25,60
		6/1	0,30	25,00
		10/1	0	22,00
130	7°	3/1	3,35	18,00
		4/1	0,60	16,50
		5/1	0,30	15,50
		6/1	0	14,60
		10/1	0	13,40
	15°	3/1	4,00	42,00
		4/1	2,45	38,00
		5/1	1,80	36,00
		6/1	0,90	34,50
		10/1	0,30	31,50

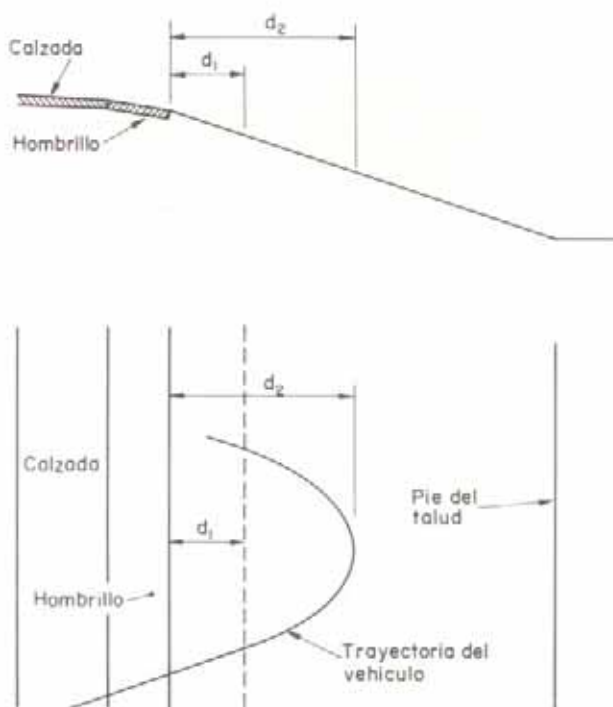


Fig. VI-48.

Para evitar o reducir el daño a los ocupantes de los vehículos, la combinación de las pendientes de los taludes frontal y dorsal de la zanja juega un papel importante.

En las figuras VI-49, VI-50 y VI-51^{51, 52} se proporciona una base para evaluar dicha combinación. En las figuras, un índice de severidad de 1,0 corresponde a una aceleración que puede ser soportada, sin riesgos, por el ocupante del vehículo no sometido a ninguna restricción de movimientos, en tanto que un índice de severidad de 1,6 representa el límite superior de aceleración soportable por un conductor sujeto con un cinturón de seguridad.

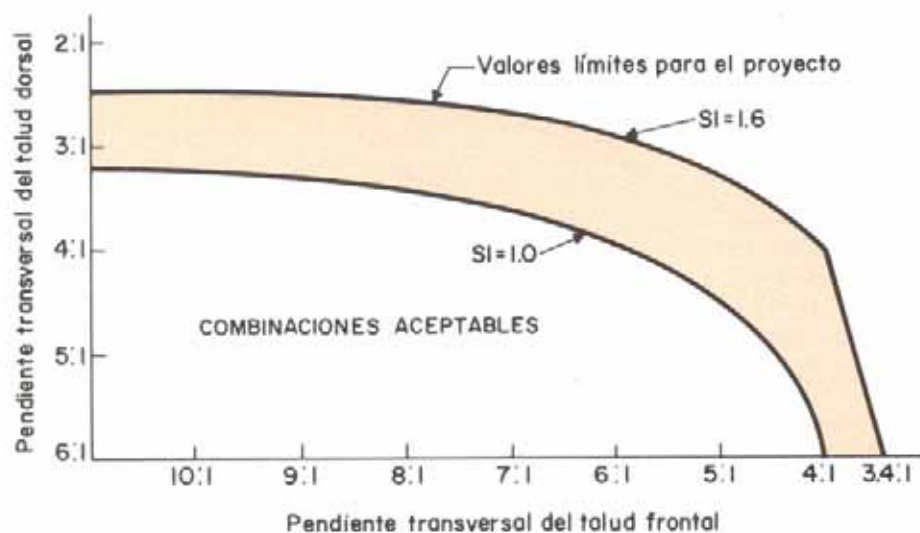
Las curvas han sido elaboradas para una combinación de pendientes que forman zanjas en V, redondas, trapezoidales y trapezoidales con los vértices redondeados, para anchos del fondo que van desde 1,20 hasta 3,70 metros, y permiten al proyectista disponer de un criterio para la selección entre distintas formas de zanjas y pendientes transversales para velocidades de hasta 95 km/h y ángulos de aproximación de 25°, condiciones que tienen muchas probabilidades de presentarse en carreteras de diseño de alta velocidad.

Condiciones indispensables para aplicar el criterio que establecen las curvas de diseño, es que las zanjas estén colocadas a no menos de 18 metros del borde de la calzada.

Cuando la distancia de talud no es suficiente para realizar la maniobra de recuperación del control del vehículo, lo que es frecuente cuando el vehículo circula a gran velocidad o se sale de la vía en un ángulo de esviaje pronunciado, la zanja constituye un elemento peligroso, a menos que haya sido proyectada adecuadamente desde el punto de vista de la seguridad⁵³.

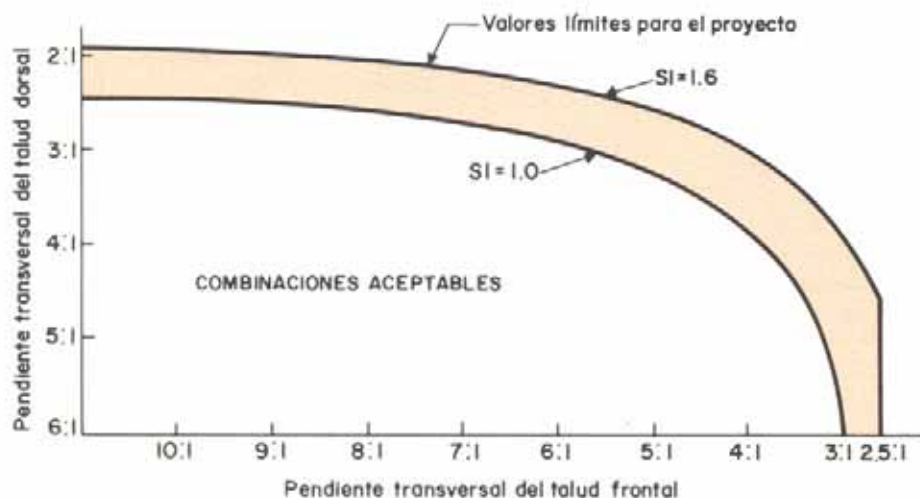
En este aspecto, la pendiente de los taludes y el ancho de la zanja son fundamentales.

Desde el punto de vista hidráulico, la zanja más eficiente es aquella formada por lados que se aproximan a la vertical.



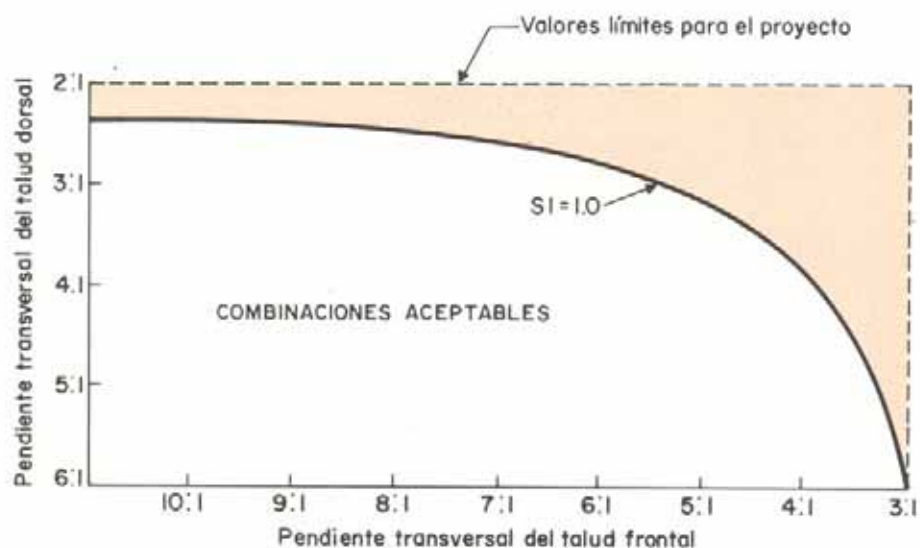
Combinación de taludes para:

- Zanjas en V.
- Zanjas redondas de menos de 2,5 m de ancho.
- Zanjas trapezoidales de menos de 1,2 m de ancho.
- Zanjas trapezoidales redondas de menos de 1,2 m de ancho.



Combinación de taludes para:

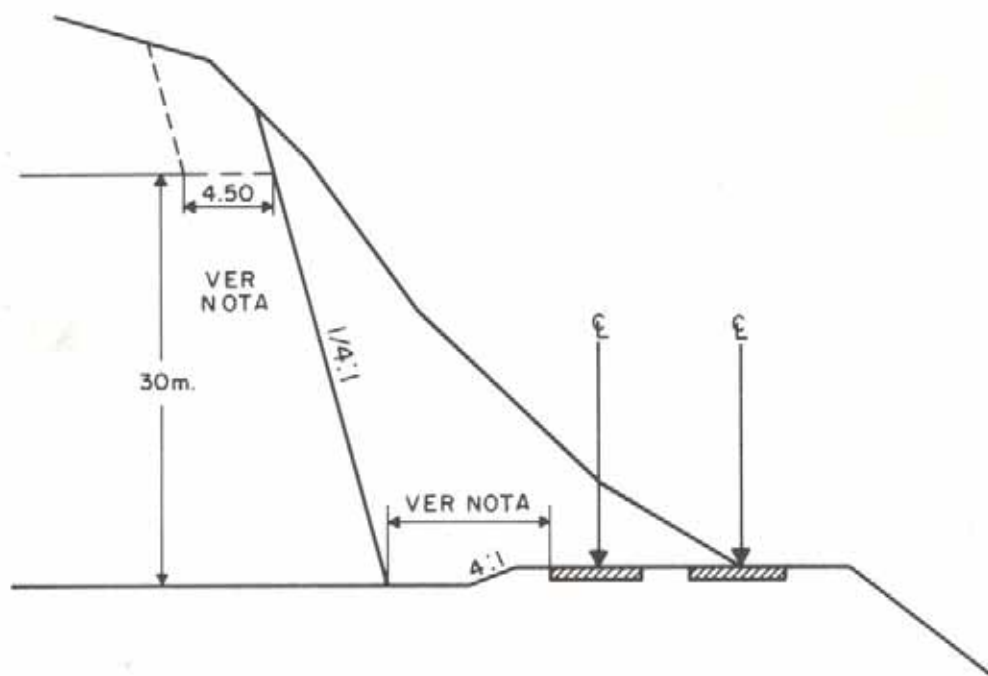
- Zanjas redondas de 2,5 a 3,7 m de ancho.
- Zanjas trapezoidales de 1,2 a 2,4 m de ancho.



Combinación de taludes para:

- Zanjas redondas de más de 3,7 m de ancho.
- Zanjas trapezoidales redondeadas de más de 1,2 m de ancho.

Figs. VI-49, 50 y 51. Relaciones de pendientes de los taludes frontal y dorsal de las zanjas que producen combinaciones seguras aceptables.



Note:

7,60 m para cortes de 6 a 16 m; 10,70 m para cortes de 15 a 30 m; 15,25 m para cortes de 30 a 60 m
10,70 m para cortes de 30 a 60 m con una berma de 4,50 m a 30 m del borde superior del pavimento.
15,25 m para cortes de más de 60 m.

Fig. VI-52. Sección tipo de corte en roca de un proyecto estándar.

Sin embargo, la estabilidad de los taludes y limitaciones de orden práctico para la construcción y el mantenimiento generalmente requieren costados menos inclinados.

Por su parte, la seguridad de circulación impone que no se utilicen taludes frontales con pendiente mayores de 4/1, ya que ello limita las posibilidades de combinación de pendientes con los taludes dorsales para una configuración de zanja que ofrezca una minimización de riesgos.

En relación a la pendiente de los taludes de corte, en el Capítulo III ya fueron formuladas algunas consideraciones referentes a su estabilidad.

Otro aspecto que merece especial atención, por afectar al diseño de la sección transversal, es el problema de la caída de las rocas de los taludes rocosos, ya que la exigencia de los trazados actuales, que requieren cortes cada vez de mayor altura, y la experiencia en numerosas vías, indican que, largo tiempo después de terminada una construcción, se puede producir una cantidad apreciable de desprendimientos en muchas partes de la roca cortada.

Hasta no hace mucho tiempo, la mayoría de las normas de diseño que hacían alusión al respecto suponían una relación directa entre la altura del talud y la amplitud de la zona necesaria para contener los escombros.

Estudios recientes⁵⁴ han demostrado que dichos valores son arbitrarios y no corresponden a la realidad.

Una roca suelta raras veces se parará antes de llegar al pie del talud y, en este caso, el plano de rodadura resulta ser la superficie del talud. El problema del ingeniero proyectista es el de determinar cuál debe ser el ángulo de incli-

nación del talud, apropiado para impedir la caída de las rocas sueltas sobre la carretera.

Aparte de la complejidad del problema, por los diversos factores que en su resolución intervienen, tales como las propiedades físicas de la masa rocosa, su grado de meteorización, buzamiento, condiciones climáticas y otros factores, el tratamiento de los taludes para un área determinada puede ser muy diferente de los que se usen con éxito en otros lugares.

En algunas regiones abundan las areniscas, calizas, dolomitas y esquistos. Las areniscas varían mucho de un lugar a otro en sus propiedades físicas y estructurales: los granos pueden ser finos o gruesos, con una cementación mayor o menor; algunas rocas son blandas, otras duras y quebradizas: las capas alternadas de esquistos blandos y duros presentan problemas especiales, sobre todo si están mezclados con zonas ricas en sustancias orgánicas; unas rocas presentan hendiduras muy finas que a veces son numerosas y pueden ocasionar la rotura en bloques o en ángulos agudos, otras son muy macizas o finamente estratificadas.

Las cualidades estructurales de una roca toman particular importancia cuando se relacionan con la alineación de la carretera, pues la disposición de ésta respecto al buzamiento o inclinación de la masa rocosa puede crear condiciones adversas que pueden originar deslizamiento de tierras o una caída de rocas muy fuerte⁵⁵.

Los valores de diseño indicados en la figura VI-53 han sido deducidos de un estudio llevado a cabo⁵⁴ en rocas basálticas duras de todos los tamaños, las cuales resultaron

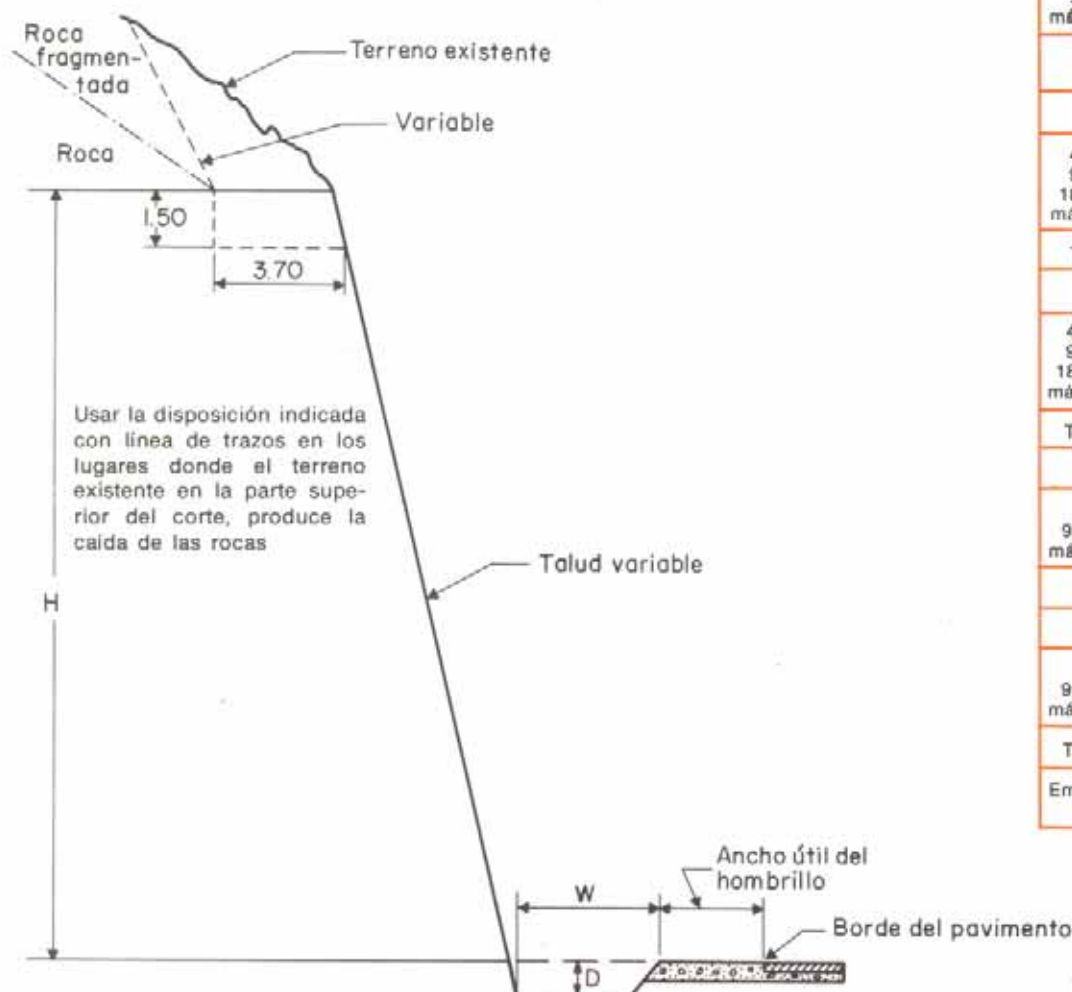


Fig. VI-53. Relación entre las variables que intervienen en el proyecto de zanjas en las zonas de desprendimiento.

ser rocas de elevada resiliencia y rebote característico. Como quiera que el impacto de rocas más blandas, tales como las areniscas y basaltos escarificados, es menos violento, los valores dados en la figura satisfarán las exigencias que se presenten en la mayor parte de los taludes en roca. Estos valores no deben ser alterados aun cuando, por razones de estabilidad, se construyan bermas en el talud.

Una zanja construida al lado del hombrillo, tal como se indica en la figura, resulta extraordinariamente útil para retener las piedras caídas. Ahora bien, en los casos en que la profundidad de la zanja señalada en la figura, sea mayor de 1,20 m, será preciso disponer de una barrera o parapeto situado en la ladera o al borde de la carretera, para frenar la caída de las piedras y disminuir así su velocidad angular. Como quiera que se ha observado que casi todas las rocas que se desprenden se mantienen muy cerca del talud mientras ruedan, será suficiente instalar barreras de no más de 1,80 m de altura (Fig. VI-54).

TALUD DE LAS ROCAS: CASI VERTICAL		
H (m)	W (m)	D (m)
4,50- 9,00	3,00	0,90
9,00-18,00	4,50	1,20
más de 18,00	6,00	1,20
TALUD DE LAS ROCAS: 0,25 : 1 y 0,3 : 1		
H	W	D
4,50- 9,00	3,00	0,90
9,00-18,00	4,00	1,25
18,00-30,00	6,00	1,80
más de 30,00	7,00	1,60
TALUD DE LAS ROCAS: 0,5 : 1		
H	W	D
4,00- 9,00	3,00	1,20
9,00-18,00	4,00	1,80
18,00-30,00	6,00	1,80
más de 30,00	7,60	2,50
TALUD DE LAS ROCAS: 0,75 : 1		
H	W	D
0- 9,00	3,00	0,90
9,00-18,00	4,50	1,20
más de 18,00	4,50	1,80
TALUD DE LAS ROCAS: 1 : 1		
H	W	D
0- 9,00	3,00	0,90
9,00-18,00	3,00	1,50
más de 18,00	4,50	1,80
TALUD DE LAS ROCAS: 1,25 : 1		
Empleo de barreras para rocas en los hombrillos.		

6.7.1.4. Elementos misceláneos de la sección transversal

En la consideración de la sección transversal de una vía, la seguridad del usuario debe recibir atención primordial.

La presencia de obstáculos adyacentes a los bordes de la calzada hace generalmente difícil el poder desviarse de ésta a la velocidad normal sin necesidad de recurrir a frenazos violentos u otras maniobras de resultados desastrosos.

Los cabezales de las alcantarillas, las barandas de los puentes, los sumideros en las fajas divisorias de las vías separadas, los postes para señales o luminarias, las barandas, parapetos, brocales, etc., colocados adyacentes a la calzada, representan riesgos potenciales para el conductor que el ingeniero proyectista debe prever o evitar.

Para mantener la integridad de la explanación o parte de la sección entre las estacas extremas de talud, y para facilitar el drenaje natural de la vía, la mayoría de las carreteras requieren un extenso sistema de drenaje. Las estructuras

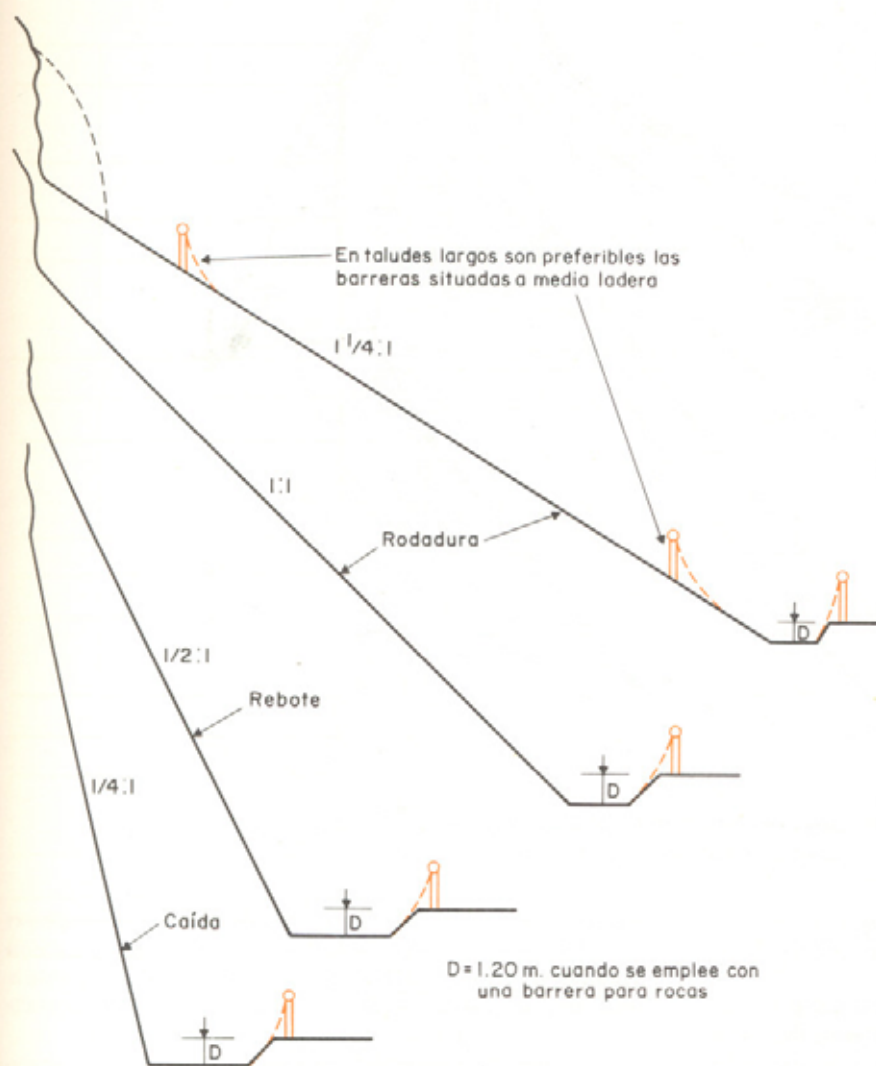


Fig. VI-54. Distintos tipos de protecciones contra la caída de rocas.

necesarias para este sistema pueden constituir un verdadero peligro para los vehículos que eventualmente se salen de la calzada, y es por ello que los distintos aspectos de las estructuras de drenaje deben merecer una atención especial por parte del proyectista ^{50, 53}.

Cuando en la faja divisoria central se han formado zanjas por erosión o han quedado sobresaliendo los sumideros, la presencia de estos obstáculos constituye un desafío a la vida del conductor que pueda haber perdido el control de su vehículo.

Las aguas recogidas de la calzada o de la zona adyacente al derecho de la vía generalmente son desviadas hacia canales y de ellos a cursos de agua. Un diseño y localización apropiados de estos canales contribuye grandemente a la seguridad de la circulación de los vehículos.

Las estructuras de drenaje transversales a la vía (alcantarillas) son imprescindibles en una carretera. Sin embargo, si no están debidamente diseñadas pueden constituir una amenaza para los conductores.

Los cabezales, muros y aletas masivos, son extremadamente peligrosos y deben evitarse, ya que constituyen un obstáculo al paso de los vehículos. Algunas veces pueden

prolongarse las alcantarillas y conformarse el talud para disponer de un área de recuperación.

En otros casos, la protección de los vehículos se logra colocando unas defensas o barandas al borde del talud y construyendo los cabezales o aletas a ras del talud.

La Referencia 50 contiene un excelente material sobre criterios prácticos para la ubicación de las diversas estructuras de drenaje, de forma que no resulten peligrosas a los usuarios de las vías.

Junto con el análisis de las características de la sección transversal, corresponde al ingeniero proyectista establecer los tramos de la vía potencialmente riesgosos y recomendar las correcciones necesarias o el sistema de protección más adecuado.

De éstos, las defensas laterales, barreras y colchones amortiguadores, constituyen los elementos más usuales que se instalan dentro de la sección transversal de una carretera. Ellos proporcionan a los ocupantes de los vehículos un cierto grado de protección contra algunas de las estructuras potencialmente peligrosas que pueden erigirse dentro de la plataforma de la vía y de sus zonas adyacentes.

La función principal de las defensas y barreras, que se

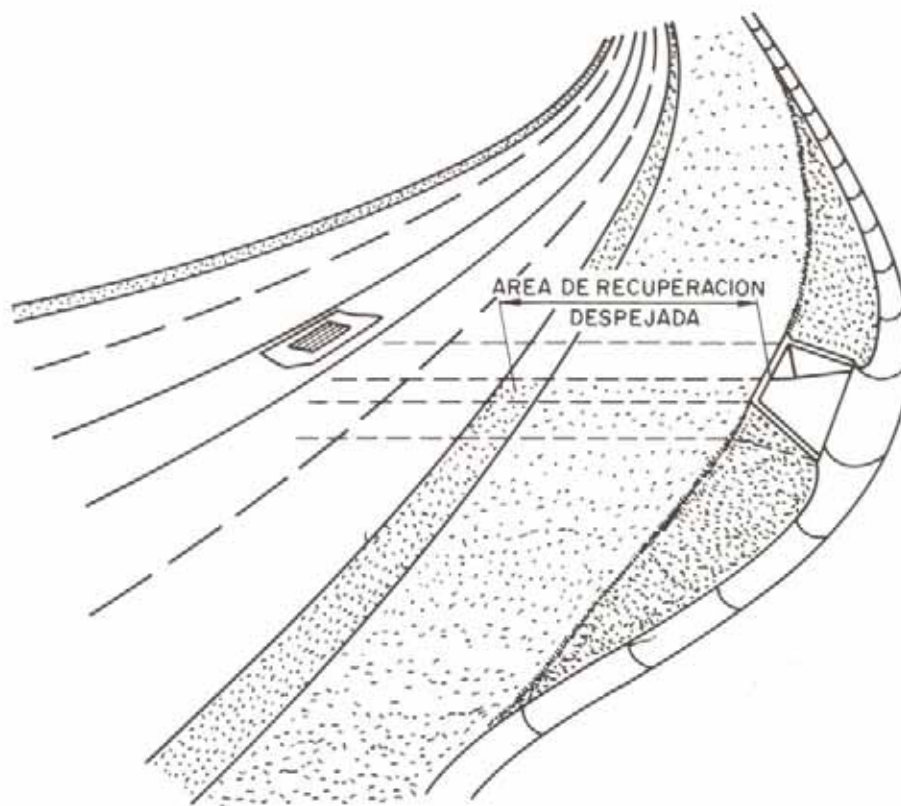


Fig. VI-55. Disposición adecuada de la salida de una alcantarilla para obtener un área de recuperación despejada.

instalan a lo largo de los bordes de una carretera, es la de devolver a su trayectoria normal al vehículo que se ha salido accidentalmente de la calzada ⁵⁶.

Las defensas, instaladas a lo largo de los hombrillos, evitan la caída de los vehículos por fuertes pendientes o el choque contra obstáculos fijos, en tanto que las barreras, colocadas en los bordes de la faja divisoria de una carretera dividida, desaniman al conductor a cruzar dicha faja, ya sea voluntaria o accidentalmente. En este último caso, previenen las colisiones frontales entre vehículos que se desplazan en sentido opuesto.

Un sistema adecuado de defensas y barreras, debida-

mente instalado, reduce la vulnerabilidad de los ocupantes de los vehículos, así como los daños a éstos y a la misma instalación, y contribuye a mejorar el servicio que presta la vía, sirviendo para delinear la calzada y como pantalla anti-deslumbramiento.

Las defensas y barreras, variables en su forma y tamaño según los requisitos específicos del lugar donde se van a instalar, generalmente se clasifican según su rigidez. Así se tienen defensas y barreras rígidas, semi-rígidas y flexibles.

La siguiente tabla y las figuras VI-56 a VI-59 indican distintos tipos de defensas y barreras en uso, clasificadas según su rigidez.

TABLA VI-23. CLASIFICACION DE LAS DEFENSAS

Clasificación según la rigidez	Modelos típicos	Usos
A. Rígidas.	Tipo «New Jersey». Barrera de concreto tipo «General Motors».	Cuando no se desea que haya deflexión lateral.
B. Semi-rígidas.	Viga de sección en W montada sobre bloques y postes de madera de 20 x 20 cm.	Cuando es aceptable una pequeña deflexión lateral.
1. Viga fuerte/poste fuerte.		
2. Viga fuerte/poste débil.	Viga de cajón, viga W montadas sobre postes 3 l 5,7 (tubo de acero).	Cuando es aceptable una deflexión moderada.
C. Flexibles.	Sistema de cables múltiples montado sobre postes de madera de 15 cm de diámetro.	Cuando se permite una gran deflexión lateral.
1. Viga débil/poste fuerte.		
2. Viga débil/poste débil.	Cable montado sobre poste 3 l 5,7.	Cuando se permite una gran deflexión lateral.

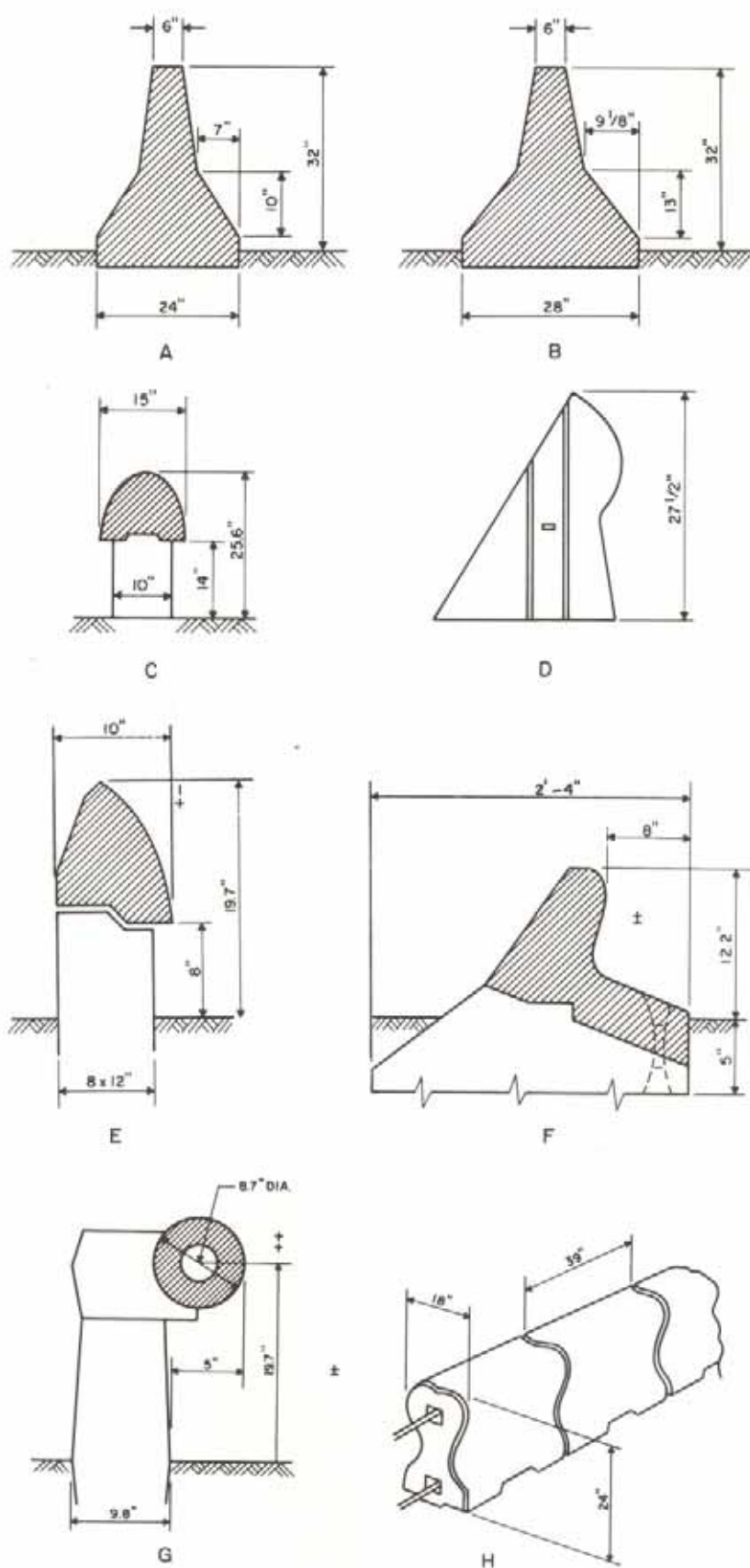


Fig. VI-56. Diversos tipos de defensas y barreras rígidas. a. Barrera de concreto «New Jersey». b. Barrera de concreto «General Motors». c. Barrera de concreto «DAV». d. Brocal-defensa. e. Defensa de concreto «DAV». f. Defensa de concreto «Trief». g. Defensa de concreto «Sergad». h. Barrera de concreto.

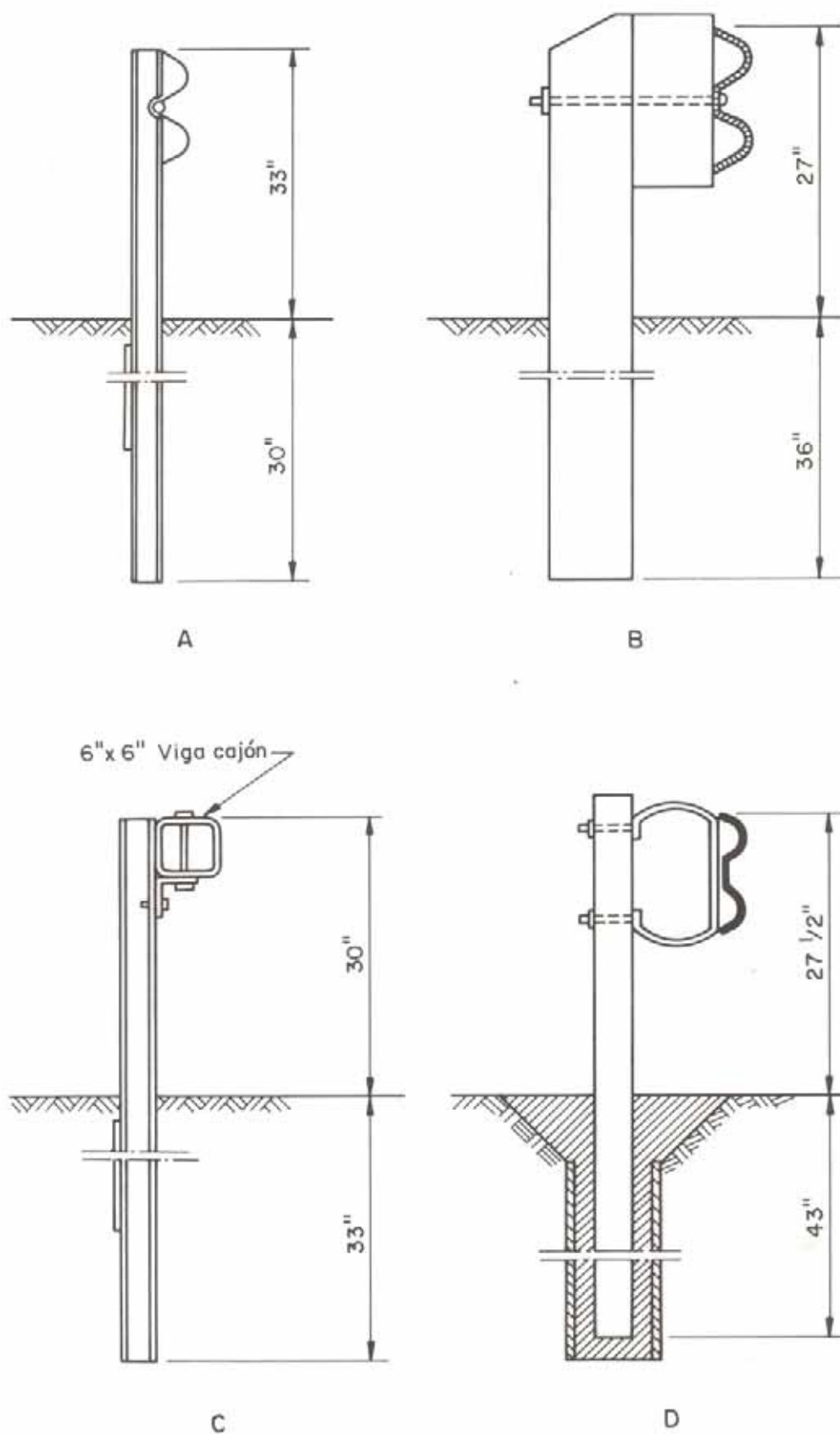


Fig. VI-57. *Diversos tipos de defensas semi-rigidas. a. Viga W sobre poste débil. b. Defensa con viga W saliente. c. Defensa con viga-cajón. d. Defensa con viga W montada en resorte.*

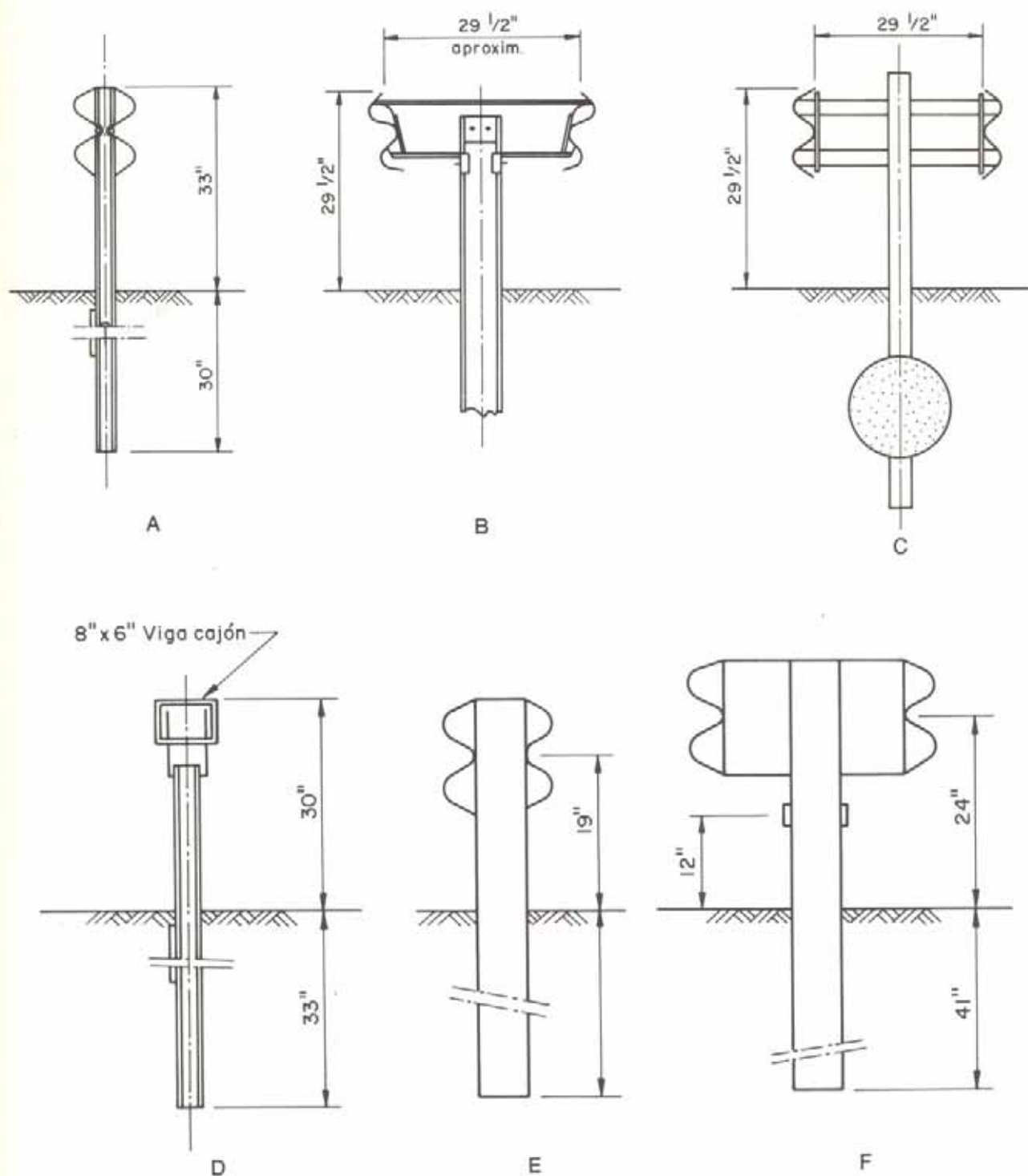


Fig. VI-58. Diversos tipos de barreras semi-rígidas. **a.** Viga W sobre poste débil. **b.** Barrera Baden Wurtemberg. **c.** Barrera tipo holandés. **d.** Barrera con viga de cajón. **e.** Barrera con viga W doble sobre poste fuerte. **f.** Barrera con viga W doble saliente.

Las defensas rígidas se utilizan cuando no se desean grandes deflexiones laterales, en lugares donde las fajas divisorias son angostas. Los tipos denominados «New Jersey» y «General Motors» han sido debidamente comprobados como defensas rígidas de comportamiento satisfactorio⁵⁷,

en tanto que algunos modelos europeos han debido ser descartados por inoperantes.

Dependiendo de su comportamiento estructural, las defensas semi-rígidas se subdividen en dos grupos: el constituido por un sistema formado por una viga robusta mon-

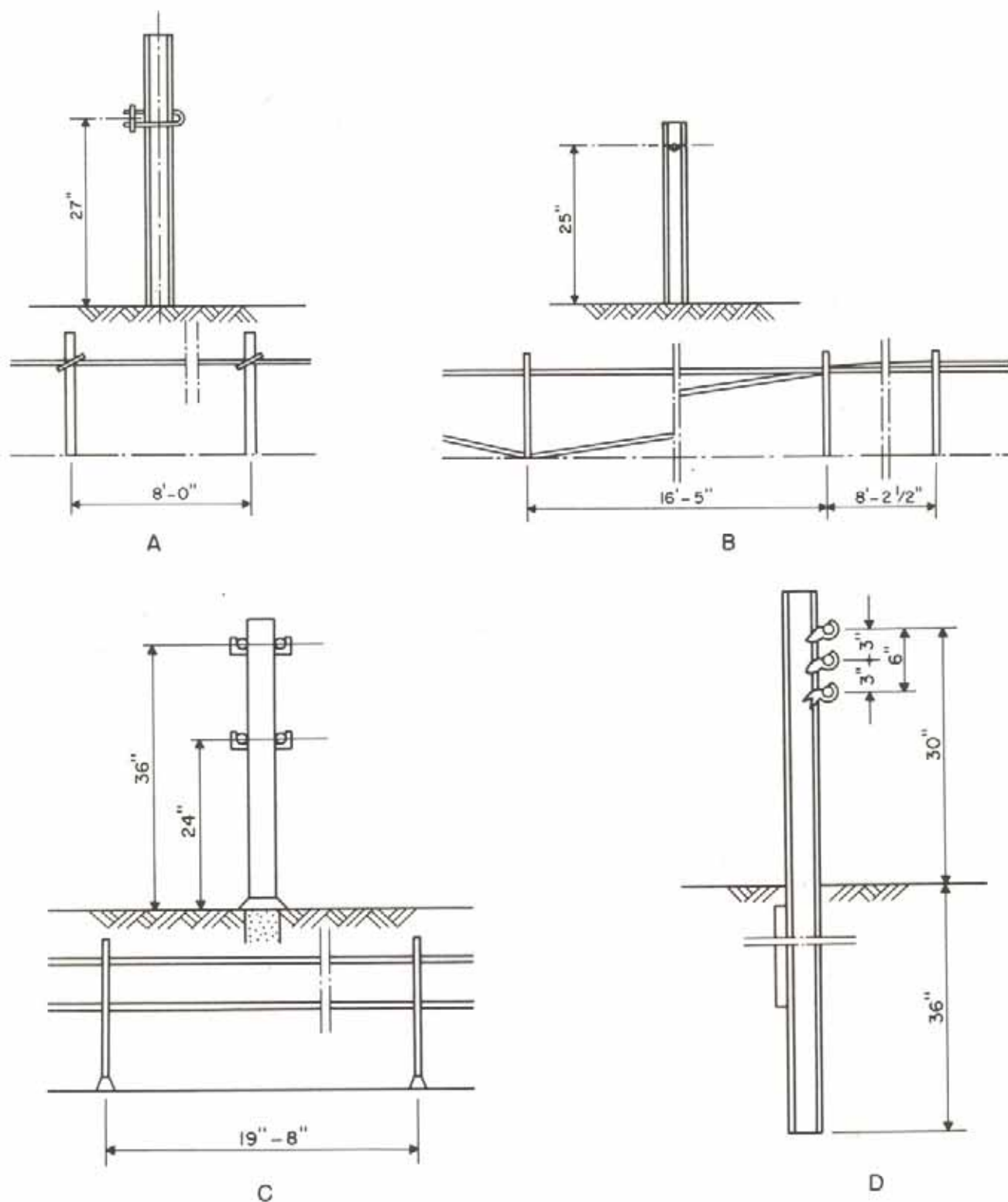


Fig. VI-59. Defensas flexibles y barreras. a. Barrera de cables (California). b. Barrera de cables (Reino Unido). c. Barrera de cables (Baden Wurtemberg). d. Barrera de cables sobre poste débil (Nueva York).

tada sobre un poste recio y el formado por una viga fuerte, montada sobre un poste frágil.

El primero de estos sistemas, que es el más utilizado dentro del tipo semi-rígido, está generalmente constituido

por una viga de metal corrugado, apoyada sobre postes de diferentes tipos, habiéndose popularizado recientemente el uso de postes que se quiebran cerca del punto de impacto. De esta manera, la fuerza del impacto se distribuye por la

acción de la viga a un número relativamente grande de postes. Atributos de este sistema son: el comportamiento de la defensa es independiente del punto de impacto y de las propiedades del suelo, y el vehículo no se enreda con el poste.

En cuanto a las defensas flexibles, éstas pueden ser del tipo de viga endeble montada sobre poste recio o de viga endeble sobre poste frágil. Generalmente, el sistema consiste en postes enlazados mediante cables de acero, basándose el funcionamiento de la defensa en la gran deflexión del sistema para enderezar gradualmente el vehículo desviado.

No obstante la variedad de defensas en uso, no existe una defensa o barrera perfecta o de empleo universal. Así, por ejemplo, una defensa flexible no puede utilizarse en carreteras con divisoria demasiado angosta; las barreras de concreto, que tienen excelente comportamiento cuando son chocadas bajo un ángulo de aproximación pequeño (menos de 15°), serían, en cambio, poco aconsejables en los lugares donde este ángulo pueda ser muy grande.

De aquí que la selección del tipo de defensa o barrera más conveniente sólo pueda hacerse después de un estudio para cada lugar específico.

Las Referencias 58 a 64 dan una abundante bibliografía sobre el comportamiento de distintos tipos de barreras y defensas. De la lectura de ellas se desprende que un sistema de defensas ideal, es decir, uno que devuelva el vehículo errático a su carril sin poner en peligro a los demás vehículos que circulan por esa carretera, y sin causar daño a sus ocupantes, no existe. Más bien, las defensas y barreras son amenazas intrínsecas a la corriente vehicular y sólo proporcionan un grado de protección relativo al vehículo que circule erráticamente por la vía⁶⁵, ya que una colisión contra una defensa puede ser causa de un accidente grave. Se ha comprobado que la colocación innecesaria de defensas puede aumentar el número de accidentes, pues constituyen un blanco más cercano a la calzada que el elemento que pretenden proteger.

Un sistema de diseño de barreras y defensas que estuvo en uso⁶⁶, solamente tomaba en cuenta el efecto combinado de la frecuencia de los accidentes y el índice de severidad. Dicho procedimiento está hoy descartado. Asimismo, un método⁶⁷ que relaciona, mediante una ecuación de predicción, la altura del terraplén y la pendiente de sus taludes, bajo la forma

$$\log SI = 0,566 + 0,160 \log h + 0,324 \log S$$

siendo *SI* un índice de severidad, *h* la altura del terraplén y *S* la pendiente de los taludes, tampoco es actualmente de aplicación generalizada.

Más recientemente⁶⁸, uno de los métodos de diseño de barreras y defensas en uso, se basa en el empleo de ciertos factores, atribuidos según la naturaleza del obstáculo que un vehículo errático puede encontrar.

En general, para reconocer las ubicaciones donde se requieren defensas y barreras, se aplican los siguientes criterios:

A. En relación a la geometría de la sección transversal

1. Hombrillos con pendientes mayores de 1/1, que creen desniveles con la calzada mayores de 60 centímetros a menos de 6 metros de la calzada, deben ser protegidos con defensas longitudinales.

2. Puesto que un terraplén con taludes muy inclinados puede extenderse en un largo trecho, la probabilidad que tiene un vehículo de rodar por ellos es mayor que la de chocar contra obstáculos fijos aislados. Como se analizó anteriormente, si estos taludes no son aptos para que el vehículo pueda recuperar su control, deberían instalarse defensas a todo lo largo de ellos.
3. Las zanjas cercanas constituyen un serio peligro cuando su sección no permite el paso del vehículo errático. Aunque la defensa constituye una protección, siempre que sea posible será preferible la modificación de la sección de la zanja.
4. La relación entre la altura de los terraplenes y la pendiente de sus taludes es un factor determinante en la evaluación de la necesidad de las defensas.

Terraplenes bajos y taludes tendidos permiten recuperar el control de los vehículos salidos de la calzada, con menos riesgo que el chocar contra una defensa. En cambio, en terraplenes altos, con fuertes pendientes en taludes, las consecuencias del choque contra una defensa pueden ser menos severas que el desbarrancamiento por el talud.

Como resultado de un estudio realizado en California⁶⁹, se ha podido establecer una divisoria entre estos dos casos. La curva de «iguales daños» es independiente de la frecuencia de los accidentes, velocidad de los vehículos y naturaleza del material de los taludes.

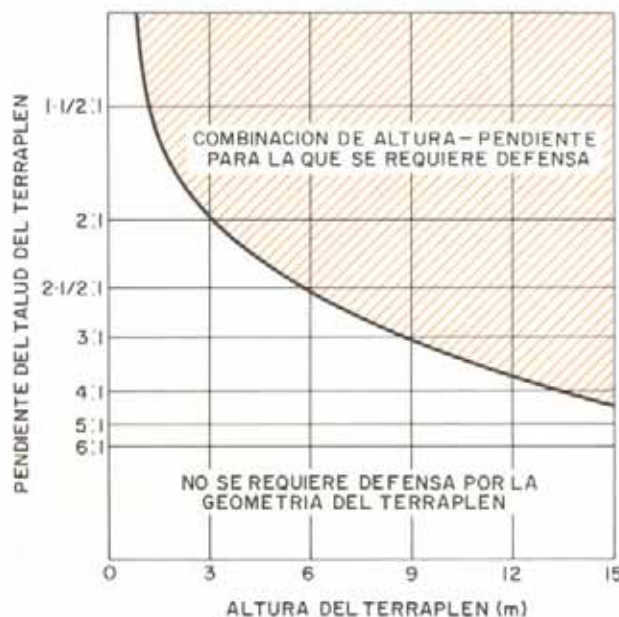


Fig. VI-60. Requerimientos de defensas, según la geometría del terraplén.

Por estas razones, el proyectista de una vía debe cuidarse y no ser pródigo en recomendar estas instalaciones sino cuando son imprescindiblemente necesarias. Más aún, un proyectista debe hacer todos los esfuerzos posibles para eliminar la necesidad de las defensas, considerando la posibilidad de mejoras o ajustes en la sección transversal, tales como rebaja de la pendiente de los taludes de los terraplenes, remoción o reubicación de árboles próximos a la vía, rediseño de cabezales, aletas, sumideros, etc., que permitan eliminar el uso de las defensas.

Ahora bien, cuando después de todos los ajustes posibles todavía se considera necesaria la instalación de las defensas y barreras, el diseño de las mismas debe hacerse en base a la geometría del tramo de carretera, a la ubicación de los elementos externos a la calzada, contra los que se va a proteger a los vehículos y, en el caso de las barreras, al volumen de tráfico.

B. En relación a los obstáculos en la vía

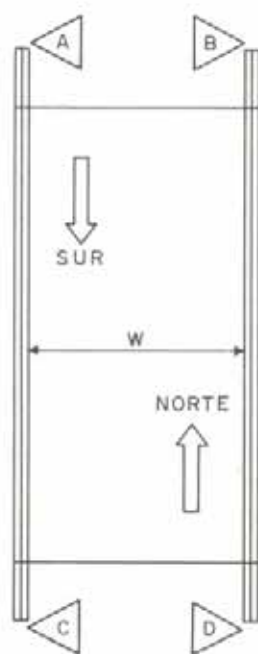
Casi una tercera parte de los accidentes de tráfico ocurren cuando un vehículo se sale de la calzada inadvertidamente, y choca contra un obstáculo fijo o transitorio.

Generalmente, cuando los taludes laterales son suaves (10/1 o menos) y libres de obstáculos, el 80 por ciento de los conductores logran recuperarse en los primeros 9 metros de su recorrido fuera de la vía. Por consiguiente, una franja mínima de 9 metros, o mayor si es posible, libre de obstáculos, es deseable a los lados de la calzada. Cuando esto no es posible, la instalación de defensas es recomendable.

En este sentido, los siguientes criterios son aplicables:

1. Todas las estructuras de puentes, tales como los estribos, pilas, aletas, etc., colocadas dentro de la plataforma o en sus inmediaciones, requieren la colocación de defensas.

En el caso específico de pilas y parapetos de puentes formando parte de la calzada, la figura que sigue da una guía para la ubicación de las defensas.



Dirección del tráfico	W (metros)	Lugar donde se requiere la barrera
Norte y Sur	18 o menos	A, B, C, D
Norte y Sur	Mayor de 18	A, D
Sur	Cualquier ancho	A, B
Norte	Cualquier ancho	C, D

Fig. VI-61. Requerimientos de defensas ante puentes y parapetos.

En las aproximaciones a un parapeto o baranda de puente, las defensas deben ser compatibles con el parapeto en su comportamiento dinámico, debiéndose integrar estructuralmente ambas instalaciones.

2. Cuando entre dos puentes gemelos se ha dejado un estrecho espacio, el obstáculo así constituido debe corregirse o colocarse una defensa. En estos casos, sólo el registro de accidentes del lugar será el factor determinante en la solución a adoptar.
3. La existencia de cortes rocosos, peñones, cuerpos de aguas profundas, hileras de árboles, etc., a distancias menores de 9 metros de la calzada, son elementos suficientes para recomendar la colocación de defensas.
4. En cuanto a otro tipo de posibles obstáculos fijos, tales como postes para luminarias o señales, cabezales de alcantarillas, muros de sostenimiento, árboles etcétera, si se hallan a menos de 9 metros de la calzada, exigen la instalación de defensas.

C. En relación al tráfico de sentido opuesto

En carreteras divididas, la presencia de fajas separadoras angostas pide la colocación de barreras. En este caso, su diseño se basará en el ancho de la faja y en el volumen de tráfico ⁷⁰ proyectado a dos años de la fecha de estudio.

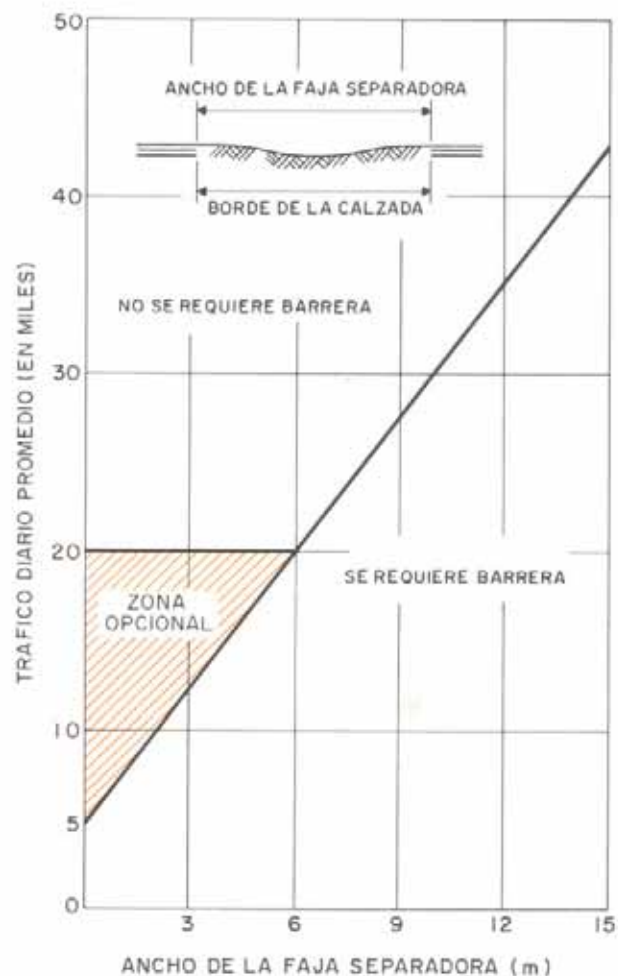


Fig. VI-62. Requerimientos de barrera, según el ancho de la faja separadora.

Si la faja separadora es mayor de 15 metros, no se requerirán barreras, excepto en base a una experiencia adversa en el sitio. La figura VI-62, permite establecer las necesidades de barrera para distintos anchos de faja separadora, de acuerdo al tráfico diario promedio.

Como resumen, en la siguiente tabla se indican los factores que determinan la necesidad de instalar barreras o defensas.

TABLA VI-24. FACTORES QUE DETERMINAN LA NECESIDAD DE BARRERA O DEFENSA

	Factor que determina la necesidad de la barrera o de la defensa
A) Por geometría de la sección	
a) En terraplenes altos	A, B
b) Taludes del terraplén	C
B) Por obstáculos en la vía	
a) Puentes	D
b) Cortes en roca	A
c) Peñones grandes	A
d) Cuerpos de agua permanentes	A, B
e) Hileras de árboles	A, E
f) Espacio entre puentes gemelos	F
g) Parapetos	G
h) Postes para señales	A, E
i) Pilas y estribos de puentes	A
j) Muros de sostenimiento, cabezales de alcantarillas	A
k) Postes o torres para tendidos eléctricos	A, E
C) Por tráfico en sentido opuesto	H

Significando:

A = Distancia al borde de la calzada.

B = Altura de la calda.

C = Altura y pendiente.

D = En todos los puntos.

E = Tamaño.

F = Experiencias adversas en el lugar.

G = Ancho del puente, sentido del tráfico.

H = Ancho de la faja separadora, volumen de tráfico.

6.8. DISEÑO GEOMETRICO Y ACCIDENTES DE TRANSITO

6.8.1. CAUSAS GENERALES DE LOS ACCIDENTES DE TRANSITO

No existe una sola causa a la que sean atribuibles los accidentes de tránsito. La mayoría de ellos resulta como culminación de la concatenación de una serie de factores, tales como la violación de las leyes de tránsito, el manejo descuidado, defectos en el trazado de la carretera, fallas en el vehículo, mal tiempo, falta de visibilidad, acción incorrecta del conductor o de los peatones, etc.^{71 al 74}. En un momento dado, las influencias que actúan para producir el accidente son innumerables; unas pueden referirse al factor humano en su capacidad psíquico-físico-cognoscitiva y otras

agruparse desde el punto de vista de la ingeniería vial.

Un accidente de tránsito puede ser *provocado* por manejo descuidado, influencia alcohólica, adormecimiento u otras causas, o puede ser *imprevisto* —pinchazo de un neumático, obstáculo en la vía, señalización defectuosa, defectos del trazado, etc.

Considerado como un suceso imprevisto, el accidente de tránsito puede resultar cuando el conductor deja de percibir o percibe incorrectamente una situación. Tal es el caso cuando las distancias de visibilidad son insuficientes, o cuando falsas perspectivas engañan a la vista.

Habiendo percibido una situación, el conductor debe tomar una decisión. Los accidentes ocurren cuando en un mismo sitio debe tomarse más de una decisión o la naturaleza de ésta es poco usual, como ocurre en los lugares de mucha congestión vehicular, en las intersecciones complicadas, etc.⁷⁵.

Después de percibir la situación y tomar una decisión, el conductor debe actuar. Cuando el tiempo o el espacio para la acción es insuficiente, es probable que se produzca un accidente⁷⁶.

El hombre, como conductor, se comporta como un sistema receptor de información, procesador de la misma, y ejecutor de acciones: una información incorrecta o incompleta que conduce a decisiones equivocadas produce el accidente; una información adecuada, implicando un error de juicio, produce el accidente; una decisión justa que puede ser seguida por una acción incorrecta debido a la falta de habilidad en la conducción, produce el accidente.

Esta concepción generalizada de las causas de los accidentes de tránsito está apoyada en numerosos estudios realizados por diversos autores. Una amplia bibliografía al respecto puede encontrarse en las Referencias 77, 78.

De una manera general, se ha establecido⁷⁹ que la frecuencia de los accidentes de tránsito es proporcional a la demanda de las habilidades básicas de los conductores para percibir y enfrentar una situación. A medida que esta demanda aumenta, los errores del conductor se multiplican desproporcionalmente.

En este sentido, se sabe que las actuaciones del individuo cumplen con un esquema bien definido: percepción-intelección-emoción-volición-decisión⁸⁰. Cuando hay una falla en cualquiera de estas fases, el accidente ocurre.

6.8.2. ELEMENTOS GEOMETRICOS DE LA CARRETERA Y OCURRENCIA DE ACCIDENTES

Para planificar las medidas de regulación del tráfico condicionadas por las características de un trazado, es indispensable que el ingeniero proyectista conozca las relaciones que se han establecido entre los distintos elementos geométricos de la carretera, sus características de operación y la ocurrencia de accidentes^{81, 82}.

En relación a los elementos geométricos de una carretera y a su diseño, puede afirmarse que aquellos aspectos que contribuyen a facilitar el desenvolvimiento del tráfico también contribuyen a aumentar la seguridad de la carretera.

En lo que sigue se presentan algunas conclusiones obtenidas por diversos autores referentes a la relación entre los alineamientos, sección transversal, volumen de tráfico y velocidad, con los accidentes de tránsito.

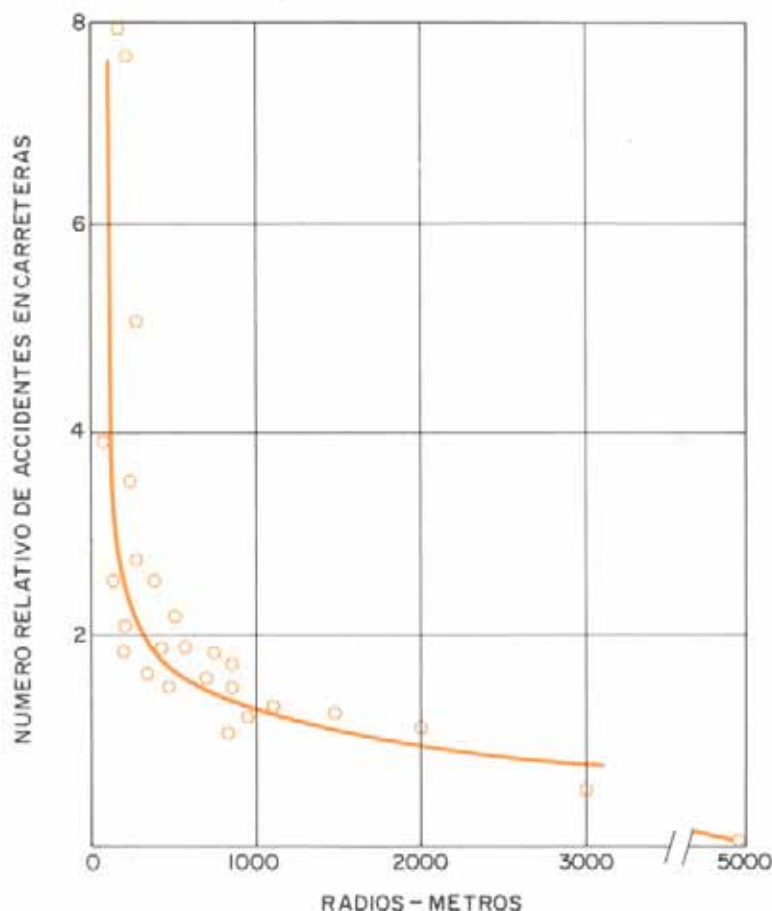


Fig. VI-63. Índice de accidentes relacionados con el radio de la curva.

Alineamientos. Generalmente las carreteras son diseñadas con los criterios mínimos que se establecen para curvatura y pendiente, a fin de adaptarlas a las condiciones locales y para reducir los derechos de vía y mayores costos que exigen los alineamientos más liberales.

La capacidad de predecir los accidentes para tales condiciones sería de gran utilidad para el ingeniero proyectista. Más aún, un conocimiento profundo del efecto que los alineamientos horizontal y vertical tienen sobre las características de operación de la carretera, sería de máxima utilidad.

En este sentido, los investigadores han estado estudiando los elementos de los alineamientos horizontal y vertical y su influencia en la seguridad de la vía. Dos enfoques se han empleado para este fin: la correlación de los elementos de los alineamientos con la experiencia acumulada en los registros de accidentes, y la revisión de las hipótesis fundamentales utilizadas en la derivación de los parámetros que se acostumbra recomendar en las normas.

Los gráficos de las figuras VI-63 y VI-64, indican los resultados de diferentes estudios, en lo que se refiere a índice de accidentes en curvas horizontales de diferentes radios ⁸² e índice de accidentes, relacionados con la frecuencia de las curvas horizontales ⁸³.

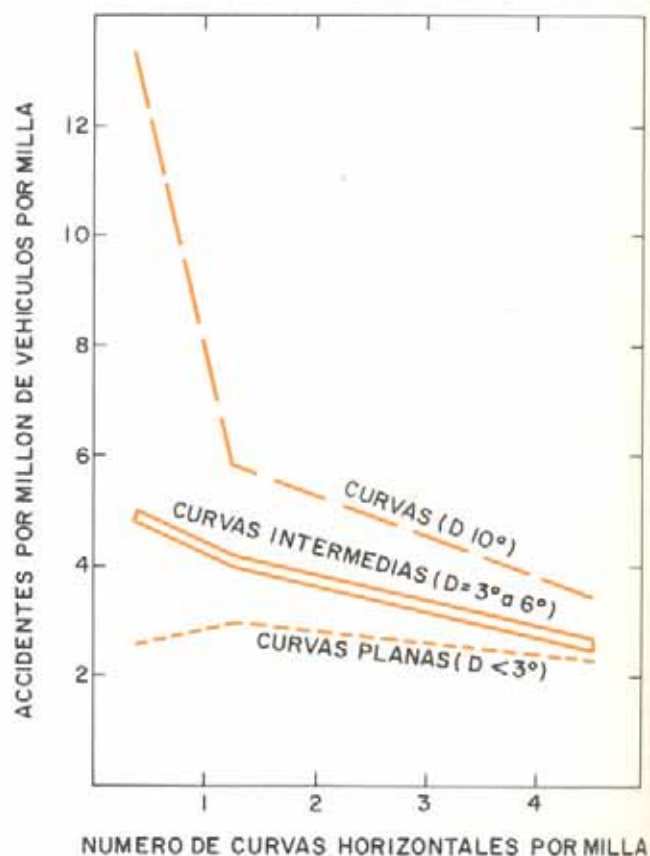


Fig. VI-64. Índice de accidentes relacionados con la frecuencia de las curvas horizontales.

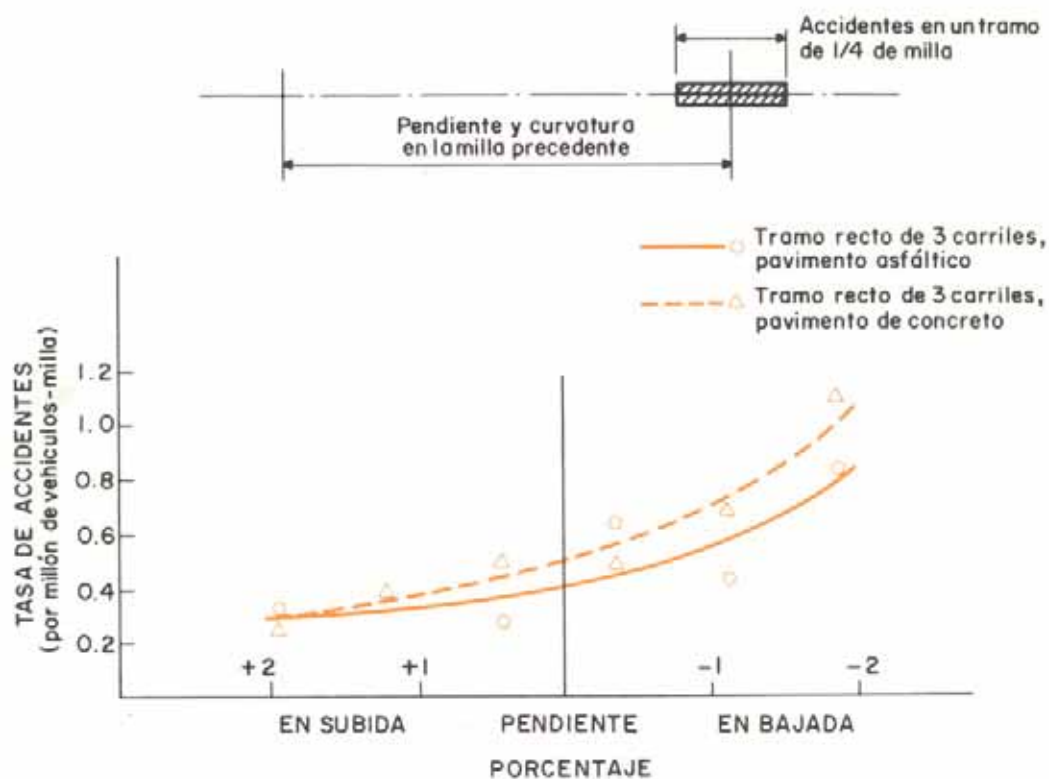


Fig. VI-65. Efecto de la pendiente en la tasa de accidentes.

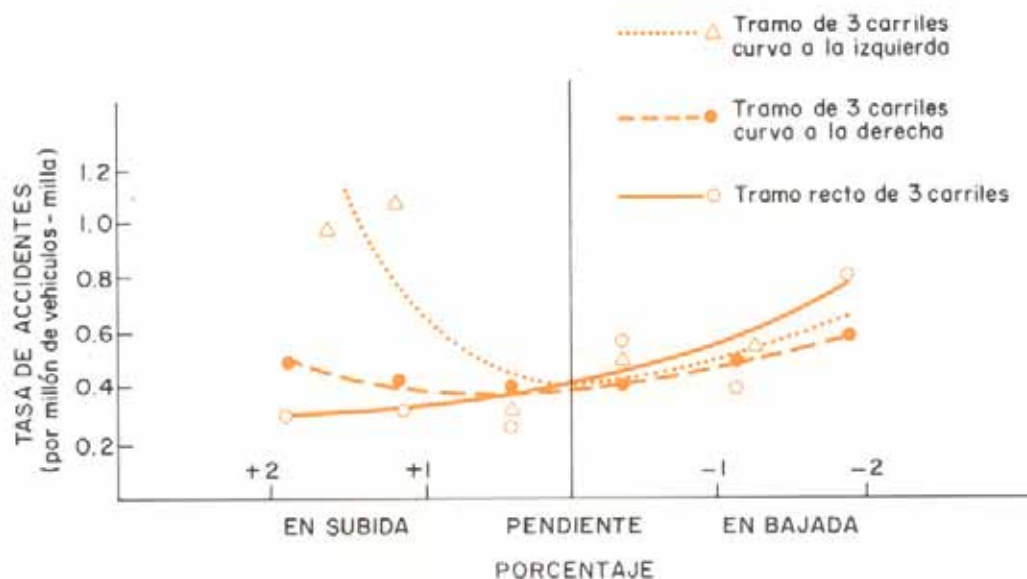


Fig. VI-66. Efecto de la pendiente y de la curvatura en la tasa de accidentes.

En los alineamientos verticales, la selección de las pendientes generalmente se hace en consideración al vehículo, características de la calzada y distancias de visibilidad. Si bien los estudios realizados hasta la fecha no son concluyentes, la tendencia indica que el número de accidentes aumenta

con las mayores pendientes⁸⁴. Un mayor índice de accidentes parece registrarse en las curvas cóncavas y convexas así como en los tramos donde hay restricción de la visibilidad, según se deduce de los resultados registrados en las figuras que preceden a este párrafo y en la Tabla que sigue.

TABLA VI-25. INDICE DE ACCIDENTES RESPECTO A DIFERENTES PENDIENTES

Pendiente %	Accidentes por 100 millones de vehículos-kilómetro
0-1,99	46,5
2-3,99	67,2
4-5,99	190,0
6-8,00	210,5

Sección transversal. Existe una relación definida entre los elementos de la sección transversal de una carretera y la ocurrencia de accidentes. Sin embargo, esta relación es difícil de establecer. La mayoría de los estudios sobre este aspecto de la geometría del trazado se han limitado a comparaciones del comportamiento de los conductores —antes y después— en secciones que han sido ensanchadas o modificadas ^{77, 86, 87}.

En la figura VI-67 se ha representado uno de los aspectos que se han estudiado, el índice de accidentes observado

en relación al ancho de carril ⁸⁷, en tanto que en la figura VI-68 se da el índice de accidentes relacionado con el ancho del hombrillo ⁸⁸ para distintos alineamientos.

Volumen de tráfico. La evidencia del efecto del volumen de tráfico en el índice de accidentes es inobjetable. Estudios realizados en alineamientos rectos de carreteras rurales de dos carriles ^{89, 90}, han puesto de manifiesto que dicho índice aumenta proporcionalmente hasta alcanzarse un máximo de 8.000-9.000 vehículos por día, y que mayores volúmenes lo reducen debido a la congestión que entonces se produce.

Velocidad. La velocidad por sí sola no es causante de accidentes, pero puede ser un contribuyente sustancial a su número y severidad. En estudios ^{91, 92} se ha comprobado que en las carreteras rurales de diseño moderno, las velocidades moderadas son más seguras que las bajas o muy altas. Asimismo, consideraciones acerca de la frecuencia y violencia de los accidentes revelaron que el número de personas lesionadas es mínimo para velocidades entre 75 y 110 kilómetros por hora.

En otro estudio del problema ⁹³ realizado sobre carreteras rurales de dos y cuatro carriles, se encontró que el índice de accidentes era mayor a velocidades muy bajas, se

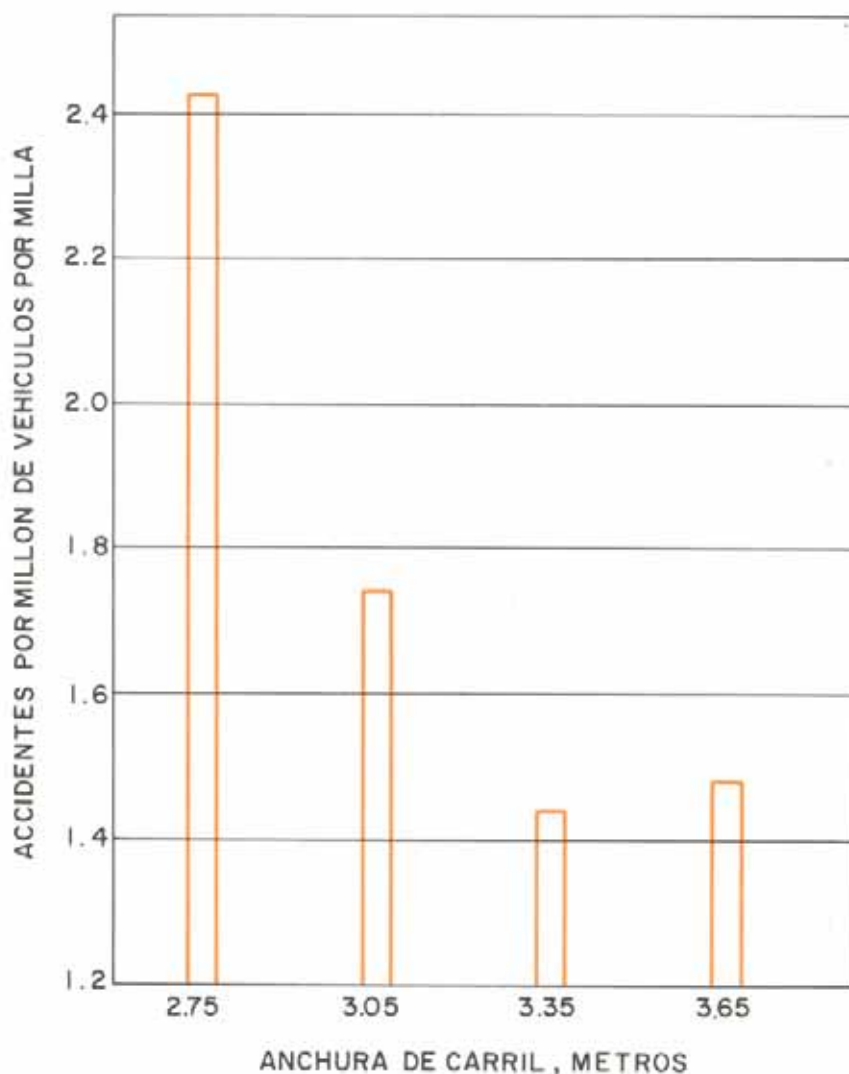


Fig. VI-67. Índice de accidentes en relación al ancho de carril.

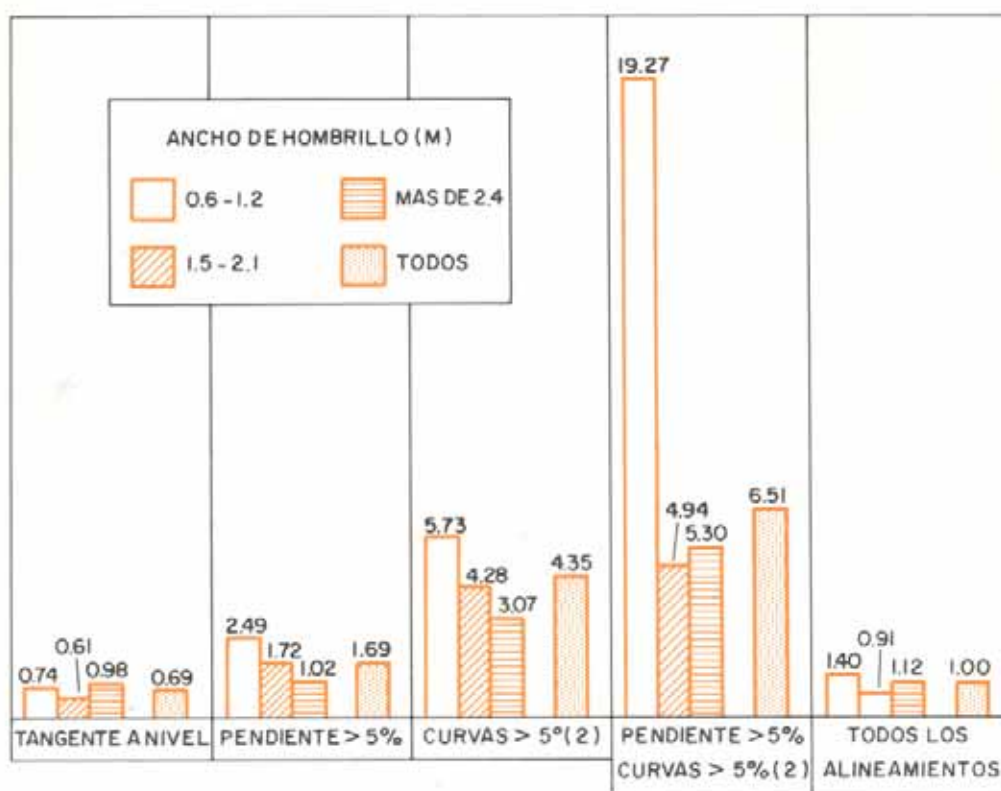


Fig. VI-68. Índice de accidentes en relación al ancho de hombrillo.

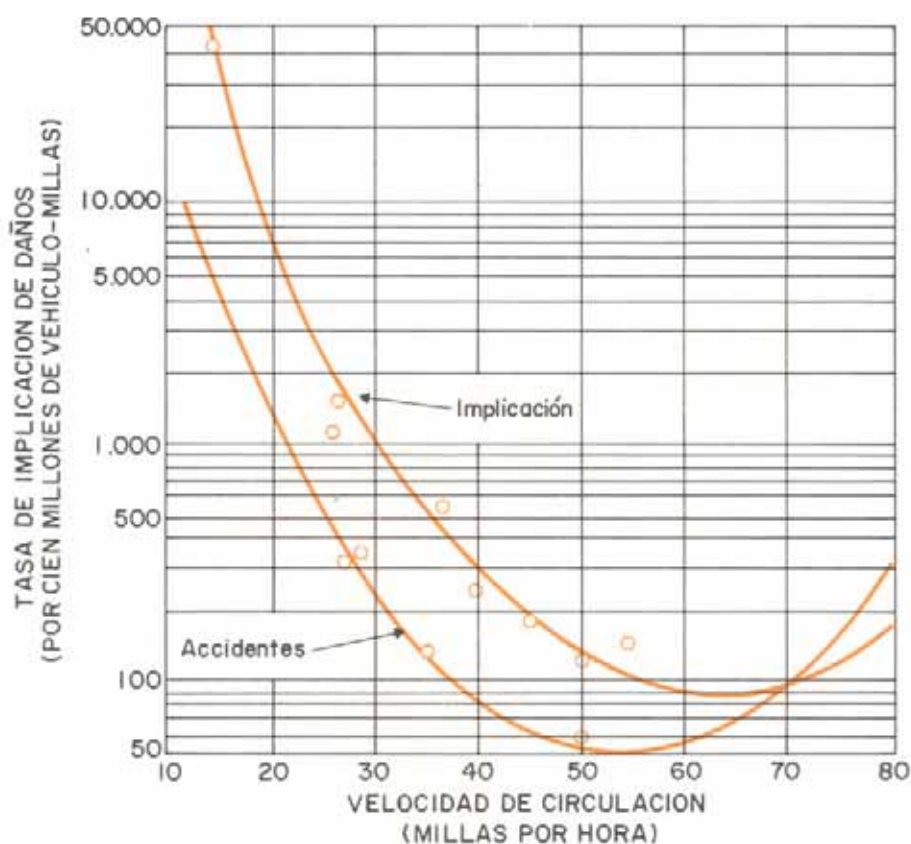


Fig. VI-69. Tasa de implicación y de daños en relación con la velocidad de circulación diaria.

reducía para velocidad media y volvía a aumentar para velocidades altas, formando una distribución en forma de V, (Fig. VI-69). Asimismo, en la figura VI-70 se observa que el menor número de vehículos involucrados en accidentes ocurre en aquellos que viajan a no más de 10 millas/hora (16 km/h) sobre la velocidad media.

Las consideraciones anteriores sobre la relación entre velocidad y accidentes ha conducido, en muchos casos, a establecer una regulación o control de la velocidad.

Sin embargo, las investigaciones realizadas sobre los efectos de la regulación de la velocidad ⁹⁴⁻⁹⁵ no señalan una destacada evidencia en la reducción de los accidentes.

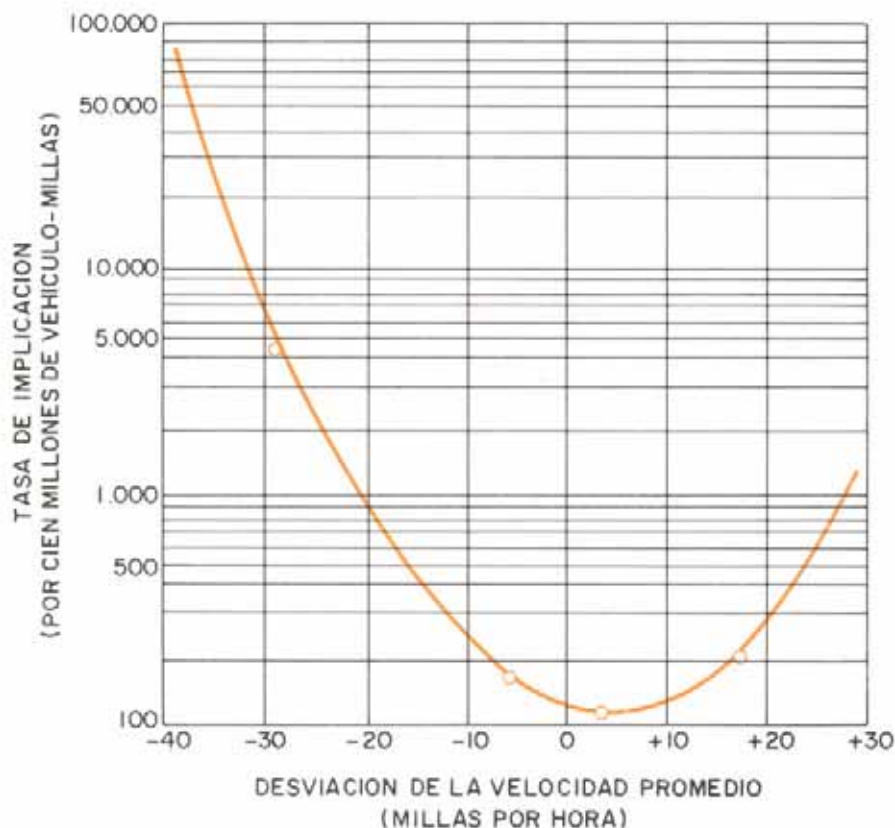


Fig. VI-70. Tasa de implicación en relación a variaciones de la velocidad promedio.

BIBLIOGRAFIA

- ¹ AASHO. *A Policy on Geometric Design of Rural Highways*, 1965. Washington, D. C., 1966.
- ² OGLESBY, C. H. y M. J. ALTENHOFEN. *Economical of Design Standards for Low-Volume Rural Roads*. NCHRP Report, núm. 63, Highway Research Board, Washington, D. C., 1969.
- ³ WEINBERG, M. I. y K. J. THARP. *Application of Vehicle Operating Characteristics to Geometric Design and Traffic Conditions*. NCHRP Report, núm. 68, Highway Research Board, Washington, D. C., 1969.
- ⁴ FITES, L. A. y M. M. JACOB. *Fundamentals of Geometric Design*. Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California, Berkeley, 1971.
- ⁵ GLENNON, J. C. y G. D. WEAVER. *Highway Curve Design for Safe Vehicle Operations*. HRR 390, Highway Research Board, Washington, D. C., 1972.
- ⁶ RITCHIE, M. L., W. K. MC COY y W. L. WELDE. *A Study of the Relation Between Forward Velocity and Lateral Accelerations in Curves During Normal Driving*. Human Factors, vol. 10, núm. 3, 1968.
- ⁷ KUMMER, H. W. y W. E. MEYER. *Tentative Skid-Resistance Requirements for Main Rural Highways*. NCHRP Report, núm. 37, Washington, D. C., 1967.
- ⁸ ROSE, J. G. y B. M. GALLAWAY. *Water Depth Influence on Pavement Friction*. Transportation Engineering Journal of ASCE, vol. 103, núm. TE4, 1977.
- ⁹ GLENNON, J. C. *State of the Art Related to Safety Criteria for Highway Curve Design*. Texas Transportation Institute, Research Report, núm. 134-4, 1969.
- ¹⁰ IVERY, D. L. y otros. *Side Friction Factors Used in the Design of the Highway Curves*, Texas Transportation Institute, 1971.
- ¹¹ *Skid Resistance*. Synthesis of Highway Practice 14, Highway Research Board, Washington, D. C., 1972.
- ¹² GALLAWAY, B. M. y J. G. ROSE. *Comparison of Highway Pavement Friction Measurements Taken in the Cornering-Slip and Skid Modes*. HRR, 376, Highway Research Board, Washington, D. C., 1971.
- ¹³ American Society for Testing and Materials. *Standard Method of Test for Skid Resistance of Paved Surfaces Using a Full-Scale Tire*. ASTM Designation E 274-70, 1972 Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia, PA.
- ¹⁴ Ministerio de Obras Públicas. *Normas para el proyecto de carreteras*. Caracas, 1975.
- ¹⁵ State of California, Business and Transportation Agency, Department of Public Works. *Highway Design, Manual of Instruction*. The Division of Highways, Sacramento, 1970.
- ¹⁶ SCHLEIFER, C. *Radios mínimos en carreteras con pendiente transversal negativa*. Der Bauingenieur, núm. 50, 1975, traducido al español en el Boletín de Información del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, núm. 110, Madrid, 1975.
- ¹⁷ RCHLE, F. G. O. *Normas de Diseño Geométrico de Caminos Rurales*. Dirección Nacional de Vialidad, Buenos Aires, 1967.
- ¹⁸ DUNLAP, D. F. y otros. *Recommended Modification of Superelevation Practice for Long-Radius Curves*. NCHRP Research Results Digest, núm. 72, Highway Research Board, Washington, D. C., 1975.
- ¹⁹ TARAGIN, A. *Driver Performance on Horizontal Curves*. HRB Proceedings, vol. 33, Washington, D. C., 1954.
- ²⁰ ZUK, Q. *Instability Analysis of a Vehicle Negotiating a Curve with Downgrade Superelevation*. HRR 390, Highway Research Board, Washington, D. C., 1972.
- ²¹ HICKERSON, T. F. *Route Location and Design*. Mc Graw-Hill Book Company, New York, 1967.
- ²² KASPER, H., W. SHURBA y H. LORENZ. *Die Klotoids als Trassierungselement*. Ferd. Dummlers Verlag, Bonn, 1961.
- ²³ BARNETT, J. *Transition Curves for Highways*. Public Road Administration, Washington, D. C., 1940, adaptado al sistema métrico. *Curvas con transiciones para caminos*, por San Miguel, M., Tagle, E. F. y Boloñesi, A. J., Buenos Aires.
- ²⁴ MOCOLLÓN, R. *Tablas de Clotoide Unitaria*. Maracaibo, 1974.
- ²⁵ SANJINÉS CABALLERO, J. *Tablas para proyecto y replanteo de curvas de transición en carreteras*. Mérida, Venezuela, 1964.
- ²⁶ VOGT, IVERS, SEAMAN y ASS. *Electronic Computer Program for Spiral Coordinates*. U. S. Department of Commerce, Bureau of Public Roads, Washington, D. C.
- ²⁷ ROYAL-DAWSON, F. G. *Elements of Curve Design*. E. & F. N. Spon, Ltd., London, 1932.
- ²⁸ Union Suisse des Professionnels de la Route. *Prescriptions et Directives*. Zurich, 1962.
- ²⁹ SMIRNOFF, M. V. *Analytical Method of Determining the Length of Transition Spiral*, Proceedings, American Society of Civil Engineers, vol. 75, núm. 9, New York, 1949.
- ³⁰ COQUAND, R. *Caminos*, Editorial Reverté, Madrid, 1959.
- ³¹ TIMOSHENKO, J. y D. H. YOUNG. *Engineering Mechanics*. Mc Graw-Hill Book Company, New York, 1940.
- ³² GLENNON, J. C. *A Safety Evaluation of Current Design Criteria for Stopping Sight Distance*. Highway Research Record, núm. 312, Highway Research Board, Washington, D. C., 1970.
- ³³ PFEFFER, R. C. *New Safety and Service Guides for Sight Distance*. ASCE Transportation Engineering Journal, vol. 102, núm. TE4, 1976.
- ³⁴ NORMAN, O. K. *Braking Distances of Vehicles from High Speed*. H. R. B. Proceedings, vol. 32, Washington, D. C., 1953.
- ³⁵ KUMMER, H. W. y W. E. MEYER. *Tentative Skid-Resistance Requirements for Main Rural Highways*. NCHRP Report 37, Highway Research Board, Washington, D. C., 1967.
- ³⁶ Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. *Glissance*. Bulletin de Liaison des Laboratoires Routiers, Special F, Paris, 1966.
- ³⁷ SÁNCHEZ BLANCO, V. *La adherencia entre rueda y pavimento. Teoría y métodos de medida*. Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo. Boletín de Información, núm. 58, Madrid, 1967.
- ³⁸ SHELBURN, T. E. y R. L. SHEPPE. *Skid-Resistance Measurements of Virginia Pavements*. HRB Res. Report 5-B, Highway Research Board, Washington, D. C., 1967.
- ³⁹ MOYER, R. A. y J. W. SHUPE. *Roughness and Skid Resistance Measurements of Pavements in California*. HRB, Bulletin núm. 37, Highway Research Board, Washington, D. C., 1951.
- ⁴⁰ American Association of State Highway Officials. *A Policy on Design Standards for Stopping Sight Distance*. Washington, D. C., 1971.
- ⁴¹ LEISCH, J. E. *Application of Human Factors in Highway Design*. Presentado a la American Association of State Highway and Transportation Officials Operating Committee on Design, Region 2, Mobile, Ala., 1975.
- ⁴² PRISK, C. W. *Passing Practice on Rural Highways*. Proceedings, Highway Research Board, Washington, D. C., 1941.
- ⁴³ KIHLEBERG, J. K. y K. J. THARP. *Accident Rates as Related to Design Elements of Rural Highways*. NCHRP Report 47, Highway Research Board, Washington, D. C., 1968.
- ⁴⁴ WILLIAMS, S. J. y C. E. FRITTS. *Let's Build Safety Into Our Highways*. Public Safety, vol. 47, núm. 5, 1955.

- ⁴⁵ AASHTO Special Traffic Safety Committee. *Highway Design and Operational Practices Related to Highway Safety*. Washington, D. C., 1967.
- ⁴⁶ National Academy of Sciences. *Highway Capacity Manual, 1965*. Highway Research Board, Special Report, núm. 87, Washington, D. C., 1965.
- ⁴⁷ TARAGIN, A. *Effect of Roadway Width on Traffic Operations: Two-lane Concrete Roads*. Proceedings HRB, Washington, D. C., 1944.
- ⁴⁸ OGLESBY, C. H. y M. J. ALTENHOFEN. *Economics of Design Standards for Low-Volume Rural Roads*. NCHRP Report, 63, Highway Research Board, Washington, D. C., 1969.
- ⁴⁹ The American Association of State Highway Officials. *Highway Design and Operational Practices Related to Highway Safety*. Washington, D. C., 1967.
- ⁵⁰ U. S. Department of Transportation. *A Handbook of Highway Safety Design and Operations Practices*. Federal Highway Administration, Washington, D. C., 1973.
- ⁵¹ WEAVER, G. D. y R. M. OLSON. *Selection of Safe Roadside Cross Sections*. NCHRP Report, núm. 158, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C., 1975.
- ⁵² WEAVER, G. D. y E. L. MARQUIS. *Safety Aspects of Roadside Slope Combinations*. TRR, 518, Transportation Research Board, Washington, D. C., 1975.
- ⁵³ National Academy of Sciences. *Traffic and Hydraulically Efficient Drainage Practice*. NCHRP Synthesis of Highway Practice 3, Highway Research Board, Washington, D. C., 1969.
- ⁵⁴ RITCHIE, A. M. *Evaluation of Rockfall and Its Control*. HRR 17, Highway Research Board, Washington, D. C., 1963.
- ⁵⁵ PHILBRICK, S. S. *Design of Rock Slopes*. HRR, 17, Highway Research Board, Washington, D. C., 1963.
- ⁵⁶ MICHIE, J. D., L. R. CALCOTE y M. E. BRONSTAD. *Guardrail Performance and Design*. NCHRP Report, 115, Highway Research Board, Washington, D. C., 1971.
- ⁵⁷ LUNDSTROM, L. C., P. C. SKEELS, B. R. ENGLUND y P. A. ROGERS. *A Bridge Parapet Designed for Safety-General Motors Proving Ground Circular Test Track Project*. HRR, núm. 83, Highway Research Board, Washington, D. C., 1965.
- ⁵⁸ Highway Research Board. *Highway Safety Improvements*. Highway Research Record, núm. 332, Washington, D. C., 1970.
- ⁵⁹ Highway Research Board. *Traffic Safety Barriers, Lighting Supports and Dike Slopes*. Highway Research Record, núm. 386, Washington, D. C., 1972.
- ⁶⁰ Highway Research Board. *Guardrail Crash Test Evaluation, New Concepts and End Design*. NCHRP Report, núm. 129, Washington, D. C., 1972.
- ⁶¹ Highway Research Board. *Traffic Safety Barriers and Lighting Supports*. Highway Research Record, núm. 460, Washington, D. C., 1973.
- ⁶² Transportation Research Board. *Safety Appurtenances*. Transportation Research Record, núm. 488, Washington, D. C., 1974.
- ⁶³ Transportation Research Board. *Vehicle Barrier Systems*. Transportation Research Record, núm. 566, Washington, D. C., 1976.
- ⁶⁴ Transportation Research Board. *Design for Crash Survival of Automobile Occupants*. Transportation Research Record, núm. 566, Washington, D. C., 1976.
- ⁶⁵ HOSEA, H. R. *Fatal Accidents on Completed Sections of the Interstate Highway System, 1968*. Public Roads, vol. 35, núm. 10, Washington, D. C., 1969.
- ⁶⁶ Highway Research Board. *Highway Guardrail: Determination of Need and Geometric Requirements, with Particular Reference to Beam-Type Guardrail*. HRB Special Report, núm. 81, Washington, D. C., 1964.
- ⁶⁷ California Division of Highways. *Objective Criteria for Guardrail Installation*, 1966.
- ⁶⁸ MICHIE, J. D. y M. E. BRONSTAD. *Location, Selection, and Maintenance of Highway Traffic Barriers*. NCHRP Report, núm. 118, Highway Research Board, Washington, D. C., 1971.
- ⁶⁹ GLENNON, J. C. y T. N. TAMBURR. *Objective Criteria for Guardrail Installation*. HRR, 174, Highway Research Board, Washington, D. C., 1967.
- ⁷⁰ California Division of Highways. *Manual Change Transmittal núm. MC 70-80*.
- ⁷¹ LITTLE, A. D., Inc. *The State of the Art of Traffic Safety. A Critical Review and Analysis of the Technical Information on Factors Affecting Traffic Safety*. Automobile Manufacturers Association, Inc., 1966.
- ⁷² GUEVARA, R. L. *Investigación de Accidentes de Tránsito*, en Primer Seminario de Ingeniería de Tránsito, Universidad Central de Venezuela, Caracas, 1966.
- ⁷³ JONES, I. S. *The Effect of Vehicle Characteristics on Road Accidents*. Pergamon Press, Ltd., 1971.
- ⁷⁴ OPPENLANDER, J. C. *General Traffic Characteristics y HULBERT, S., Driver and Pedestrian Characteristics*, en Transportation and Traffic Engineering Handbook, Institute of Transportation Engineers, Prentice Hall Inc., 1976.
- ⁷⁵ CÁRDENAS SANDÍA, N. y A. PEÑA UZCATEGUI. *Investigación de accidentes de tránsito en vías de circulación rápida*. Trabajo Especial de Grado, Universidad Central de Venezuela, Caracas, 1974.
- ⁷⁶ VANSTRUM, R. C. y B. G. CAPLES. *Perception Model for Describing and Dealing with Driver*.
- ⁷⁷ KIHILBERG, J. K. y K. J. THARP. *Accident Rates as Related to Design Elements of Rural Highways*. NCHRP Report, núm. 47, Highway Research Board, Washington, D. C., 1968.
- ⁷⁸ The Automotive Safety Foundation. *Traffic Control & Roadway Elements-Their Relationship to Highway Safety*. Highway Users Federation for Safety and Mobility.
- ⁷⁹ VERSACE, J. *Factor Analysis of Roadway and Accident Data*. HRB Bulletin, núm. 240, Highway Research Board, Washington, D. C., 1960.
- ⁸⁰ MATSON, T. M., W. S. SMITH y F. W. HURD. *Traffic Engineering*. Mc Graw-Hill Book Company, Inc., New York, 1955.
- ⁸¹ National Safety Council. *Accident Facts*. Chicago Ill.
- ⁸² BABKOV, V. F. *Road Design and Traffic Safety*. Traffic Engineering and Control, vol. 10, núm. 5, 1968.
- ⁸³ BALDWIN, D. M. *The Relation of Highway Design to Accident Experience*. Proceedings of the Highway Engineering Conference, New Mexico State University, 1968.
- ⁸⁴ BITZEL, I. F. *Effect of Motorway Design on Accidents in Germany*. Highways and Bridges and Engineering Works, vol. 24, núm. 1161, 1956.
- ⁸⁵ HILLIER, J. A. y J. G. WARDROP. *Effect of Gradient and Curvature on Accidents on London-Birmingham Motorway*. Traffic Engineering and Control, 1966.
- ⁸⁶ COBURN, T. M. *The Relation Between Accidents and Layout on Rural Roads*. International Road Safety and Traffic Review, vol. 10, núm. 4, 1962.
- ⁸⁷ DART, OLIN K. y L. MANN. *Rural Highway Geometry Relationship to Accident Rates in Louisiana*. Annual Meeting of the HRB., 1970.
- ⁸⁸ BILLION, C. E. y W. R. STOHNER. *A Detailed Study of Accidents as Related to Highway Shoulders in New York State*. Proceedings of the Highway Research Board, 1957.
- ⁸⁹ RAFF, M. S. *Interstate Highway-Accident Study*. HRB Bulletin, núm. 74, Highway Research Board, Washington, D. C., 1953.
- ⁹⁰ BELMONT, D. M. *Effect of Average Speed and Volume on Motor Vehicle Accidents on Two-Lane Tangents*. Proceedings, vol. 32, Highway Research Board, Washington, D. C., 1953.
- ⁹¹ LEFEVE, B. A. *Relation of Accidents to Speed Habits and Other Driver Characteristics*. HRB Bulletin, núm. 120, Highway Research Board, Washington, D. C., 1956.
- ⁹² U. S. Department of Commerce. *The Federal Role in Highway Safety*. United States Government Printing Office, Washington, D. C., 1959.
- ⁹³ SOLOMON, D. *Accidents on Main Rural Highways Related to Speed, Driver and Vehicle*. Bureau of Public Roads, Traffic Systems Research Division, Washington, D. C., 1964.
- ⁹⁴ SIELSKY, M. C. *What Should the Maximum Speed Limit Be?*. Traffic Engineering, vol. 26, núm. 12, 1956.
- ⁹⁵ KESSER, W. L. *The Effect of Speed Zone Modifications Occasioned by the Illinois Speed Law*. Traffic Engineering, vol. 29, núm. 10, 1959.

Drenaje superficial de carreteras

7

7.1. INTRODUCCION

De la lluvia que cae sobre la superficie de la tierra, una parte escurre inmediatamente, reuniéndose en corrientes de agua; otra se evapora y el resto se infiltra en el terreno. Cuando el agua de escurrimiento o de infiltración alcanza la carretera, si no se dispone de los elementos necesarios para conducirla o desviarla, puede ocasionar la inundación de la calzada, el debilitamiento de la estructura de la carretera y la erosión o el derrumbe de los taludes, con graves perjuicios para el usuario de la vía y para la economía de la nación.

La remoción de las aguas superficiales, ya sea que éstas caigan directamente sobre la plataforma de la vía o sobre las cuencas tributarias de las corrientes que debe cruzar la carretera, se logra a través de las obras de *drenaje superficial*; la remoción de las aguas subterráneas, mediante los *subdrenajes*.

Numerosos factores deben hacerse intervenir en el estudio de los drenajes de una carretera: la topografía, la hidrología y la geología de la zona; variadas ramas de la ingeniería participan en la solución del problema: la estática, la hidráulica, el diseño estructural, etc.

Debido a peculiaridades en las características topográficas, hidrológicas y geológicas, los métodos de diseño de los drenajes y los coeficientes que se utilizan en las fórmulas pueden variar mucho de un sitio a otro. Ello obliga, en este texto, a una exposición de carácter fundamental, donde se señalen las prácticas de mayor aceptación y se indique una amplia bibliografía que permita realizar estudios de adaptación a condiciones específicas.

Por otra parte, dado lo extenso del tema, por los complejos factores que en él participan, este Capítulo se limitará a presentar el estudio de la remoción de las aguas superficiales. Existen textos excelentes que se ocupan ampliamente del drenaje de las aguas subterráneas.

La función de los drenajes superficiales de una carretera es la de proveer las facilidades necesarias para el paso de aguas de un lado a otro de la vía, y para la remoción de las aguas que caen directamente encima de la plataforma y de otras áreas que desagüen en ella.

En el orden enunciado, esta función es cumplida por las alcantarillas y los puentes, y por las zanjas, cunetas y desagües pluviales.

Una *alcantarilla* es un conducto que lleva agua a través de un terraplén. Es un paso a nivel para el agua y el tráfico que pasa sobre ella.

A diferencia con la plataforma de los puentes, la parte superior de las alcantarillas generalmente no forma parte del pavimento de la carretera.

Las *zanjas*, colocadas a los lados de una carretera o en la faja intermedia de una vía dividida, se definen como canales abiertos que sirven para interceptar el agua superficial que proviene de la plataforma y de los taludes, cuando existen cortes.

Las aguas que fluyen por las zanjas descargan en los *canales de desviación* o de descarga, los cuales se prolongan a lo largo de los taludes de terraplén.

Si la presencia de zanjas laterales es peligrosa para el tráfico, o si a los lados de la calzada se han construido brocales o bordillos, entonces se recomiendan las cunetas, los sumideros y el entubamiento de la corriente.

Las *cunetas* son zanjas, generalmente de sección triangular, construidas en el lado exterior del hombrillo y limitadas por un brocal.

Los *sumideros* son obras de captación de las aguas que circulan por las cunetas. A través de ellos, las aguas de lluvia pasan a la red subterránea de colectores que, a su vez, descargarán en el mar, en un río o en un canal.

Cuando el uso de los sumideros no es recomendable, para descargar las aguas recolectadas por las cunetas se pueden utilizar estructuras denominadas *aliviaderos* o *desagües pluviales*, los cuales disponen finalmente de las aguas en canales de alivio o directamente por el talud.

7.2. PRINCIPIOS DE HIDROLOGIA APLICADOS AL ESTUDIO DEL DRENAJE DE CARRETERAS

La Hidrología es la ciencia que trata del origen, distribución y propiedades de las aguas terrestres.

Desde el punto de vista del ingeniero vial, los aspectos hidrológicos que se deben destacar en un estudio de drenajes son la *precipitación* y el *escurrimiento* de las aguas por encima y por debajo de la superficie terrestre.

Dada la naturaleza de la exposición de este Capítulo, fundamentalmente de carácter práctico, el lector es referido a cualquiera de los numerosos textos existentes sobre hidrología para ampliar los conceptos fundamentales aquí presentados. Algunos de estos textos se citan en las Referencias 1 a 5 de este Capítulo.

7.2.1. CICLO HIDROLÓGICO

En la naturaleza, el agua se presenta en distintos lugares y bajo distintas fases. Se encuentra sobre la superficie de la tierra, en el subsuelo y en la atmósfera, y puede estar presente en forma líquida, sólida y gaseosa.

La transformación de una fase en otra y la secuencia de los varios movimientos del agua, desde que precipita hasta que vuelve a condensarse para formar nube, reciben el nombre de *ciclo hidrológico*.

El vapor de agua que se encuentra en la atmósfera se enfría y condensa para formar gotas que se agrupan en forma de nubes. Un mayor enfriamiento ocasiona la unión de estas gotas, las cuales pueden *precipitar* en forma de lluvia, rocío, nieve o granizo.

No toda el agua que precipita alcanza la superficie de la tierra, pues parte se *evapora* durante la caída o se pierde por *intercepción* al ser retenida por los árboles, arbustos, plantas y obstáculos que encuentra al llegar a la superficie.

Del agua que llega a la superficie de la tierra, parte vuelve a la atmósfera por *evaporación* y parte se *infiltra* en el subsuelo. Si la intensidad de la precipitación o agua caída supera a la infiltración y evaporación combinadas, el agua empieza a *almacenarse en las depresiones* formando charcos y lagunas.

A medida que estas depresiones se colman y rebosan, la superficie del suelo se cubre con una película de agua llamada *detención superficial*.

Es en este momento, cuando toda la trayectoria del escurrimiento está cubierta por la lámina de agua, que la corriente comienza a discurrir hacia un cauce superficial. Esta agua de *escurrimiento superficial*, también llamada *exceso de precipitación*, al llegar al cauce se designa con los nombres de *esorrentía* o *gasto superficial*.

Por su parte, el agua que se infiltra en la tierra penetra a la zona de las raíces de las plantas, donde los espacios de los poros contienen aire y agua. Es la llamada *zona de aireación*, de donde el agua puede volver a la atmósfera por *evaporación* o por *transpiración* de las plantas.

Esta capa superior del suelo sólo puede contener una cantidad limitada de agua. Si ésta es sobrepasada, el agua percola a una zona inferior, *zona de saturación* o *de agua subterránea*. El agua subterránea circula por el interior de la tierra, pudiendo escapar a los cauces por *capilaridad* o por *filtración*.

Numerosos esquemas similares al de la figura VII-1⁴ han sido utilizados en los libros de hidrología para representar el ciclo hidrológico. Sin embargo, para el ingeniero interesado en drenajes, un modelo conceptual⁷ como el de la figura VII-2 es más interesante.

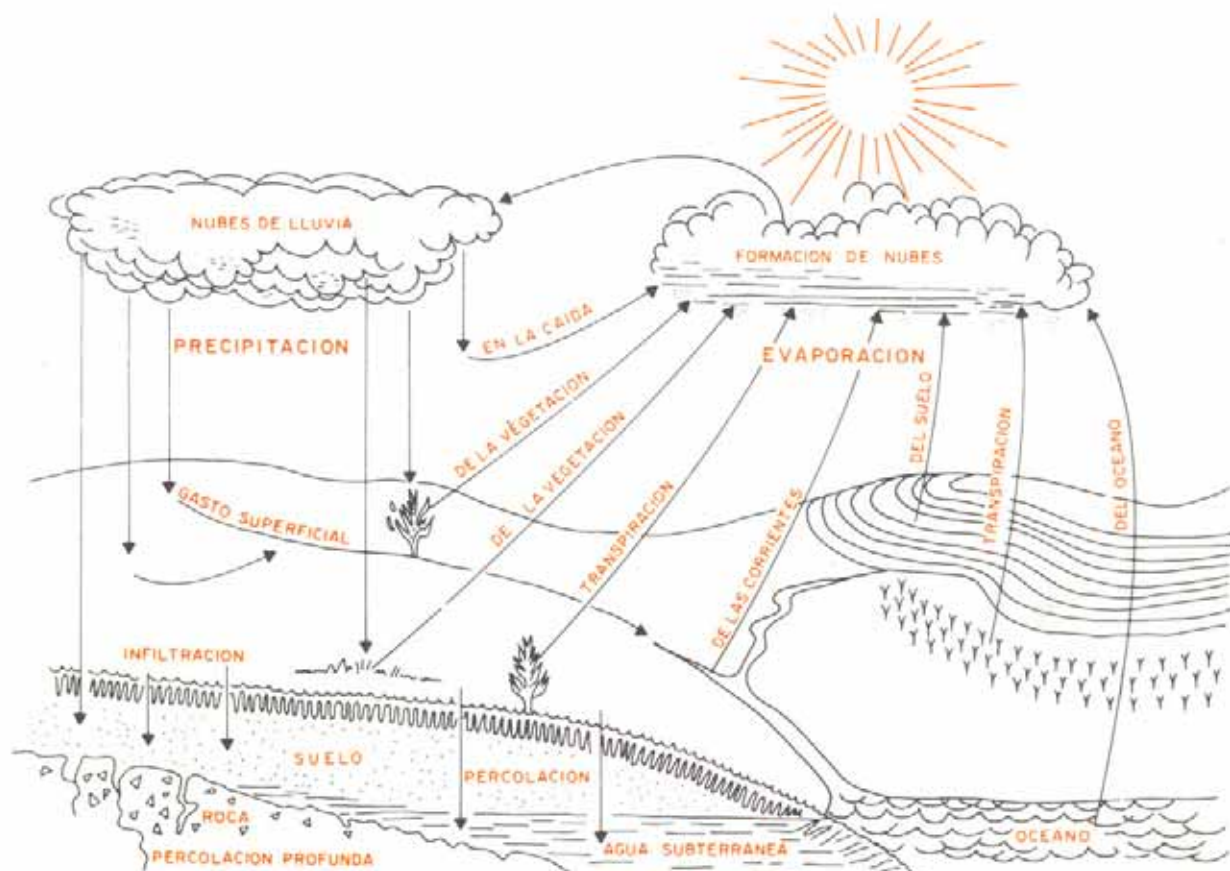


Fig. VII-1. Representación descriptiva del ciclo hidrológico.

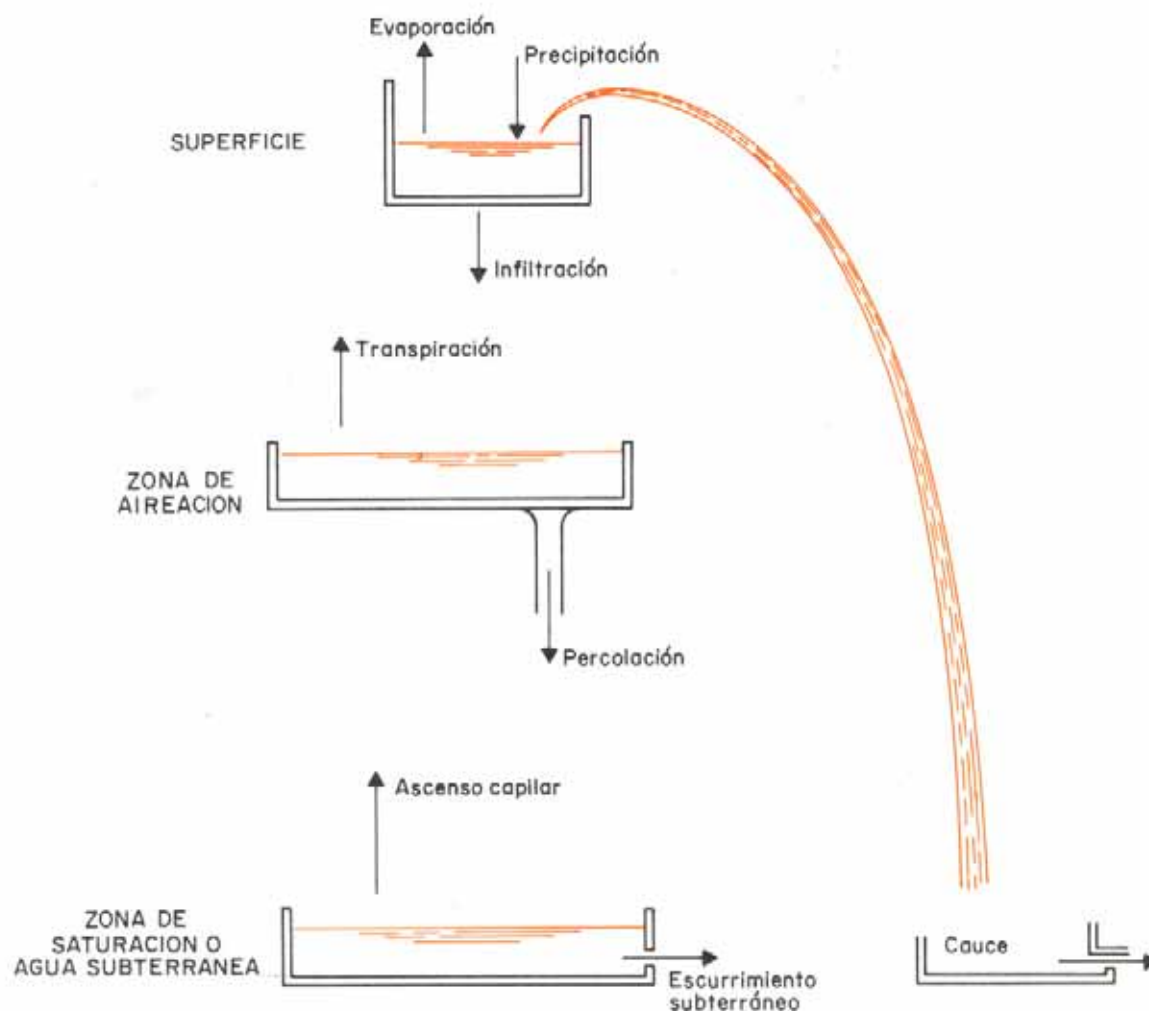


Fig. VII-2. Modelo conceptual del ciclo hidrológico.

7.2.2. PRECIPITACION PLUVIAL

Como se dijo antes, de los acontecimientos que conforman el ciclo hidrológico, dos en especial atraen el interés del ingeniero que proyecta un sistema de drenaje vial: son éstos la precipitación y el escurrimiento.

La precipitación es la caída del agua, en forma líquida o sólida, sobre la superficie de la tierra. La precipitación se origina cuando el vapor de agua de la atmósfera se enfría y condensa para formar gotitas que se agrupan en forma de nubes. Un mayor enfriamiento ocasiona, por coalescencia, la unión de estas gotitas para formar las gotas de agua.

El enfriamiento de las masas de aire, paso previo a la condensación, generalmente se produce como consecuencia de la elevación de dichas masas en la atmósfera, movimiento que puede tener su origen en tres causas: la convección termal, las barreras orográficas y los frentes ciclónicos, denominándose las lluvias según el proceso que haya tenido lugar para ocasionarlas.

Las *precipitaciones convectivas* se originan por el levantamiento natural del aire caliente, más liviano que el aire frío que lo rodea. Estas precipitaciones suelen desatar tormentas de corta duración y, a veces, de intensidades muy grandes.

Las *precipitaciones orográficas* resultan del ascenso mecánico del aire sobre barreras montañosas. Generalmente su-

ceden sobre extensiones grandes, tienden a ser homogéneas, pueden tener duración de varios días y sus intensidades son bajas.

Las *precipitaciones ciclónicas*, también llamadas frontales, provienen de la convergencia y levantamiento de masas de aire en áreas de baja presión o de ciclones. Las características de estas precipitaciones son semejantes a las orográficas.

En Venezuela, las lluvias convectivas se producen sobre todo el territorio nacional, a excepción de las partes más elevadas de las montañas, con una frecuencia sorprendentemente alta.

Las lluvias orográficas están confinadas a regiones montañosas; los cuatro sistemas montañosos del país inducen este tipo de precipitación de relativa importancia.

Las lluvias de origen frontal mojan una faja de aproximadamente 100 kilómetros de ancho, contados a partir de la costa norte del país hacia adentro y las islas del mar Caribe. En esta franja, este tipo de lluvia es de primera importancia⁸⁻⁹.

Siendo Venezuela un país intertropical, en él se definen solamente dos estaciones: la época de verano o temporada seca (diciembre-mayo) y la época de invierno o lluviosa (junio-noviembre). Según las características pluviométricas, en el país cabe distinguir cuatro tipos climáticos diferentes en las regiones donde la orografía no modifica notable-

mente la temperatura. Así, los climas ¹⁰ en las tierras bajas, desde el punto de vista pluviométrico, son:

Muy lluvioso, con precipitaciones atmosféricas constantes durante el año; caracterizado por una lluviosidad superior a 60 milímetros de promedio mensual, con un total mínimo de 1.200 mm al año.

Lluvioso, en el que la lluviosidad presenta una ligera inflexión durante los primeros meses del año. Sin bajar del promedio anual de los 1.200 mm ni pasar de los 2.500 mm, algunos de los meses no alcanza ni con mucho a recibir los 60 mm mensuales.

Semilluvioso, donde alternan anualmente períodos con precipitaciones abundantes y otros períodos en que éstas son escasas. En la Gran Sabana, la lluviosidad oscila alrededor de los 2.000 mm, pero en algunos meses puede recibir menos de 60 mm. En las costas del Caribe, la lluviosidad apenas alcanza a los 800 mm, pudiendo bajar hasta cerca de los 300 mm.

Semiseco, de poca lluviosidad, repartida estacionalmente. En pocos lugares, dentro de este dominio, algún mes alcanza a recibir más de 60 mm.

La siguiente carta indica las áreas pluvioclimáticas de Venezuela.

7.2.2.1. Duración e intensidad de las lluvias

No es, sin embargo, la cantidad total de agua que cae sobre una zona lo que interesa en el diseño de drenajes. Las estructuras de drenaje se diseñan para conducir las máximas descargas que se producen, las cuales son un resultado de la relación duración-intensidad de las lluvias.

La *duración* de una lluvia es el tiempo que tarda ésta en precipitarse sobre la superficie terrestre. La *intensidad* es la mayor o menor cantidad de agua que cae en un lapso determinado. Generalmente, la duración se expresa en minutos o en horas y la intensidad como lámina o altura de agua en milímetros, centímetros o pulgadas por hora, o como caudal en litros por segundo sobre hectárea. El paso de altura de agua a caudal se logra transformando la altura de agua caída sobre una determinada superficie a volumen. Así, para pasar de mm/hora a lt/seg/ha, el factor de conversión es 2,777.

Para medir la intensidad y duración de las lluvias se utilizan aparatos especiales, denominados *pluviógrafos*, los cuales registran sobre un papel coordenado la intensidad de lluvia en cualquier instante durante el tiempo en que se produce la misma.

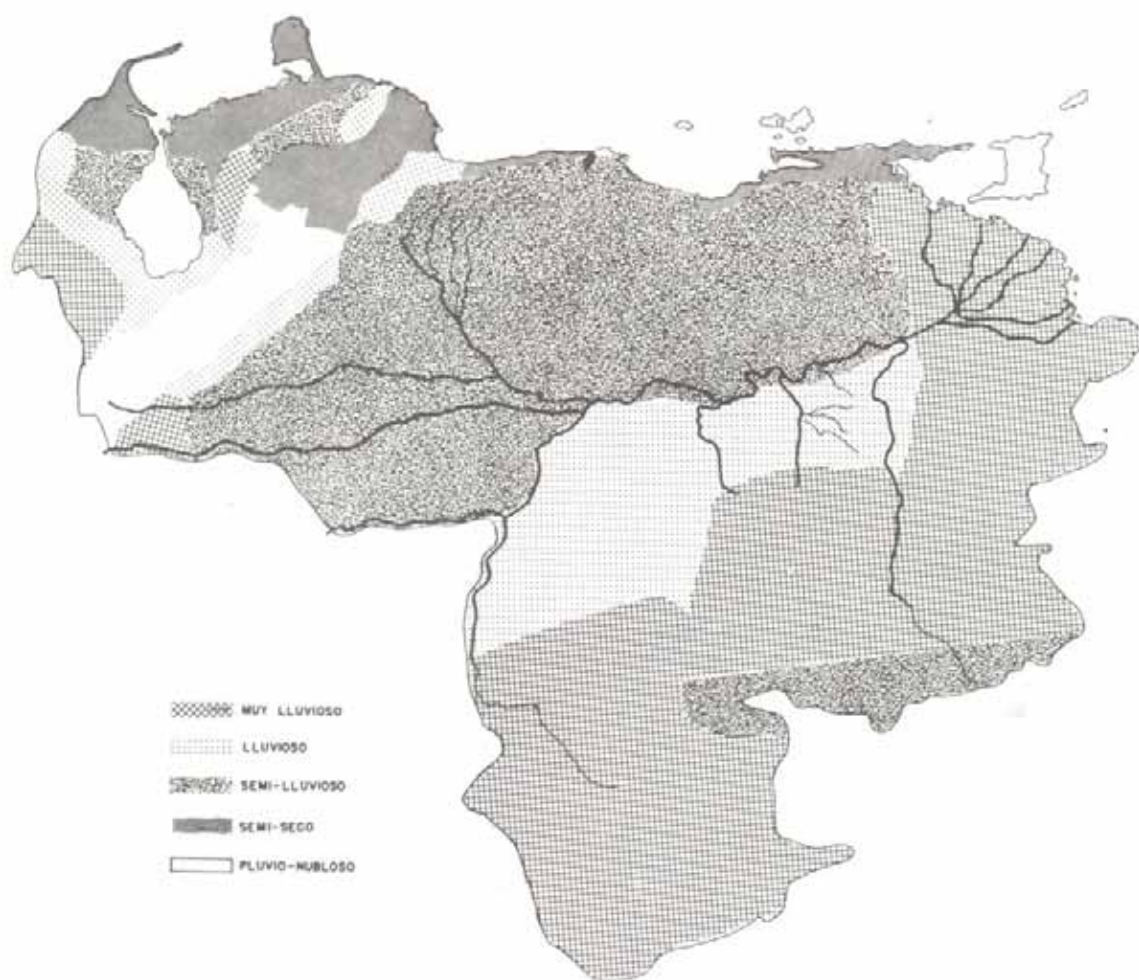


Fig. VII-3. Áreas pluvioclimáticas de Venezuela.

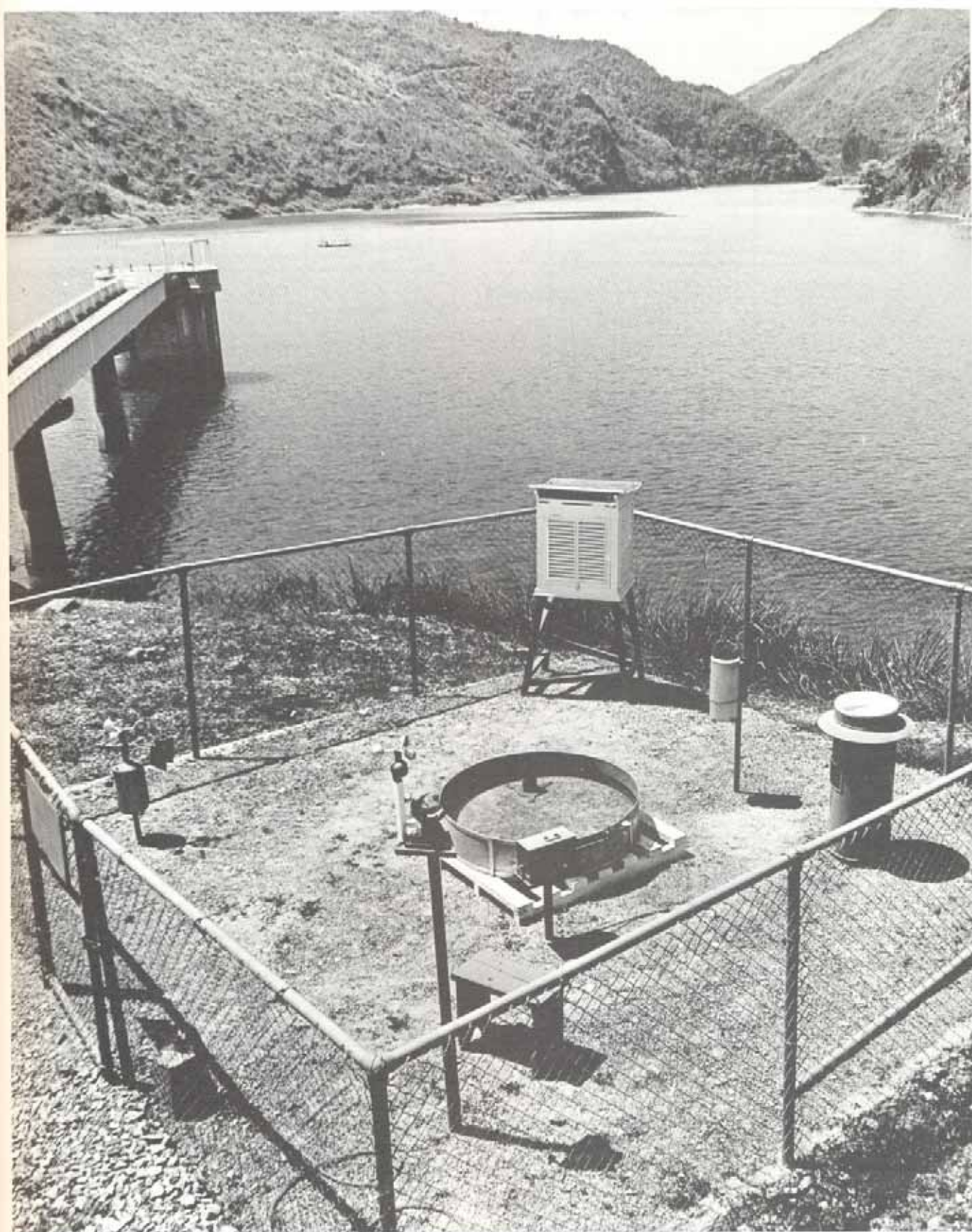


Foto José L. Pérez Machado. Cortesía del Departamento de Hidrología, U.C.V.

Fig. VII-4. Estación climatológica La Mariposa, Venezuela.

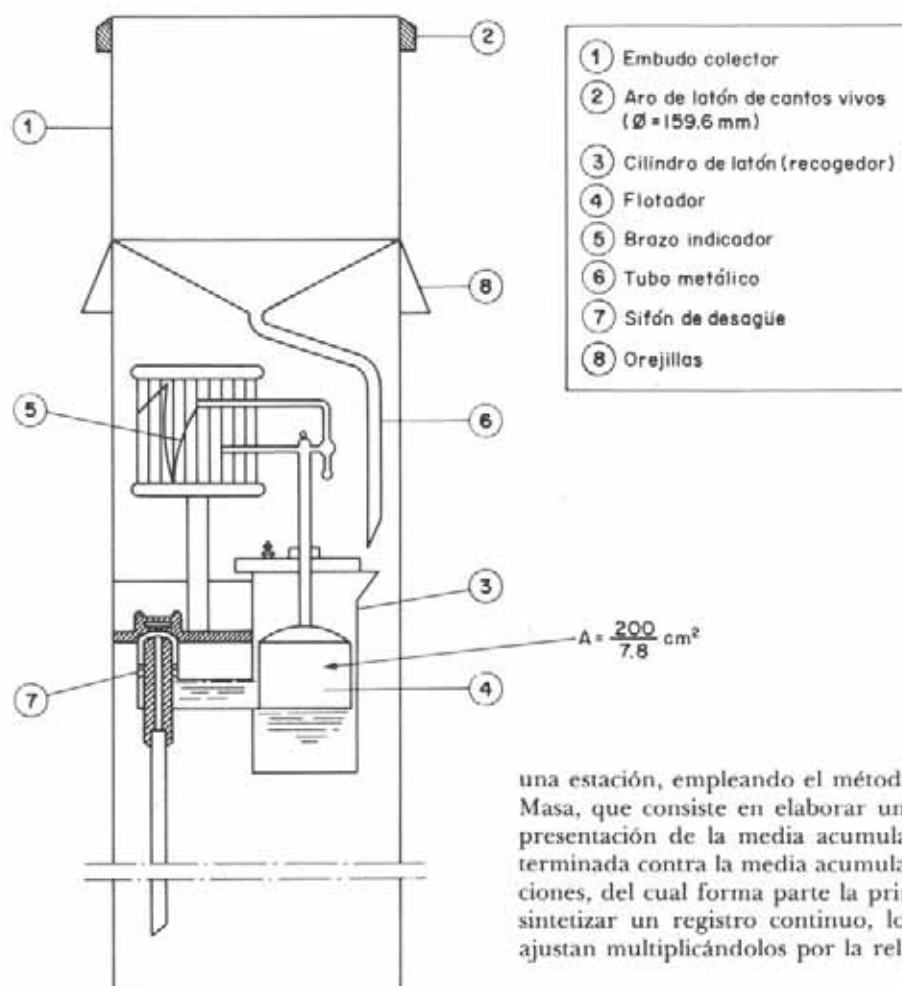


Fig. VII-5. Corte esquemático de un pluviógrafo de sifón.

La función principal de los pluviógrafos no es la de proveer un registro exacto de la cantidad de lluvia, sino, preferiblemente, la de registrar la hora de comienzo, la hora de finalización y la intensidad de la lluvia. En Venezuela, el tipo de pluviógrafo más utilizado es el de sifón, cuyo corte esquemático aparece en la figura VII-5.

7.2.2.2. Ajuste de los registros de las lluvias

Cuando se utilizan los datos registrados por una estación pluviográfica, generalmente surgen dos tipos de dificultades: pueden faltar valores en el registro, debido a irregularidades en las lecturas o pérdidas del registro, y puede suceder que la estación haya sido mudada de lugar en el transcurso de su vida.

En el primer caso, se hace necesario estimar el valor de los valores faltantes, y en el segundo se deben modificar los nuevos registros a fin de usarlos conjuntamente con los antiguos.

Para ambos problemas, los textos de hidrología detallan los métodos de ajuste a seguir, utilizando un promedio de relaciones entre el valor desconocido y el promedio anual de los registros, para encontrar el valor faltante, o, cuando se desea comprobar la regularidad del registro de

una estación, empleando el método denominado de Doble Masa, que consiste en elaborar una curva mediante la representación de la media acumulada de una estación determinada contra la media acumulada de un grupo de estaciones, del cual forma parte la primera. En este caso, para sintetizar un registro continuo, los valores observados se ajustan multiplicándolos por la relación de pendientes, así

$$P_a = (b_a / b_o) P_o$$

donde

P_a = valor ajustado de la precipitación
 P_o = valor observado de la precipitación
 b_a = pendiente de la recta a la que se ajusta el registro
 b_o = pendiente de la recta en el tramo de los valores observados.

7.2.2.3. Análisis de los Registros Pluviográficos

Conocidas las precipitaciones continuas y consistentes de un número de años en hojas pluviográficas, se deben analizar esos datos para obtener las intensidades de ocurrencia en función de la duración de la lluvia, ya que la precipitación varía no solamente de año en año, sino que también varía con el tiempo dentro de una misma lluvia.

El método que se sigue es el que se indica a continuación aplicado a un ejemplo.

1. Observando una hoja pluviográfica, se tabulan los tiempos por períodos en los que la intensidad de la lluvia sea de cierta significación. En la columna 1 de la planilla VII-1. se han usado períodos de 5 minutos al principio, extendiéndolos luego a 10, 20 ó más minutos, de acuerdo a la importancia de las recurrencias que siguen en la hoja pluviográfica.

2. En la columna 2 se han acumulado las precipitaciones registradas por el pluviógrafo para los distintos tiempos transcurridos.
3. En la columna 3 aparecen los intervalos de tiempo que corresponden a cada una de las lecturas, anotándose en la columna 4 la cantidad de lluvia que corresponde a cada intervalo.
4. En la planilla VII-2, en las columnas 6, 7 y 8 se relaciona el tiempo con la intensidad de lluvia, así:

La columna 6 es la tabulación de las duraciones usuales para las cuales se dan las intensidades de las lluvias.

PLANILLA VII-1. EJEMPLO DE ANALISIS DE UN REGISTRO PLUVIOGRAFICO: DATOS EXTRACTADOS DE UNA HOJA PLUVIOGRAFICA

Ocurrencia de la lluvia	Tiempos desde el comienzo de la lluvia (1)	Lluvia acumulada (mm) (2)	Intervalo de tiempo (3)	Caida de la lluvia entre intervalos (4)	(5)
Hora 17-18	0				
	5	0,50	5	0,50	10
	10	1,00	5	0,50	10
	15	1,50	5	0,50	10
	20	2,00	5	0,50	10
	25	2,50	5	0,50	10
	30	3,00	5	0,50	9
	35	3,50	5	0,50	9
	40	4,00	5	0,50	9
	45	4,00	5	0,50	8
	50	5,00	5	0,50	8
	55	5,50	5	0,50	8
	60	6,00	5	0,50	8
Hora 18-19	65	11,00	5	5,00	1
	70	15,80	5	4,80	2
	75	17,00	5	1,20	3
	80	18,50	5	1,50	4
	85	20,50	5	2,00	5
	90	22,40	5	1,90	5
	95	24,30	5	1,90	6
	100	27,00	5	2,70	6
	105	28,60	5	1,60	6
	110	33,00	5	4,40	7
	120	36,50	10	3,50	7
Hora 19-20	150	38,60	30	2,10	11
	180	40,30	30	1,70	12
Hora 20-21	210	41,80	30	1,50	13
	240	43,10	30	1,30	14
Hora 21-22	270	44,80	30	1,70	15
	300	45,70	30	0,90	16
Hora 22-23	360	46,00	60	0,30	17

En la columna 7 se van acumulando las máximas intensidades por periodos consecutivos, las cuales se han identificado por números progresivos en la columna 5. Finalmente, en la columna 8 se han calculado las intensidades en mm/h, para cada uno de los lapsos antes especificados.

PLANILLA VII-2. EJEMPLO DE ANALISIS DE UN REGISTRO PLUVIOGRAFICO: RELACIONES DE TIEMPO-INTENSIDAD OBTENIDAS A PARTIR DE LOS DATOS ANTERIORES

Duración de la lluvia en minutos (6)	Intensidades máximas acumuladas, en mm, en periodos consecutivos (7)	Intensidad media aritmética en mm/hora (8)
5	5,00	60,00
10	9,80	58,80
15	11,00	44,00
20	12,50	37,50
30	16,40	32,80
45	22,60	30,70
60	30,50	30,50
80	32,50	24,40
100	34,50	20,70
120	36,50	18,20
150	38,60	15,40
180	40,30	13,40
210	41,80	11,90
240	43,10	10,80
270	44,80	10,00
300	45,70	9,20
360	46,00	7,70

El análisis realizado constituye el estudio de una sola lluvia. Si se tienen varias lluvias por año, se analizarán las de significación y se tabularán esos valores en forma semejante a la descrita. Luego se determinan, para ese año, las máximas precipitaciones para las duraciones seleccionadas. Así se pueden obtener los valores de las *lluvias extremas* de una determinada estación.

En Venezuela, estudios como el descrito han sido realizados por el Ministerio de Obras Públicas (MOP) y por el Instituto Nacional de Obras Sanitarias (INOS). Tabulaciones como las de la planilla VII-3 permiten obtener los máximos anuales para distintas duraciones en diferentes estaciones.

7.2.2.4. Extensión de las lluvias puntuales a áreas

Los registros de lluvia tomados en estaciones medidoras aisladas se denominan *lluvias puntuales*, y constituyen los datos básicos fundamentales para todos los estudios de precipitación. Sin embargo, más que datos puntuales, en los estudios de hidrología aplicados al drenaje se requiere información acerca de la precipitación caída sobre un área, cuyo tamaño puede variar desde unos pocos metros cuadrados hasta miles de hectáreas.

PLANILLA VII-3. LLUVIAS EXTREMAS PARA 1, 3, 6, 9, 12 Y 24 HORAS DE DURACION EN LA ESTACION CURIEPE
(Edo. Miranda) VENEZUELA

DURACION 1 HORA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1957							11	41	24	25	42	10	42
1958	3	3	3	23	25	67	21	40	22	36	23	10	67
1959	9	3	0	2	62	18	14	27	40	13	39	10	62
1960	5	1	2	20	33	25	25	11	17	23	50	19	59
1961	11	5	2	3	1	2	28	30	51	24	50	26	51
1962	6	7	3	2	70	50	30	31	34	17	14	13	10

DURACION 3 HORAS

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1957							12	44	28	35	42	18	44
1958	3	4	5	26	37	120	31	46	28	43	33	13	120
1959	9	3	0	2	75	20	14	62	48	16	63	10	75
1960	5	1	2	45	54	34	28	17	19	24	94	19	94
1961	15	5	2	3	1	2	31	42	77	29	96	51	96
1962	6	10	3	2	144	95	36	53	51	25	22	14	144

DURACION 6 HORAS

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1957							12	54	36	35	42	18	54
1958	6	4	5	26	59	123	36	54	28	49	39	13	123
1959	11	3	0	2	80	20	14	67	49	23	67	14	80
1960	5	1	2	56	64	37	36	20	19	24	98	21	98
1961	25	5	2	3	1	3	31	63	82	42	99	59	99
1962	8	15	3	2	162	146	44	85	52	25	33	16	162

DURACION 9 HORAS

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1957							12	54	56	35	42	18	56
1958	6	4	8	26	59	123	36	54	28	49	39	13	123
1959	11	3	0	2	88	20	14	67	49	23	67	14	88
1960	5	1	2	62	85	41	38	20	19	24	114	21	114
1961	26	5	2	3	1	3	43	64	82	43	105	61	105
1962	8	15	3	2	162	152	44	89	52	25	33	19	162

DURACION 12 HORAS

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1957							12	56	57	35	42	18	57
1958	6	5	8	28	63	123	36	54	28	49	39	13	123
1959	11	3	0	2	88	20	14	67	49	23	67	14	88
1960	7	1	2	63	85	41	38	20	19	25	114	21	114
1961	26	5	2	3	1	3	43	68	82	43	105	62	105
1962	8	17	3	2	163	160	44	89	52	25	33	19	163

DURACION 24 HORAS

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1957							12	73	57	35	42	18	73
1958	6	8	8	32	63	123	36	63	30	56	42	14	123
1959	13	3	0	2	88	22	15	69	49	23	69	14	88
1960	7	1	2	64	85	54	45	21	19	30	114	22	114
1961	26	5	2	3	1	3	51	93	82	45	141	62	141
1962	8	18	3	2	163	160	44	89	52	25	33	32	163

Fuente: "Lluvias Extremas para 1, 3, 6, 9, 12 y 24 horas de 84 Estaciones escogidas." MOP, 1963.

Debido a que la información recogida en una estación es solo representativa de ese punto, se requieren métodos para transformar las lluvias puntuales a valores representativos del área. Entre éstos, son de destacar los siguientes:

- Método de valor promedio.
- Método de los polígonos de Thiessen.
- Método de las isoyetas.

El método más sencillo y fácil para determinar la altura media de una lluvia sobre un área consiste en calcular dicho valor como *promedio aritmético* de todos los valores registrados en el área. De esta manera

$$P_{prom} = \left(\sum_{i=1}^n P_i \right) / N$$

donde

P_i = altura de la precipitación en la estación i .

N = número total de estaciones.

Este método da buenas estimaciones en terrenos llanos si los pluviómetros están uniformemente distribuidos y las cantidades recogidas en cada uno de ellos no difiere mucho de la media, pues asigna el mismo peso a todas las estaciones, independientemente de su ubicación o de cualquier otra consideración.

EJEMPLO DE CALCULO DE LA LLUVIA MEDIA POR EL METODO DEL VALOR PROMEDIO, A PARTIR DE LOS DATOS DE PRECIPITACION REGISTRADOS EN LAS ESTACIONES QUE SE INDICAN EN EL PLANO DE LA FIGURA VII-7

Núm.	Estación	Lluvia (mm)
1	La Morena	1.495
2	Manrique	1.775
3	La Sierra	2.059
4	Vallecito	1.619
5	La Margarita	830
6	Miranda	948
7	Montalbán	941
8	Bejuma	1.093
		10.760

$$\text{Lluvia media} = \left(\sum_{i=1}^n P_i \right) / N = \frac{10.760}{8} = 1.345 \text{ mm}$$



Fig. VII-7.
Red pluviométrica
en la cuenca del
río Tigua, Venezuela.

El método de Thiessen proporciona cada estación en razón directa al área que cubre, sin tener en cuenta consideraciones de orden topográfico.

Una vez ubicadas las estaciones en el plano de la cuenca, se unen por medio de rectas para formar triángulos. En cada uno de ellos se trazan las mediatrices de los lados, las cuales forman polígonos alrededor de cada estación, determinando así las correspondientes áreas de influencia.

La precipitación promedio se obtiene mediante la expresión

$$P_{prom} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

donde A_i es el área que cubre la estación.

Este método es superior al anterior, ya que toma en cuenta la distribución de las estaciones en el área. Su uso es preferente en terrenos llanos o ligeramente ondulados. Sus resultados suelen ser más precisos que los obtenidos por simple media aritmética.

EJEMPLO DE CALCULO DE LA LLUVIA MEDIA. METODO DE LOS POLIGONOS DE THIESSEN (Fig. VII-8)

Núm.	Estación	Lluvia (mm) P_i	Area polígono (km ²) A_i	Area \times lluvia $P_i \times A_i$
1	La Morena	1.495	119,5	178.652,50
2	Manrique	1.775	109,5	194.362,50
3	La Sierra	2.059	210,0	423.390,00
4	Vallecito	1.619	177,0	286.563,00
5	Tinaquillo	1.332	50,0	66.600,00
6	Nirgua	871	188,0	163.748,00
7	La Margarita	830	109,0	90.470,00
8	Miranda	948	264,5	250.746,00
9	Montalbán	941	100,0	94.100,00
10	Bejuma	1.093	145,0	158.485,00

$$\text{Lluvia media} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} = \frac{1.907.117}{1.472,5} = 1.295,15 \text{ mm}$$

Fig. VII-8.
Polígonos de Thiessen
sobre la cuenca
del río Tigrúa.



El método isoyético es el más preciso para estimar la precipitación media sobre un área. Toma en cuenta los efectos orográficos en el cálculo de la precipitación media.

Ubicadas las estaciones pluviométricas en el plano de la cuenca, se trazan las líneas de igual precipitación, denominadas *isoyetas*, determinándose luego las áreas encerradas entre cada dos isoyetas. La precipitación media se obtiene aplicando la expresión

$$P_{prom} = \frac{\sum_{j=1}^m \left[(P_j + P_{j+1}) (A_j/2) \right]}{\sum_{j=1}^m A_j}$$

donde

P_j = Precipitación de la isoyeta j ,

A_j = área comprendida entre las isoyetas j y $j + 1$,

m = número total de isoyetas.

La precisión del método de las isoyetas depende en gran parte de la pericia del analista y de sus conocimientos sobre los efectos orográficos y la morfología de la tormenta.

EJEMPLO DE CALCULO DE LA LLUVIA MEDIA. METODO DE LAS ISOYETAS (Fig. VII-9)

Isoyeta	Area entre isoyetas (km ²) A_j	Lluvia media entre isoyetas (mm) $\frac{P_j + P_{j+1}}{2}$	Volumen Area × Lluvia ($P_j + P_{j+1}$) ($A_j/2$)
2.000	159,5	2.050	326.975
1.800	205,0	1.900	389.500
1.600	230,5	1.700	391.850
1.400	99,0	1.500	148.500
1.200	125,0	1.300	162.500
1.000	146,0	1.100	160.600
800	355,0	900	319.500
800	50	775	38.750

$$\text{Lluvia media} = \frac{\sum_{j=1}^m \left[(P_j + P_{j+1}) (A_j/2) \right]}{\sum_{j=1}^m A_j} = \frac{1.788.175}{1.370} = 1.305,23 \text{ mm}$$



Fig. VII-9.
Plano de isoyetas
de la cuenca
del río Tirgua.

7.2.2.5. Análisis de frecuencia

Rara vez, si acaso alguna, resulta económico diseñar para dar paso a las máximas descargas que pueden ocurrir. Por eso, las cifras de las lluvias máximas registradas en cada lugar, anotadas como aparecen en la Planilla VII-3, no sirven como datos para el estudio de drenajes, ya que es muy poco probable que se presenten durante la vida de las estructuras. Es necesario usar intensidades de lluvia que puedan ser alcanzadas dentro de períodos de un cierto número de años. Aparece así el concepto de frecuencia.

En hidrología, la frecuencia de una lluvia es el número de veces que una precipitación de cierta magnitud es igualada, o excedida, en un determinado número de años. En el uso cotidiano, como expresión numérica más cómoda de la frecuencia se emplea la que corresponde al *intervalo de recurrencia* o *período de retorno*, que es el máximo tiempo que transcurre entre dos eventos que igualan o sobrepasan un valor dado. Así, por ejemplo, se habla de una lluvia de frecuencia de 1 año, 5, 10, 50 años etc., refiriéndose a lluvias que ocurren cada 1, 5, 10 ó 50, años.

Ahora bien, debe tenerse presente que al decir que una lluvia tiene una frecuencia de N años no se quiere significar que esa lluvia debe ocurrir necesariamente una vez cada N años, pues, por ejemplo, una lluvia llamada de 50 años de frecuencia puede presentarse dos veces en un período de 1, 2, ..., etcétera, años; sólo que en un período de 100 años, la lluvia habrá ocurrido dos veces en cualquier momento.

Para definir la magnitud del suceso que cabe esperar ocurra por término medio una vez cada N años, se emplean los análisis de frecuencia, aplicándose distintos métodos para ello ¹¹.

Cuando se dispone de suficiente número de datos, se ordenan los registros de todas las lluvias importantes de una estación en orden decreciente, asignando a cada valor un número de orden creciente. Así, al valor más alto se le asigna el número $m = 1$, al segundo valor $m = 2$, y así sucesivamente. El primer valor habrá ocurrido una sola vez en el número de años del registro; el segundo, dos veces, etcétera. El período de recurrencia puede obtenerse entonces mediante la aplicación de fórmulas de la forma

$$T_r = \frac{n+1}{m} \quad \text{o} \quad T_r = \frac{n}{m}$$

donde

T_r es el período de retorno, en años,

n es el número de años del registro,

m es el número de orden de la lluvia en la serie ($m = 1$ para un suceso máximo y $m = n$ para uno mínimo).

El deseo de mejorar la precisión de los valores de precipitación correspondientes a distintas duraciones y frecuencias, ha inducido a aplicar métodos de distribución teórica de las intensidades de lluvia para distintas frecuencias.

Entre éstos, en Venezuela ha recibido amplia aceptación el método desarrollado por Gumbel ¹², basado en la distribución doble exponencial de los valores extremos de las lluvias, el cual permite obtener, en una estación, la magnitud de la precipitación correspondiente a una frecuencia y duración de lluvia determinadas.

El punto de partida para la aplicación del método de Gumbel es la selección de los máximos anuales de precipita-

ción para las diferentes duraciones de la lluvia que se desea analizar.

En Venezuela, esta información se obtiene a partir de los *Anuarios Climatológicos*, publicados por la División de Hidrología del Ministerio de Obras Públicas. En ellos, para cada estación analizada se dan seis tablas para duraciones de 1, 3, 6, 9, 12 y 24 horas, como se puede ver en la planilla VII-3. En cada hilera de las tablas aparecen los máximos mensuales registrados correspondientes al año indicado. El último valor anotado es el extremo de la serie de 12 valores mensuales, el *extremo anual*. Los valores dados expresan profundidades de lámina de agua en milímetros para las duraciones indicadas.

Escogiendo el valor máximo para una cierta duración, se tendría la mayor precipitación anual para esa duración y para ese año de registro. Repitiendo esto para los diferentes años de funcionamiento de la estación, se tendría la serie de máximos valores de lluvia para esa duración, los cuales, mediante la aplicación de la distribución de valores extremos, dan los valores de precipitación correspondientes a esa duración y determinadas frecuencias.

Si una vez aplicada esta metodología para diversas duraciones, se calculan las intensidades de lluvia equivalentes y se representan gráficamente los valores resultantes, se obtienen las curvas de intensidad-duración-frecuencia para esa estación.

Gumbel estableció que si $X_1, X_2 \dots X_n$ son los valores extremos observados en n muestras de igual tamaño N , la *probabilidad de ocurrencia* (valor inverso a la frecuencia) de un valor igual o mayor que cualquier valor X en cualquier año, cuando n y N tienden a infinito, se aproxima a la expresión

$$P = 1 - e^{-e^{-b}}$$

siendo e la base de los logaritmos neperianos y b la llamada *variable reducida*.

El valor de b se expresa como

$$b = a(X - X_f)$$

siendo

$$a = \frac{1,28255}{\sigma_x}$$

y

$$X_f = \bar{X} - 0,45 \sigma_x$$

lo que permite escribir

$$b = \frac{1}{0,7797 \sigma_x} (X - \bar{X} + 0,45 \sigma_x)$$

donde

X es la magnitud de la precipitación con probabilidad P ,

\bar{X} es el promedio de la serie de valores extremos,

σ_x es la desviación estándar calculada como

$$\sqrt{\frac{\sum (x - \bar{X})^2}{N}}$$

siendo x los valores de la serie y N el número de años del registro.

Habiendo establecido ya que la frecuencia es el inverso de la probabilidad de ocurrencia, de la resolución de la ecuación $P = 1 - e^{-e^{-b}}$ pueden obtenerse los valores de b

que se indican en la tabla VII-2, a partir de los cuales pueden determinarse las láminas (mm) correspondientes a las frecuencias anotadas.

EJEMPLO DE APLICACION DEL METODO DE GUMBEL A LA OBTENCION DE LAS CURVAS DE INTENSIDAD-DURACION-FRECUENCIA, A PARTIR DE LOS REGISTROS DE UNA ESTACION

1. ESTACION RANCHO GRANDE, ESTADO ARAGUA, VENEZUELA. AÑOS DE REGISTRO 1940-1962

Años	x	1 hora		3 horas			6 horas		
		$x - \bar{X}$	$(x - \bar{X})^2$	x	$x - \bar{X}$	$(x - \bar{X})^2$	x	$x - \bar{X}$	$(x - \bar{X})^2$
1940	57	1,91	3,65	58	10,52	110,67	58	13,43	180,36
1941	45	10,09	101,81	76	7,48	55,95	80	8,57	73,44
1942	40	15,09	227,71	60	8,52	72,59	60	11,43	130,64
1943	42	13,09	171,35	44	24,52	601,23	44	27,43	752,40
1944	50	5,09	25,91	60	8,52	72,59	60	11,43	130,64
1945	47	8,09	65,45	50	18,52	342,99	54	17,43	303,80
1946	60	4,91	24,11	70	1,48	2,19	70	1,43	2,04
1947	64	8,91	79,39	68	0,52	0,27	68	3,43	11,76
1948	60	4,91	24,11	80	11,48	131,79	80	8,57	73,44
1949	70	14,91	222,31	82	13,48	181,71	82	10,57	111,72
1950	66	10,91	119,03	109	40,48	1.638,63	109	37,57	1.411,50
1951	34	21,09	444,79	50	18,52	342,99	50	21,43	459,24
1952	49	6,09	37,09	55	13,52	182,79	62	9,43	88,92
1953	38	17,09	292,07	50	18,52	342,99	51	20,43	417,38
1954	42	13,09	171,35	47	21,52	463,11	47	24,43	596,82
1955	58	2,91	8,47	70	1,48	2,19	103	31,57	990,66
1956	59	3,91	15,29	60	8,52	72,59	61	10,43	108,78
1957	47	8,09	65,45	53	15,52	240,87	55	16,43	269,94
1958	53	2,09	4,37	118	49,48	2.448,27	123	51,57	2.659,46
1959	66	10,91	119,03	83	14,48	209,67	89	17,57	308,70
1960	59	3,91	15,29	59	9,52	90,63	63	8,43	71,06
1961	94	38,91	1.513,99	104	35,48	1.258,83	104	32,57	1.060,80
1962	67	11,91	141,85	70	1,48	2,19	70	1,43	2,04

$$\Sigma x = 1.267 \quad \Sigma(x - \bar{X})^2 = 3.896,87 \quad \Sigma x = 1.576 \quad \Sigma(x - \bar{X})^2 = 8.867,73 \quad \Sigma x = 1.643 \quad \Sigma(x - \bar{X})^2 = 10.221,54$$

$$\bar{x} = \Sigma x / N = 55,09 \quad \bar{x} = 68,52 \quad \bar{x} = 71,43$$

2.

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\Sigma(x - \bar{X})^2}{N}}$$

$$\sigma_1 = 13,02 \quad \sigma_3 = 19,64 \quad \sigma_6 = 21,08$$

3.

$$b = \frac{1}{0,7797 \sigma_x} (X - \bar{X} + 0,45 \sigma_x)$$

$$b = \frac{1}{0,7797 \times 13,02} (X_1 - 55,09 + 0,45 \times 13,02) = 0,098 (X_1 - 49,23)$$

$$b = \frac{1}{0,7797 \times 19,64} (X_3 - 68,52 + 0,45 \times 19,64) = 0,065 (X_3 - 59,68)$$

$$b = \frac{1}{0,7797 \times 21,08} (X_6 - 71,43 + 0,45 \times 21,08) = 0,061 (X_6 - 61,94)$$

4.

$$X_1 = \frac{b + 4,82}{0,098}$$

$$X_3 = \frac{b + 3,88}{0,065}$$

$$X_6 = \frac{b + 3,78}{0,061}$$

5. Cálculo de las láminas para distintas frecuencias y duraciones.

t	b	X_1	X_3	X_6
2	0,3665	52,92	65,33	67,98
2,33	0,579	55,09	68,60	71,46
5	1,4999	64,49	82,76	86,55
10	2,2502	72,14	94,31	98,86
25	3,1985	81,82	108,90	114,40
50	3,9019	88,99	119,72	125,93

6. Cálculo de las intensidades (l/seg/ha)

A partir de los valores arriba obtenidos y mediante la aplicación de la fórmula

$$I = \frac{\text{Lámina}}{T} \times 2,78$$

se obtienen los siguientes valores de intensidad para las distintas duraciones y frecuencias.

7. Los valores de intensidades obtenidos se dibujan en papel milimetrado (intensidad-duración). Uniendo los valores que corresponden a una misma frecuencia se obtienen las curvas de intensidad-duración-frecuencia.

Frecuencia	2		2,33		5		10		25		50	
Duración de la lluvia*	L	I	L	I	L	I	L	I	L	I	L	I
1 hora	52,92	147	55,09	153	64,49	179	72,14	200	81,82	227	88,89	247
3 horas	65,33	60	68,60	63	82,76	76	94,31	87	108,90	100	119,72	110
6 horas	67,98	31	71,46	33	86,55	40	98,56	45	114,40	53	125,93	58

* Para duraciones menores de una hora, los valores de la lámina se pueden obtener con la fórmula $L = L_1 \sqrt{T}$, donde L_1 es la lámina para 1 hora y T es el tiempo, en horas.

El procedimiento descrito para estimar la intensidad de una lluvia de frecuencia dada, supone un número de muestras n de igual tamaño N en las que el al aproximarse n y N a infinito, cualquiera de los extremos será inferior a X .

Ahora bien, en la práctica, el ingeniero necesita estimar las intensidades de lluvia a partir de muestras limitadas, por lo que el método descrito no es siempre utilizable.

Gumbel, por aplicación del análisis de mínimos cuadrados, establece que

$$X_f = \bar{X} - \sigma_x \frac{\bar{y}_N}{\sigma_N}$$

y

$$a = \frac{\sigma_N}{\sigma_x}$$

donde

X es la magnitud de un evento de frecuencia dada,

\bar{X} es el promedio de los valores de la muestra,

σ_x es la desviación estándar, calculada en la forma

$$\sqrt{\frac{\sum (x - \bar{X})^2}{N - 1}} = \sqrt{\frac{\sum x^2 - \bar{X} \sum x}{N - 1}}$$

\bar{y}_N, σ_N son funciones del tamaño de la muestra.

Sustituyendo estas expresiones en la ecuación

$$b = a(X - X_f)$$

se obtiene

$$X = \bar{X} + \frac{\sigma_x}{\sigma_N} (b - \bar{y}_N)$$

quedando entonces la fórmula de la frecuencia como

$$X = \bar{X} + \frac{\sigma_x}{\sigma_N} b - \frac{\sigma_x}{\sigma_N} \bar{y}_N$$

en la que σ_x y \bar{X} se determinan a partir de los datos de la muestra y σ_N e \bar{y}_N de los valores de la tabla VII-1.

TABLA VII-1. VALORES DE \bar{y}_N Y σ_N SEGUN EL TAMAÑO DE LA MUESTRA

N	\bar{y}_N	σ_N
7	0,4578	0,9453
10	0,4967	0,9575
11	0,5008	0,9735
12	0,5043	0,9870
13	0,5075	0,9994
14	0,5103	1,0105
15	0,5128	1,0206
16	0,5152	1,0303
17	0,5175	1,0392
18	0,5196	1,0475
19	0,5214	1,0553
20	0,5236	1,0628
21	0,5252	1,0696
22	0,5266	1,0754
23	0,5283	1,0811
24	0,5296	1,0864
25	0,5309	1,0915
26	0,5320	1,0961
27	0,5332	1,1004
28	0,5343	1,1047
29	0,5353	1,1086
30	0,5362	1,1124

Asimismo, los valores de b para las distintas frecuencias en la tabla VII-2.

TABLA VII-2. VALORES DE b PARA DISTINTAS FRECUENCIAS

Frecuencia (años)	b
2	0,3665
2,33	0,5790
5	1,4999
10	2,2502
25	3,1985
50	3,9019
100	4,6001

Ejemplo de aplicación del método de Gumbel a la obtención de las curvas de intensidad-duración-frecuencia, a partir de un registro limitado.

Utilizando los datos de intensidad de lluvia (mm/h) que se dan en la columna de enfrente, se obtienen las intensidades para las distintas frecuencias y duraciones, según los cálculos que se hacen en el cuadro siguiente:

DATOS DE INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hora)

N	Duración					
	30 min	1 h	2 h	3 h	6 h	12 h
1	88	68	37,5	28	14,8	10,4
2	84	56	33	26	14,8	9,9
3	82	46	26	20	14,2	9,6
4	82	46	25,5	20	13,7	9,4
5	82	43	25,5	19,7	12,2	9,1
6	80	43	24,5	18,7	11,7	8,2
7	80	42	23,0	17,3	11,5	8,2
8	70	42	23,0	17,0	11,0	8,1
9	70	41	23,0	16,7	10,0	7,7
10	66	40	22,5	16,7	9,0	6,8
11	66	40	22,0	16,3	9,0	6,6
12	62	39	21,5	16,0	8,8	6,6
13	60	38	21,0	16,0	8,8	6,1
14	60	38	21,0	15,7	8,8	5,9
15	60	37	20,5	15,7	8,3	5,9
	1.092	659	369,5	279,80	166,3	118,5

Operación	30 min	1 h	2 h	3 h	6 h	12 h	24 h
1. $\sum x$ (mm/h)	1.092	659	369,5	279,8	166,3	118,5	
2. N	15	15	15	15	15	15	
3. $\bar{x} = (1) / (2)$	72,8	43,9	24,6	18,7	11,1	7,9	
4. $\sum x^2$	80.928	29.877	9.414	5.415	1.930	969	
5. $\bar{x}\sum x = (1) \times (3)$	79.498	28.930	9.090	5.232	1.846	936	
6. $\sum x^2 - \bar{x}\sum x = (4) - (5)$	1.430	947	324	183	84	33	
7. $\sigma_x^2 = (6) / (N - 1)$	102	67,6	23,1	13,1	6	2,4	
8. $\sigma_x = \sqrt{(7)}$	10,10	8,22	4,8	3,6	2,4	1,5	
9. σ_N	1,0106	1,0206	1,0206	1,0206	1,0206	1,0206	
10. \bar{y}_N	0,5128	0,5128	0,5128	0,5128	0,5128	0,5128	
11. $1/a = (8) / (9)$	9,896	8,054	4,703	3,527	2,352	1,470	
12. $\bar{y}_N/a = (10) \times (11)$	5,07	4,13	2,41	1,81	1,21	0,75	
13. $u = (3) - (12)$	67,73	39,77	22,19	16,89	9,89	7,15	
14. $(11) \times 0,3665$	3,63	2,95	1,72	1,29	0,86	0,54	
15. $(11) \times 1,4999$	14,84	12,08	7,05	5,29	3,53	2,20	
16. $(11) \times 2,2502$	22,27	18,12	10,58	7,94	5,29	3,31	
17. $(11) \times 3,1985$	31,65	25,76	15,04	11,28	7,52	4,70	
18. $(11) \times 3,9019$	38,61	31,43	18,35	13,76	9,18	5,74	
19. $(11) \times 4,6001$	45,52	37,05	21,63	16,22	10,82	6,76	
20. $X_2 = (13) + (14)$	71,36	42,72	23,91	18,18	10,75	7,69	
21. $X_5 = (13) + (15)$	82,57	51,85	29,24	22,18	13,42	9,35	
22. $X_{10} = (13) + (16)$	90,0	57,89	32,77	24,83	15,18	10,46	
23. $X_{25} = (13) + (17)$	99,38	65,53	37,23	28,17	17,41	11,85	
24. $X_{50} = (13) + (18)$	106,34	71,20	40,54	30,65	19,07	12,89	
25. $X_{100} = (13) + (19)$	113,25	76,82	43,82	33,11	20,71	13,91	

7.2.2.6. Probabilidad de ocurrencia de una lluvia de frecuencia dada

Según se ha indicado, el período de retorno o intervalo de recurrencia de una lluvia es el valor inverso de su probabilidad de ocurrencia. Así se tiene

$$T_r = \frac{1}{p}$$

Esto indica que una lluvia que haya ocurrido en promedio una vez cada 20 años tiene una probabilidad de ocurrencia en cualquier año de $1/20$ o sea, de 5 por ciento.

En los textos de estadísticas se demuestra que la probabilidad de ocurrencia de un suceso se puede expresar mediante la fórmula

$$P = \binom{n}{k} p^k (1-p)^{n-k}$$

donde

$$\binom{n}{k} = \frac{n!}{k!(n-k)!}$$

p es la probabilidad de ocurrencia en una prueba;

k el número de objetos que se combinan, y

n el número de objetos de la muestra.

Esta expresión permite contestar preguntas como las siguientes: ¿Cuál es la probabilidad de que una lluvia de 50 años de frecuencia ocurra exactamente tres veces en un período de 100 años? o ¿cuál es la probabilidad de que una lluvia de 50 años de frecuencia ocurra tres o más veces en un período de 100 años?

Para contestar la primera de ellas, se tiene

$$P(3 \text{ en } 100) = \binom{100}{3} (1/50)^3 (1 - 1/50)^{100-3} = 0,183$$

luego hay un 18,3 por ciento de probabilidad de que dicha lluvia ocurra 3 veces en 100 años.

Para responder a la segunda pregunta, se puede escribir

$$P(3 \text{ ó más en } 100) = P(3 \text{ en } 100) + P(4 \text{ en } 100) + \dots$$

o también, puesto que la suma de las probabilidades de todas las lluvias de 50 años de frecuencia que pueden ocurrir en 100 años debe ser igual a la unidad,

$$P(3 \text{ ó más en } 100) = 1 - P(0 \text{ en } 100) - P(1 \text{ en } 100) - P(2 \text{ en } 100)$$

es decir,

$$\begin{aligned} P(3 \text{ ó más en } 100) &= 1 - \binom{100}{0} (1/50)^0 (49/50)^{100} \\ &\quad - \binom{100}{1} (1/50)^1 (49/50)^{99} \\ &\quad - \binom{100}{2} (1/50)^2 (49/50)^{98} \\ &= 1 - 0,133 - 0,271 - 0,273 = 0,323 \end{aligned}$$

lo que indica que la lluvia en cuestión tiene un 32,3 por ciento de probabilidades de ocurrir 3 ó más veces en 100 años.

De especial interés para el proyectista puede ser el conocer la probabilidad de que un evento sea excedido una o más veces en n años.

Siguiendo el procedimiento anterior, se tendrá

$$P(1 \text{ ó más en } n \text{ años}) = 1 - P(0 \text{ en } n \text{ años})$$

que también se puede escribir

$$P(1 \text{ ó más en } n \text{ años}) = 1 - \binom{n}{0} p^0 (1-p)^n$$

o también

$$P(\text{excedencias en } n \text{ años}) = 1 - (1-p)^n$$

La siguiente tabla ha sido elaborada² como ejemplo de aplicación de esta expresión.

TABLA VII-3.

Excedencias permisible (%)	Vida del proyecto			
	1	25	50	100
	Período de retorno requerido $(1/p) = T_r$ años			
1	100	2.440	5.260	9.100
25	4	87	175	345
50	2	37	72	145
75	1,3	18	37	72
100	1,01	6	11	27

7.2.2.7. Generalización de los Datos de Frecuencia

En regiones donde no hay datos suficientes acerca de la precipitación pluvial, se requieren datos de frecuencia generalizada. Esta necesidad ha provocado numerosos estudios a partir de diversos métodos.

Estudios de esta naturaleza fueron originalmente realizados en los Estados Unidos en 1935 por D. L. Yarnell y publicados como datos de intensidad-frecuencia de lluvias en forma de mapas de isoyetas que muestran los puntos de máximas lluvias para duraciones y períodos de retorno determinados¹³.

Estudios similares a los de Yarnell han sido realizados en Venezuela y publicados por la Dirección de Obras Hidráulicas del Ministerio de Obras Públicas¹⁴. Para este estudio se utilizaron los registros de 100 estaciones repartidas sobre 550.000 kilómetros cuadrados.

Posteriormente¹⁵, la Dirección de Vialidad del M.O.P., en su «Manual de Drenaje», dio las curvas de intensidad-duración-frecuencia que se han reproducido en las páginas que siguen (Figs. VII-10 a VII-17), y que son las que están actualmente en uso en Venezuela.

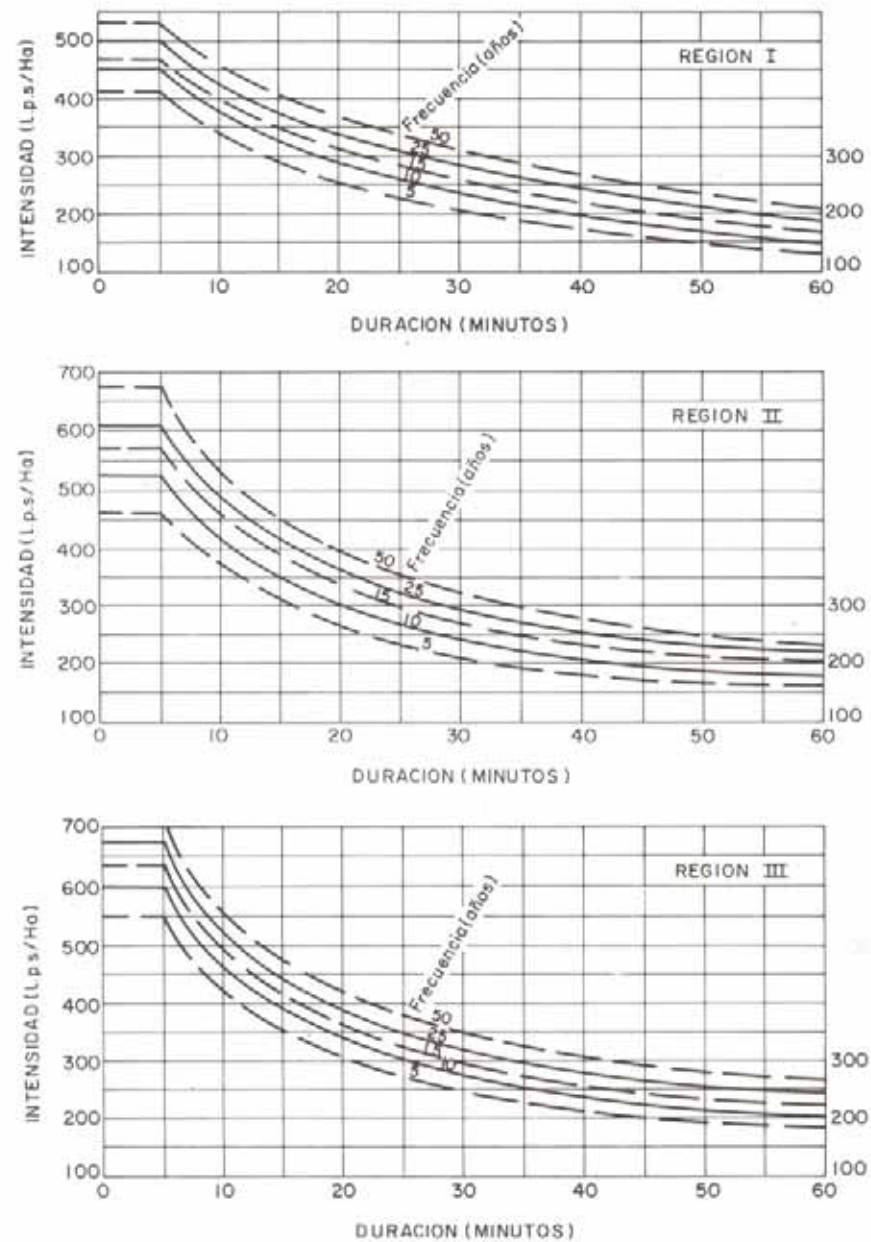


Fig. VII-10.

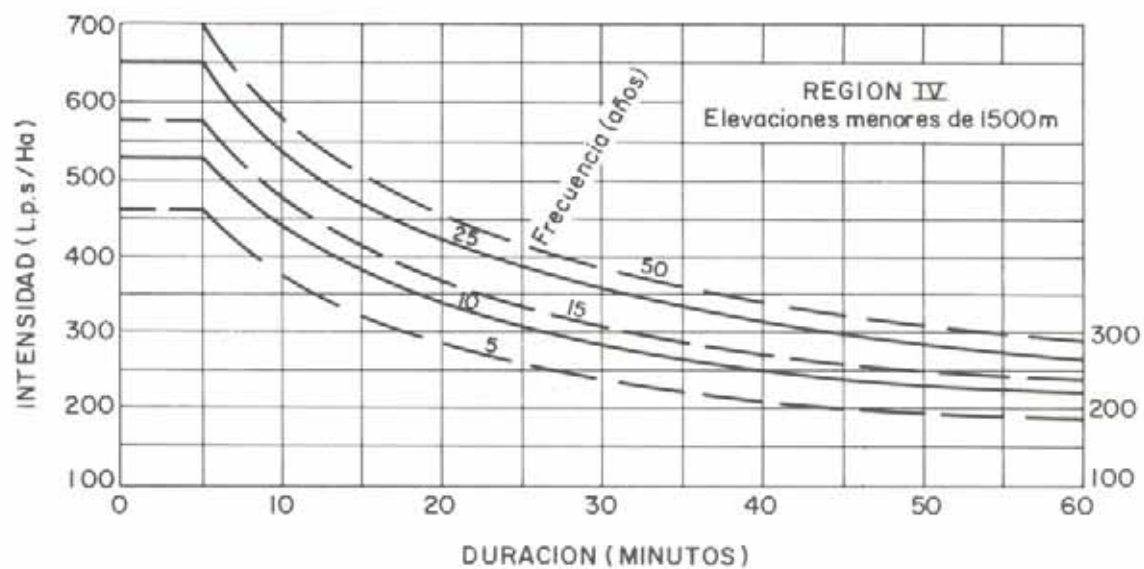
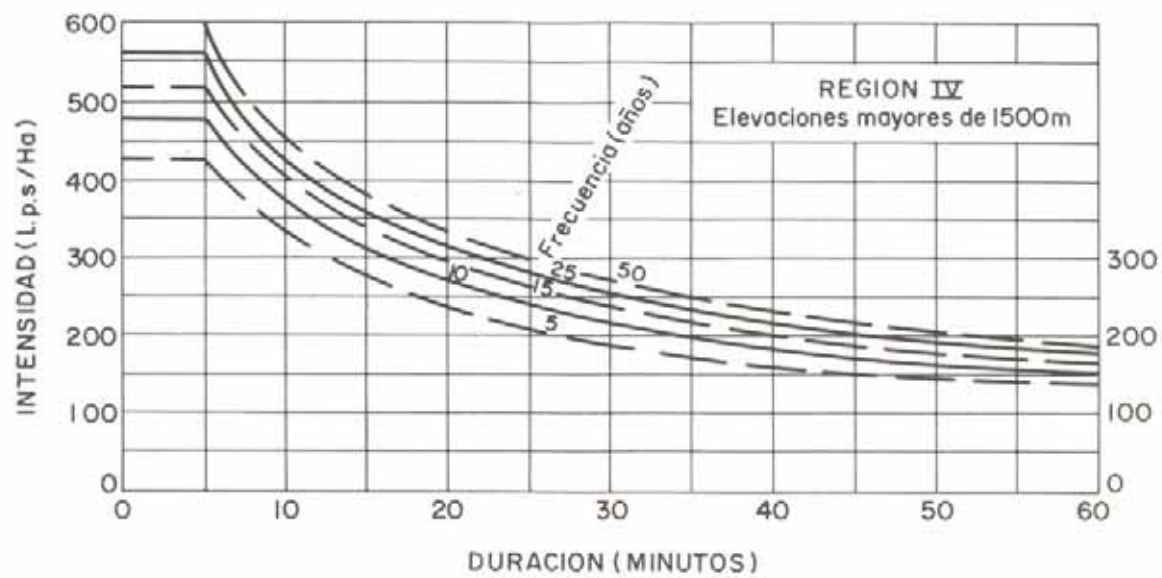


Fig. VII-11.

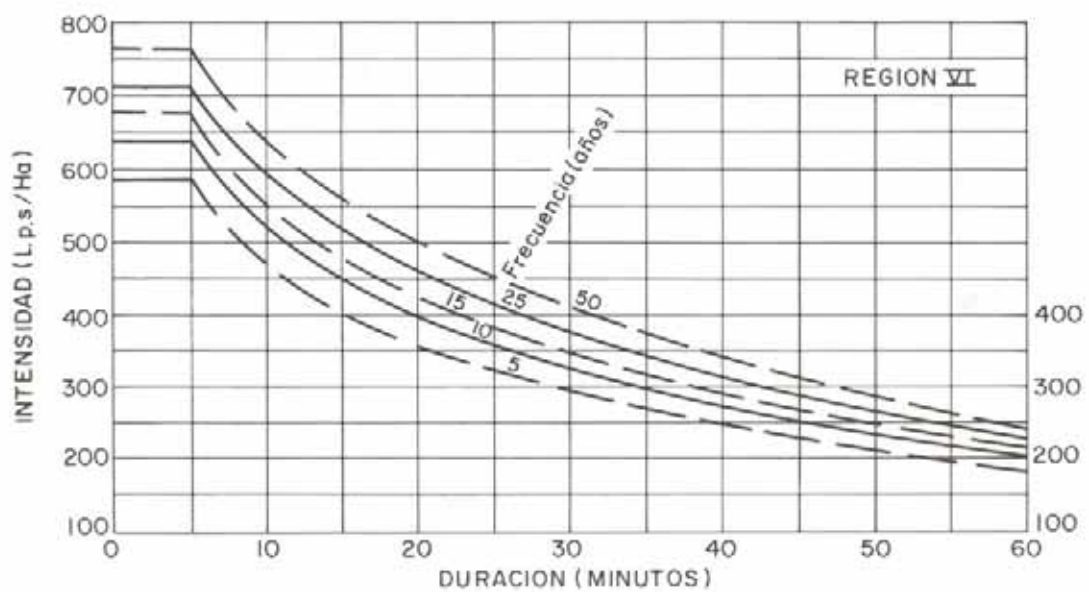
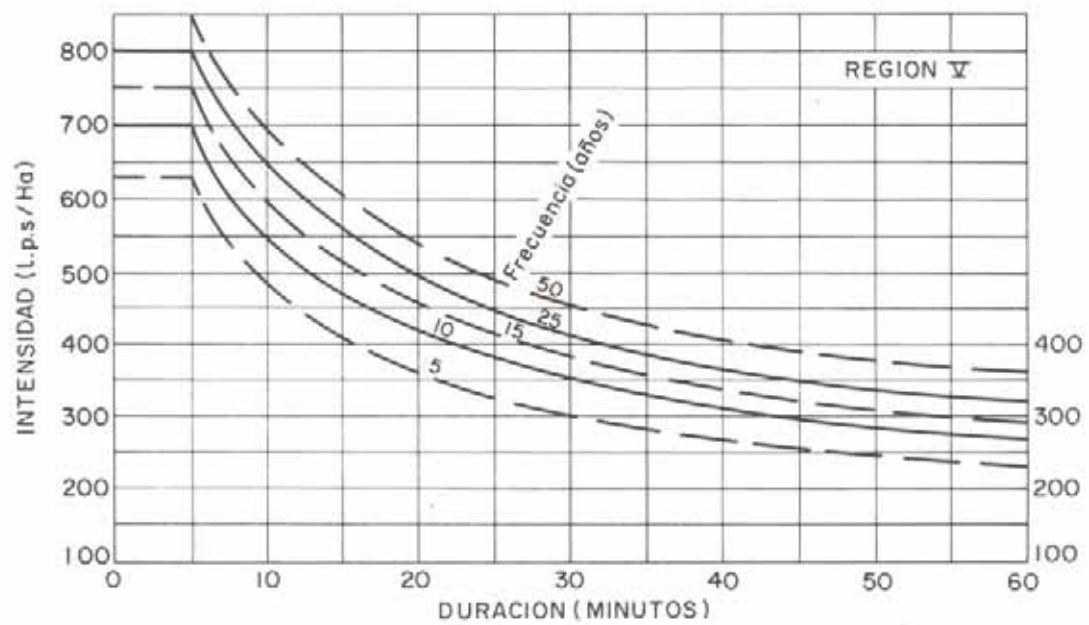


Fig. VII-12.

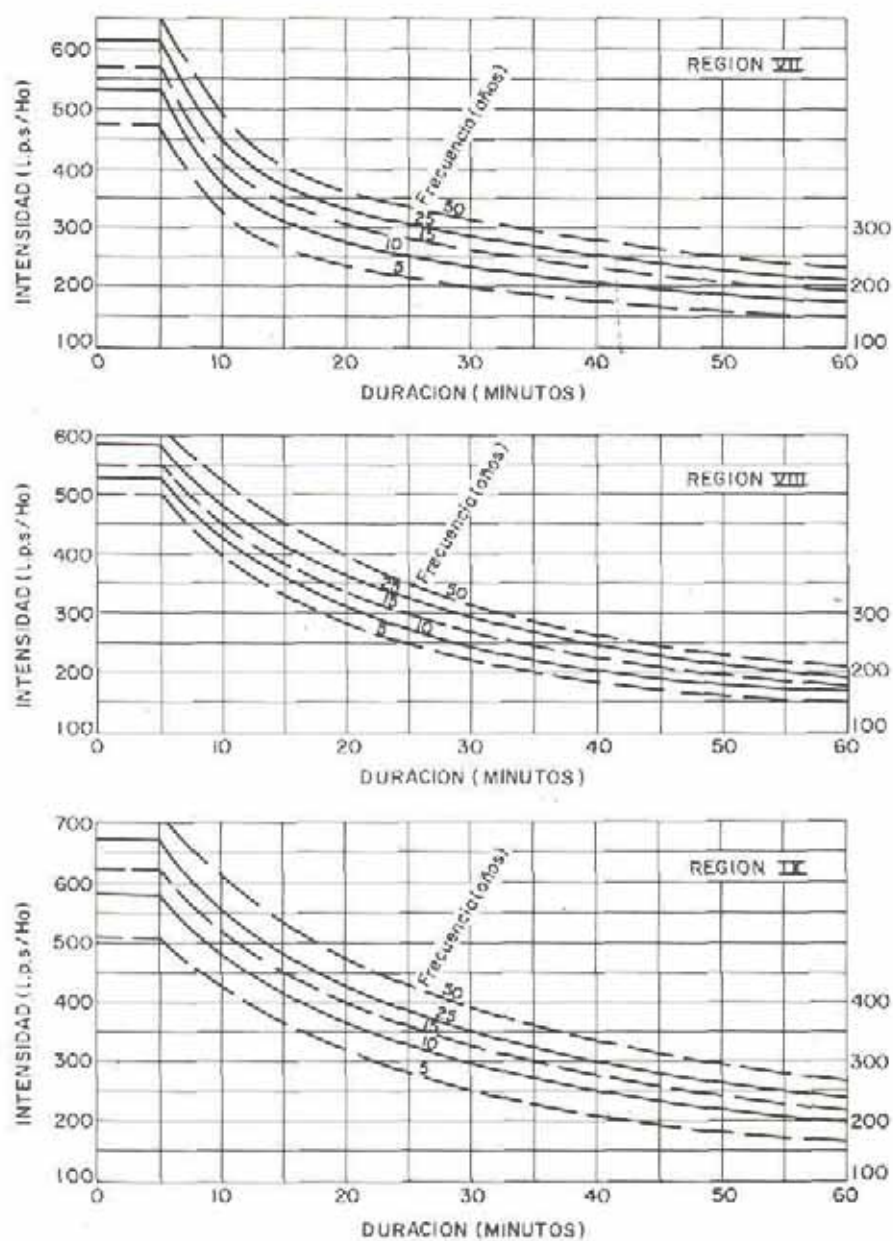


Fig. VII-13.

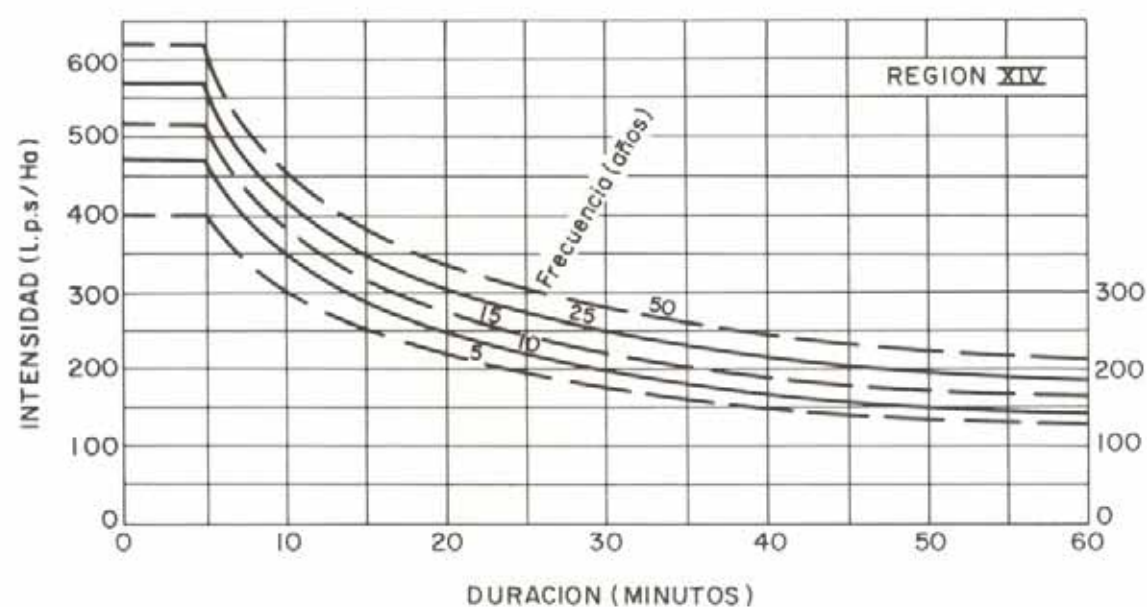
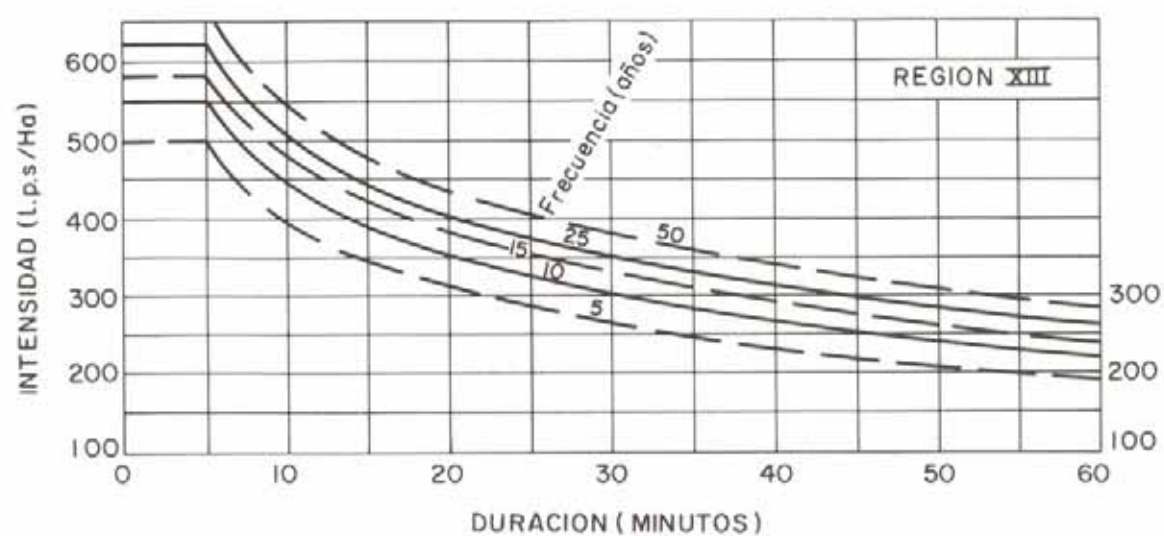
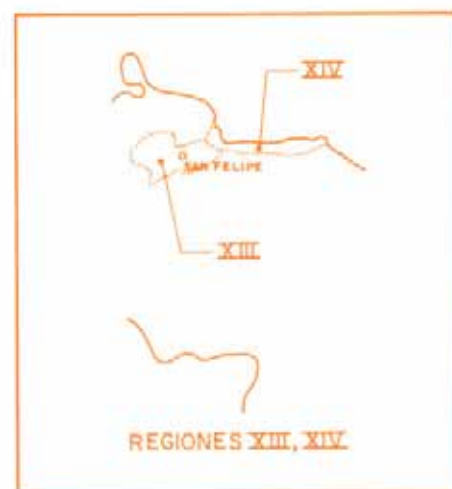


Fig. VII-15.

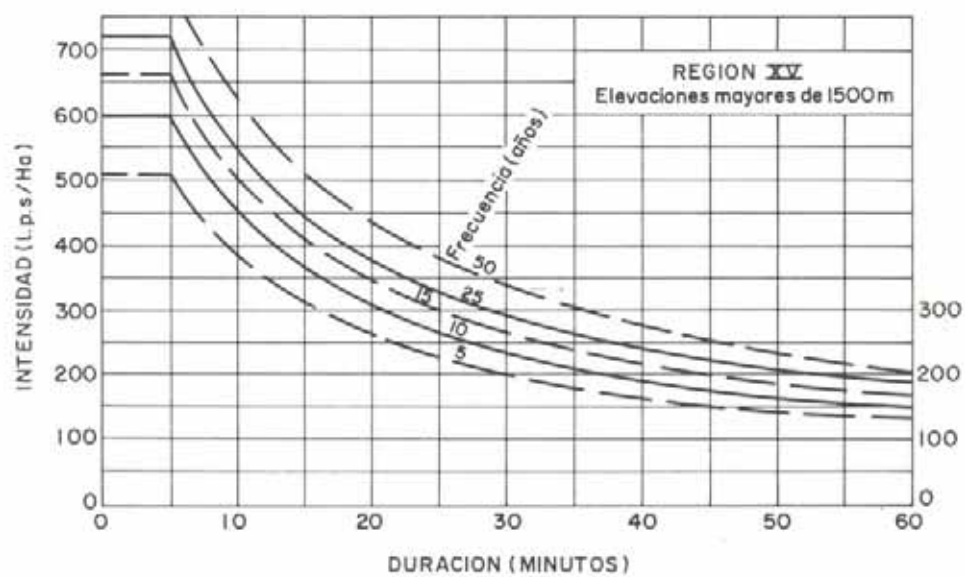
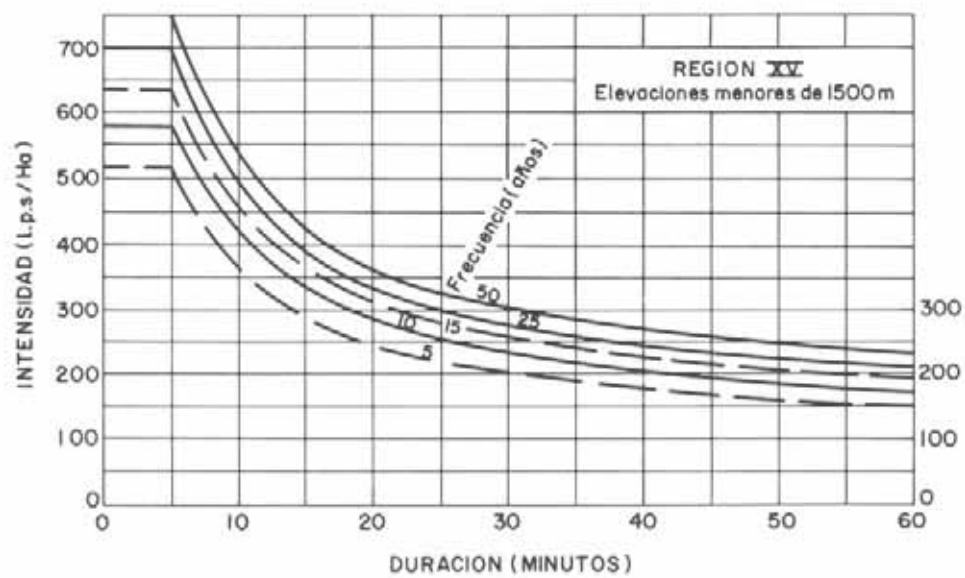


Fig. VII-16.

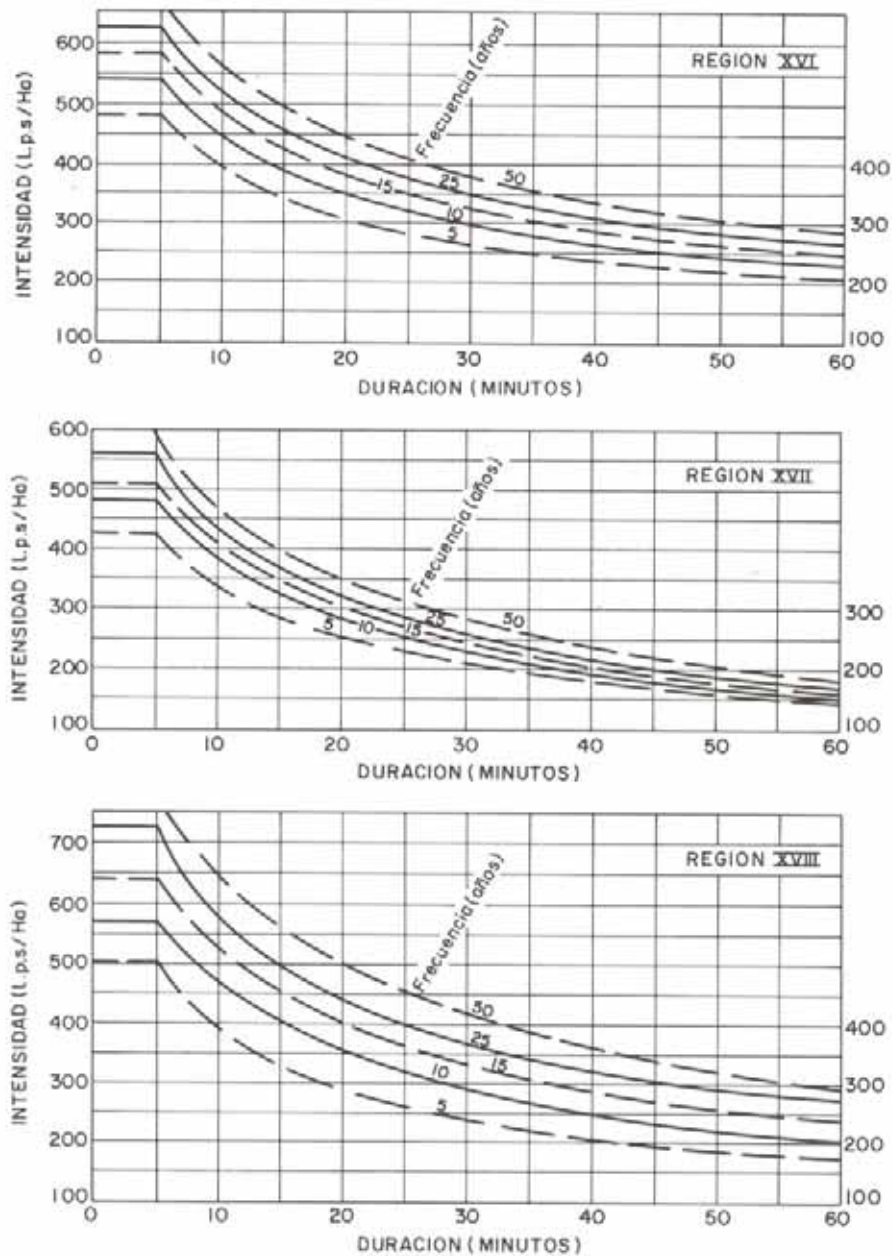
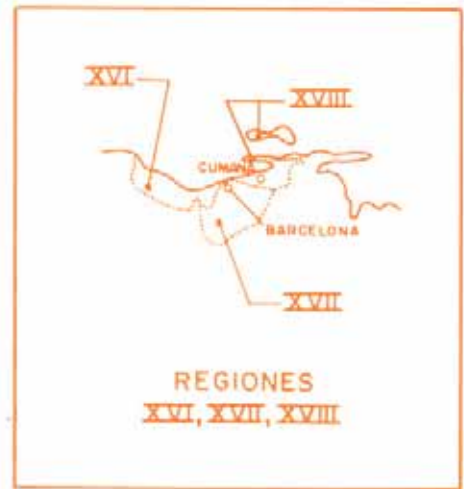


Fig. VII-17.

La determinación de las lluvias en cartas generalizadas como las publicadas por el M.O.P. debe hacerse con cierta reserva, debido a que condiciones locales pueden ocasionar diferencias en las características de las precipitaciones. Como quiera que las lluvias puntuales que se utilizan para elaborar estas cartas son estrictamente representativas de la ocurrencia de precipitación en el lugar de la estación medidora, los valores deducidos de las cartas sólo pueden ser aplicados a áreas que no excedan de 20 km² de superficie, a menos que se tenga conocimiento de la variación de la lluvia puntual en función de la superficie para una cuenca determinada. El gráfico de la figura VII-18 es un ejemplo de lo dicho para la zona central del norte de Venezuela.

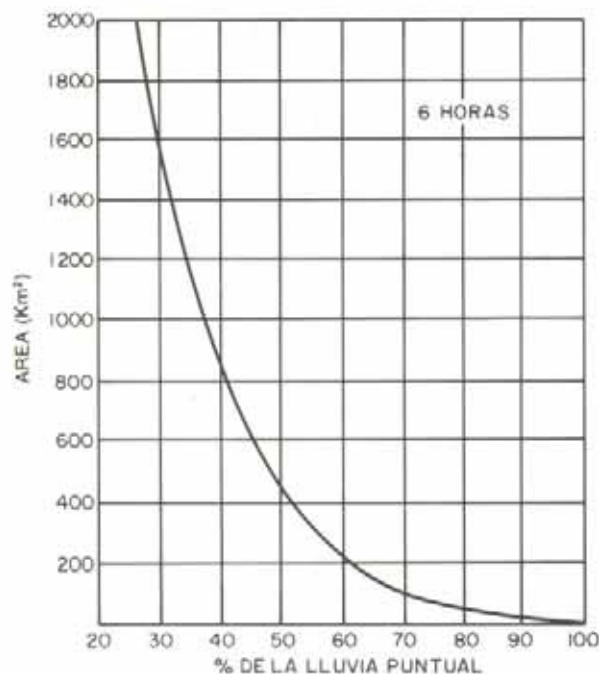


Fig. VII-18. Decrecimiento de la lluvia puntual por efecto del área en la zona central del norte de Venezuela.

INDICE DE LOS MAPAS DE PROFUNDIDAD-DURACION-FRECUENCIA DE LLUVIAS PUBLICADOS POR EL MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS DE VENEZUELA ¹⁴

Mapas de		Mapas de		Mapas de	
Años	Minutos	Años	Minutos	Años	Horas
2	5	2	60	2	3
5	5	5	60	5	3
10	5	10	60	10	3
15	5	15	60	15	3
25	5	25	60	25	3
		50	60	50	3
		100	60	100	3
2	10				
5	10				
10	10	2	90	2	6
15	10	5	90	5	6
25	10	10	90	10	6
		15	90	15	6
2	15	25	90	25	6
5	15	50	90	50	6
10	15	100	90	100	6
15	15				
25	15	Años	Horas	2	12
		2	2	5	12
2	30	5	2	10	12
5	30	10	2	15	12
10	30	15	2	25	12
15	30	25	2	50	12
25	30	50	2	100	12
		100	2		

7.2.3. ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL

El segundo de los acontecimientos del ciclo hidrológico que interesa destacar en los estudios de drenaje vial, es el comprendido entre el momento en que la lluvia cae sobre la tierra y el instante en que el agua de escurrimiento pasa por un determinado punto del cauce.

Esta parte del ciclo ha sido llamada *ciclo de escorrentia* y encuentra su representación en la figura VII-19 ⁶.

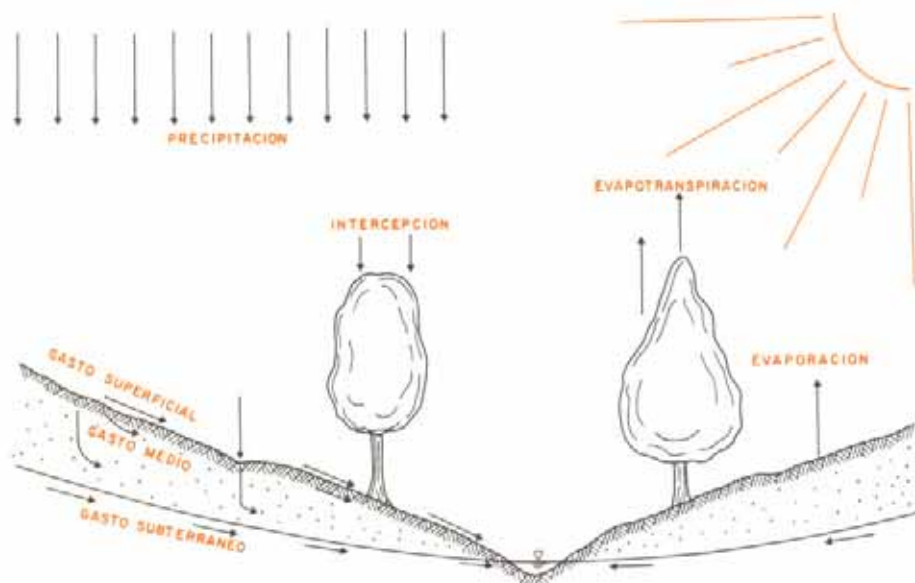


Fig. VII-19. Representación descriptiva del ciclo de escorrentia.

Como se observa en ella, de la lluvia que cae sobre la tierra parte se pierde por evaporación y transpiración, y la parte restante es interceptada por la vegetación o por el suelo. Esta última se puede infiltrar en el suelo o fluir sobre la superficie, formándose así los llamados *gasto subterráneo* y *gasto superficial* o *escurrimiento*, respectivamente.

Desde el punto de vista hidrológico, el escurrimiento en una cuenca puede considerarse como una consecuencia de este ciclo, y es influenciado por dos grupos de factores: los climáticos y los fisiográficos.

Los factores climáticos que influyen en el escurrimiento son, principalmente, las lluvias, las nevadas y la evapotranspiración, todos los cuales sufren cambios estacionales.

Los factores fisiográficos que contribuyen a fijar el escurrimiento pueden ser de dos tipos: características de la cuenca y características del canal por donde fluye el agua.

Las características de la cuenca incluyen: tamaño, forma y pendiente de las áreas de drenaje, permeabilidad y capacidad de los depósitos de aguas subterráneas, presencia de lagos y ciénagas, usos de la tierra, etc.

Las características del canal se refieren principalmente a su capacidad de almacenamiento y a las propiedades hidráulicas que gobiernan el movimiento y configuración de la corriente de agua.

En el diseño de drenajes de carretera cobran especial importancia las llamadas cuencas pequeñas.

Se define una *cuenca pequeña* como una cuenca muy sensible a las precipitaciones de alta intensidad y corta duración y a los usos de la tierra: el factor que determina su máximo escurrimiento es el flujo superficial.

Una *cuenca grande* no presenta las sensibilidades anteriores, ya que el efecto de almacenamiento es muy pronunciado: el factor que determina su máximo escurrimiento es el flujo en el canal.

En una cuenca grande, la capacidad de almacenamiento depende de muchos factores, entre ellos la pendiente del terreno, geología, área de la hoya, conformación del suelo y otros. Dicha capacidad tiene valores altos al comienzo de la lluvia y decrece rápidamente al irse llenando las pequeñas depresiones; continúa declinando a medida que prosigue la lluvia y se aproxima a cero para valores altos o prolongados de ésta.

Según la definición dada arriba para una cuenca pequeña, el tamaño de ésta podrá ir desde unas pocas hectáreas hasta mil o más. El límite superior depende de las condiciones en que las sensibilidades antes indicadas quedan perdidas debido al efecto de almacenamiento del canal.

Utilizando solamente el tamaño de la cuenca, es difícil distinguir una cuenca pequeña de una grande, ya que dos cuencas del mismo tamaño pueden comportarse diferentemente desde el punto de vista hidrológico¹⁶. Una puede tener prominentes características del efecto de almacenamiento, como la mayoría de las cuencas grandes, en tanto que la otra puede manifestar fuerte influencia del uso de la tierra, como la mayoría de las cuencas pequeñas.

7.2.3.1. Descarga de diseño

Al diseñar una estructura de drenaje, uno de los primeros pasos a dar consiste en estimar el volumen de agua que llegará a ella en un determinado instante. Dicho volumen de agua se llama *descarga de diseño*, y su determinación debe

realizarse con el mayor grado de precisión, a fin de poder fijar económicamente el tamaño de la estructura requerida y disponer del agua de escurrimiento sin que ocurran daños a la carretera.

Numerosos y diferentes métodos se han utilizado para determinar la descarga de diseño. Todos ellos están basados en uno de los siguientes criterios:

1. Registro de corrientes individuales y observación de estructuras existentes.
2. Uso de fórmulas, empíricas o semiempíricas, para determinar la máxima descarga.
3. Uso de fórmulas, empíricas o semiempíricas, para determinar directamente el área de desagüe requerida.
4. Aplicación de hidrogramas.

Los métodos basados en observaciones directas requieren levantamientos cuidadosos de la cuenca de drenaje y de las características de la corriente, así como análisis hidrológicos y estudios hidráulicos precisos. Estos métodos se encuentran extensamente descritos en la literatura^{17, 18}.

La utilización de fórmulas, ya sea que den la descarga de diseño o directamente la abertura, puede resultar atractiva por su simplicidad; sin embargo, la ignorancia de las circunstancias que condicionaron su desarrollo puede conducir a graves errores. Cada una de las innumerables fórmulas que se emplean^{19, 20} tiene su propósito particular y ninguna es de aplicación general.

7.2.3.2. Fórmula racional

Entre las fórmulas que dan la descarga de diseño, en la actualidad se destaca, por ser la de uso más extendido, la llamada fórmula racional.

La *fórmula racional* fue desarrollada originalmente para estimar el escurrimiento en áreas urbanas. El uso de esta fórmula se remonta a 1889, cuando Emil Kuichling la menciona por primera vez²¹.

La fórmula racional expresa que la descarga es igual a un porcentaje de la precipitación multiplicado por el área de la cuenca. La duración mínima de la lluvia seleccionada deberá ser el tiempo necesario, en minutos, para que una gota de agua llegue a la estructura de drenaje desde el punto más alejado de la cuenca. Ese tiempo se llama *tiempo de concentración*.

Así, puede escribirse

$$Q = CIA$$

donde

Q = descarga, en litros por segundo,

C = coeficiente de escurrimiento,

I = intensidad de la precipitación correspondiente al tiempo, de concentración, en litros por segundo por hectárea,

A = área de la cuenca, en hectáreas.

La fórmula racional está basada en ciertas hipótesis; según Krimgold ²² éstas son:

1. El escurrimiento resultante de cualquier intensidad de lluvia es un máximo cuando esa intensidad de lluvia dura, al menos, tanto como el tiempo de concentración.
2. El escurrimiento resultante de una intensidad de lluvia, con duración igual o mayor que el tiempo de concentración, es una fracción de la precipitación.
3. La frecuencia de la máxima descarga es la misma que la de la intensidad de lluvia para el tiempo de concentración dado.
4. La relación entre máxima descarga y tamaño del área de drenaje es la misma que la relación entre duración e intensidad de precipitación.
5. El coeficiente de escorrentía es el mismo para lluvias de diversas frecuencias.
6. El coeficiente de escorrentía es el mismo para todas las lluvias en una cuenca dada.

El método racional no toma en cuenta el efecto de almacenamiento de la cuenca, pues supone que la descarga es igual a la precipitación pluvial menos toda la retención de la cuenca. Tampoco considera variaciones de intensidad de lluvia en el área durante todo el tiempo de concentración. Estas suposiciones hacen particularmente susceptible de errores los cálculos, cuando el tamaño del área de drenaje es grande. Con valores correctos de precipitación pluvial y para un coeficiente de escurrimiento dado, la fórmula racional siempre sobrestima el escurrimiento, con errores apreciables al aumentar el tamaño de la cuenca. Por consiguiente, ésta fórmula sólo es confiable en cuencas pequeñas, generalmente de menos de 500 hectáreas.

La aplicación de la fórmula racional requiere el conocimiento de un coeficiente de escorrentía, del tiempo de concentración, de la intensidad de la lluvia correspondiente y del área de la cuenca a drenar.

El valor del coeficiente de escorrentía depende de las características que rigen la cantidad y velocidad del escurrimiento en la cuenca. Valores comúnmente recomendados son los siguientes:

TABLA VII-4. VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTIA ⁹⁵

TIPO DE SUPERFICIE	VALOR DE C
Superficie impermeable de techos	0,75 a 0,95
Pavimentos asfálticos	0,80 a 0,95
Pavimentos de hormigón	0,70 a 0,90
Pavimentos de piedra o ladrillo	0,35 a 0,70
Suelos impermeables*	0,40 a 0,65
Suelos impermeables con césped*	0,30 a 0,55
Suelos ligeramente permeables*	0,15 a 0,40
Suelos ligeramente permeables con césped	0,10 a 0,30
Suelos moderadamente permeables* ...	0,05 a 0,20
Suelos moderadamente permeables con césped*	0 a 0,10

* Para pendientes de 1 a 2 por ciento.

Otros valores usados son los recomendados por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles ²³, aplicables a lu-

vias de 5 a 10 años de frecuencia. Algunos de estos valores son:

TABLA VII-5. VALORES DE COEFICIENTE DE ESCORRENTIA ²³

TIPO DE SUPERFICIE	VALOR DE C
Suelos arenosos, planos, pendientes 2 %	0,05 a 0,10
Suelos arenosos, promedios, 2-7 %	0,10 a 0,15
Suelos arenosos, inclinados, 7 %	0,15 a 0,20
Suelos arcillosos, planos, 2 %	0,13 a 0,17
Suelos arcillosos, promedios, 2-7 %	0,18 a 0,22
Suelos arcillosos, inclinados, 7 %	0,25 a 0,35

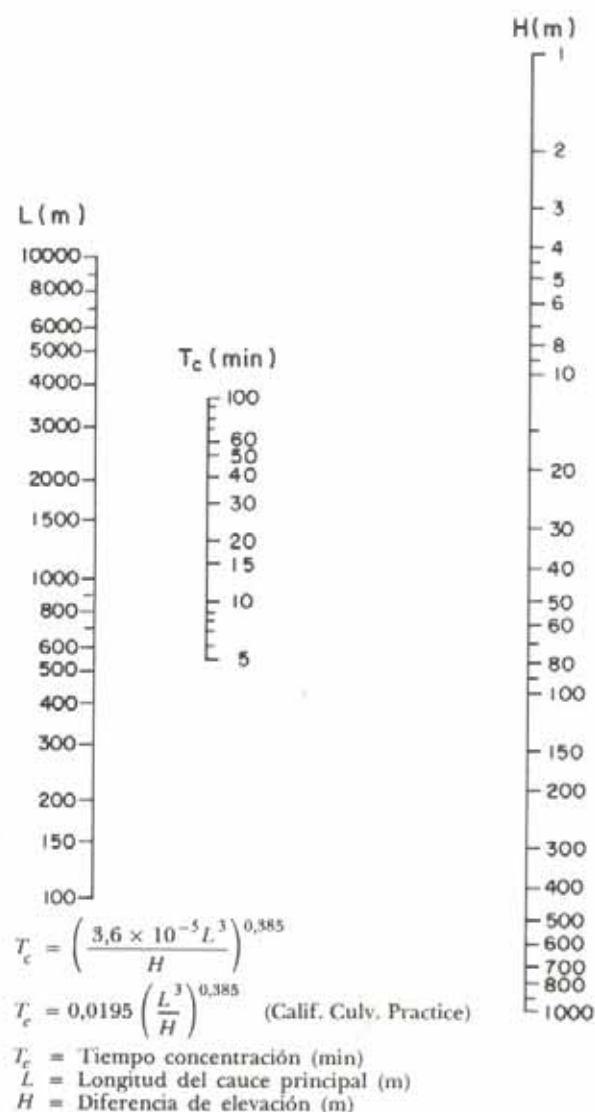


Fig. VII-20. Nomograma para la determinación del tiempo de concentración.

El Manual de Drenaje del Ministerio de Obras Públicas ¹⁵ publica la tabla que se reproduce en la página siguiente, en la que el coeficiente de escorrentía se selecciona de acuerdo a la cobertura vegetal, el tipo de suelo y la pendiente del terreno.

TABLA VII-6. VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTIA PARA ZONAS RURALES ¹⁵

COEFICIENTE DE ESCORRENTIA C						
Cobertura vegetal	Tipo de suelo	Pendiente del terreno				
		Pronunciada	Alta	Media	Suave	Despreciable
		50 %	20 %	5 %	1 %	
Sin vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
Cultivos	Impermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
Pastos	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
Vegetación ligera	Semipermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
Hierba, grama	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
Bosques	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
Vegetación densa	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

Nota. Para zonas que se espera puedan ser quemadas se deben aumentar los coeficientes así:

Cultivos: multiplicar por 1,10.

Hierba, pastos y vegetación ligera, bosques y vegetación densa: multiplicar por 1,30.

Cuando el tipo de superficie que cubre el área es muy variado, el valor de C a utilizarse debe ser un valor ponderado. Para determinarlo, se sigue el siguiente procedimiento:

1. Se divide la cuenca en áreas de suelo, vegetación y condiciones topográficas semejantes y se miden separadamente las áreas (valores a).
2. Se seleccionan valores apropiados de C para cada condición y se ponderan así

$$C_{\text{pond}} = \frac{\sum C \cdot a}{\sum a}$$

Una de las hipótesis básicas de la fórmula racional es la de suponer que la lluvia será de suficiente duración, para permitir la llegada simultánea del agua que cae sobre toda la superficie de la cuenca a la boca de la estructura de drenaje. Ese tiempo se ha denominado tiempo de concentración y es el requerido para que el agua que cae en el punto más alejado de la cuenca llegue al punto de salida ²⁴.

Si la lluvia es de mayor duración que el tiempo de concentración, t_c , el escurrimiento será menor que el calculado para dicho tiempo, debido a que la intensidad de esta lluvia será menor que la de duración t_c . Si la lluvia que cae es de menor duración que t_c , también la descarga será menor, debido a que no toda la cuenca contribuye simultáneamente al escurrimiento.

Numerosas fórmulas empíricas han sido propuestas para la determinación del tiempo de concentración. Entre ellas, en Venezuela se utilizan, ya sea una adaptación de la fórmula de Kirpich ²⁵ como la solución gráfica del Manual de Drenajes del M.O.P., figura VII-20, o la llamada fórmula del río Gúaire, que expresa

$$t_c = 0,355 \left(\frac{A}{\sqrt{S}} \right)^{0,595}$$

donde

A = área de la cuenca en kilómetros cuadrados,
 S = pendiente en m/km.

Los valores de intensidad de la lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración y el período de retorno establecido, pueden obtenerse de los atlas de intensidad-duración-frecuencia.

La fórmula racional requiere también la determinación del área de la cuenca de drenaje. Esta puede obtenerse de planos topográficos, de fotografías aéreas o mediante levantamientos de campo.

Cuando se dispone de planos topográficos, la cuenca que alimenta una corriente queda limitada por las líneas divisorias, que son líneas dibujadas alrededor de los bordes que rodean la depresión, como se indica en la figura VII-21; la medición del área contribuyente se hace con planímetro.

Las fotografías aéreas constituyen, como en todo trabajo de carretera, una ayuda valiosísima. Además de permitir señalar sobre ellas las cuencas, sirven para estudiar las condiciones superficiales que gobiernan las fases del ciclo hidrológico. El escurrimiento, almacenamiento e infiltración del

agua, así como la forma y tamaño de los canales también puede interpretarse en las fotos.

Cuando el estudio de las cuencas se realiza directamente en el campo, éste puede efectuarse rápidamente midiendo rumbos y distancias. Además de la topografía general, durante el trabajo se obtiene información acerca de los usos de la tierra, secciones de los canales, perfiles de la corriente, existencia de estructuras de drenaje, etc.

7.2.3.3. Método del Hidrograma

Cuando la extensión de la hoya drenada es tal que el efecto de almacenamiento es muy pronunciado, la fórmula racional no es aplicable. En este caso se hace necesario utilizar métodos que tomen en cuenta el referido efecto, siendo uno de ellos el método del hidrograma sintético y de la curva S, el cual permite obtener el hidrograma de escurrimiento de una cuenca para una lluvia de cierta duración e intensidad constante, basándose en las características físicas de la hoya.

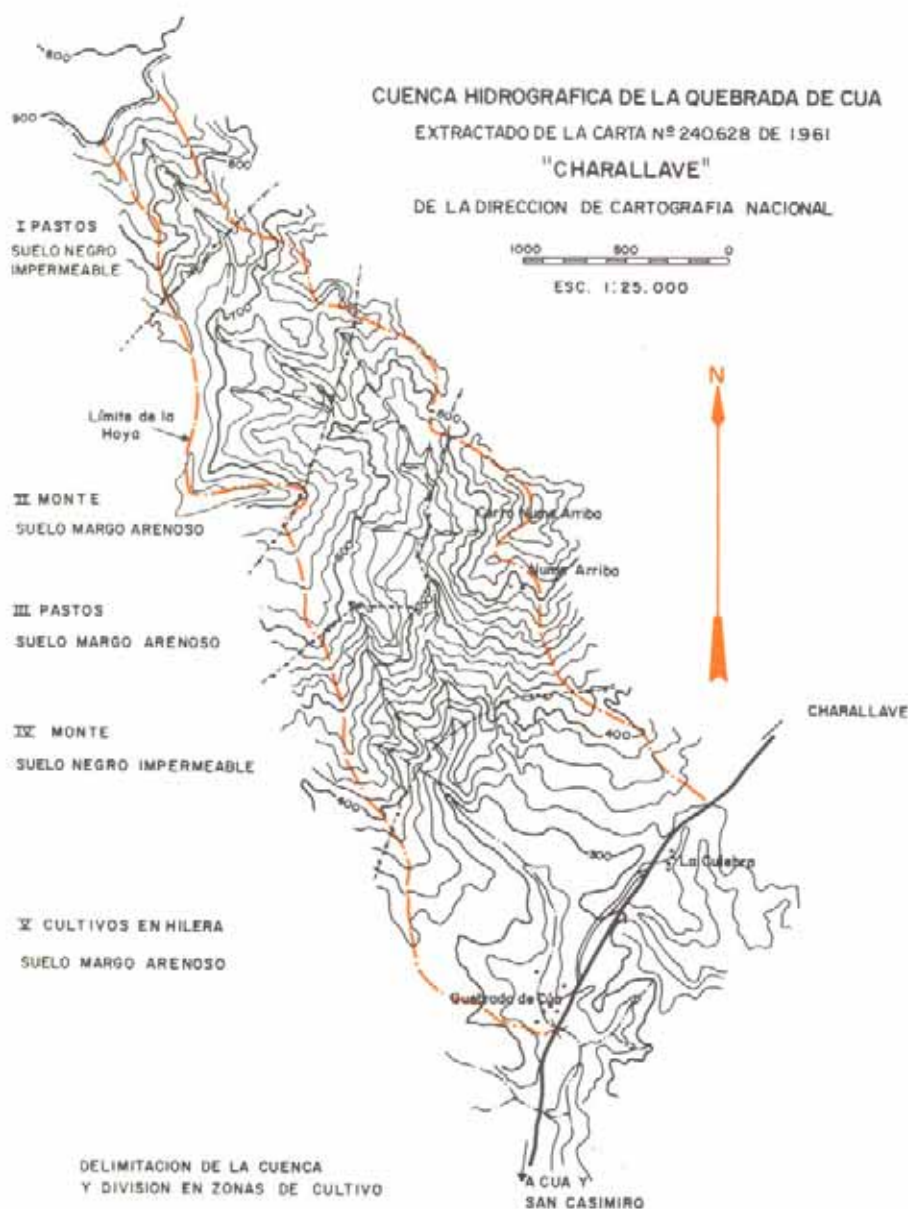


Fig. VII-21.
Cuenca hidrográfica
de la quebrada
de Cua, Venezuela.

7.2.3.3.1. Propiedades del Hidrograma

Sin entrar en todos los detalles y propiedades del hidrograma, tema propio de los textos de hidrología^{1-2,4}, conviene hacer el recuento que conduce a la obtención del hidrograma sintético de una cuenca.

Debe recordarse que se define como *hidrograma* a un gráfico que correlaciona la altura de lluvia o el caudal contra el tiempo. Un ejemplo muy simple aclara el concepto:

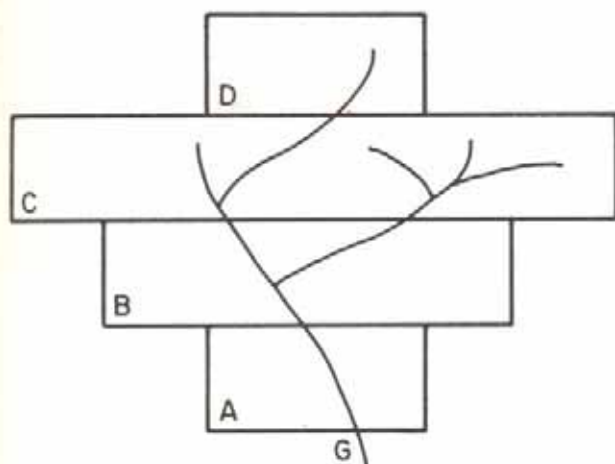


Fig. VII-22.

La hoya representada en la figura VII-22 ha sido dividida arbitrariamente en cuatro secciones (A, B, C y D). Las áreas correspondientes y los tiempos de llegada de la escurrentía a una estación medidora colocada en G fueron determinados y son los siguientes:

	SUBSECCION			
	A	B	C	D
Area (ha)	1	2	3	1
Tiempo en llegar a G (horas)	1	2	3	4

Considerando que la intensidad de la precipitación es de 1 cm/hora, que cubre la cuenca uniformemente y que cae durante 5 horas continuas, al final de la primera hora la altura de agua sobre la cuenca es de 7 cm · ha, la cual, si no hay infiltración, se transforma totalmente en escurrimiento superficial.

Al final de la primera hora, a G habrá llegado sólo la lluvia caída sobre la subsección A; el resto del agua caída en la cuenca estará fluyendo hacia los canales o en tránsito por éstos hacia G. Los 2 cm · ha caídos sobre B no llegarán a G hasta transcurridas 2 horas y los 3 cm · ha caídos sobre C tardarán 3 horas en llegar a G.

Este proceso se indica en el siguiente diagrama

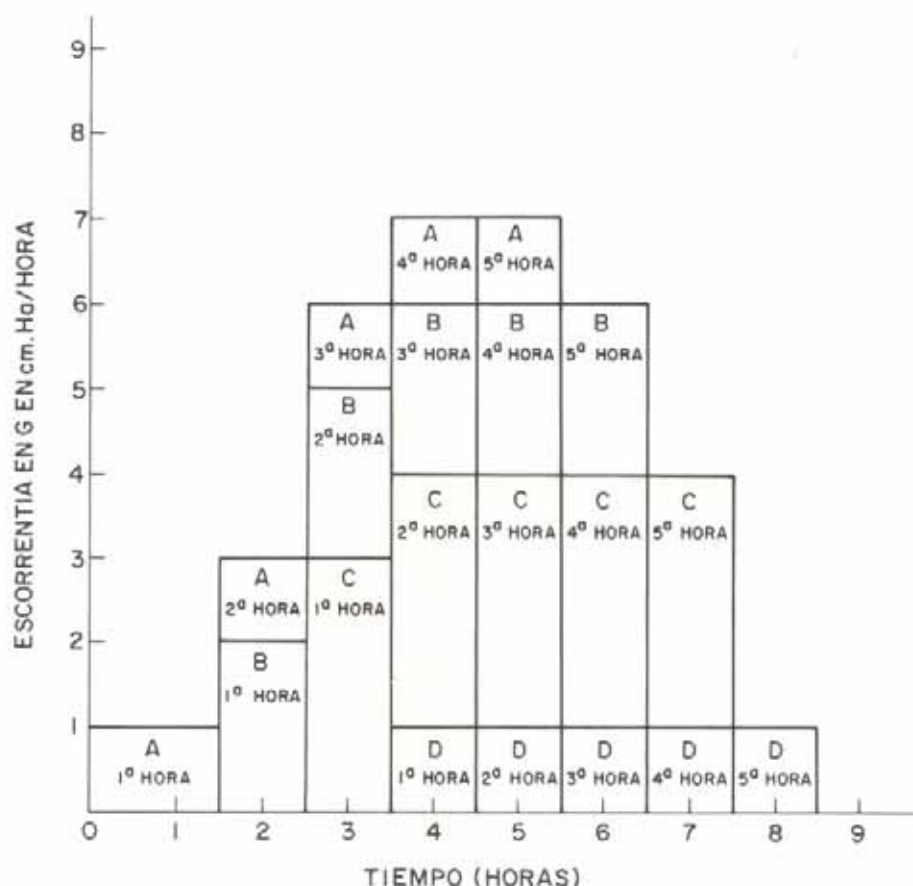


Fig. VII-23.

Este diagrama, que es el hidrograma de la cuenca en estudio, permite destacar algunas propiedades del mismo:

- 1.º La duración de la precipitación no es la misma que la del hidrograma. Aquélla duró cinco horas, en tanto que el escurrimiento, ocho.
- 2.º La máxima descarga se produce cuando todas las subáreas están contribuyendo al gasto que pasa por G. En el caso del ejemplo, el tiempo requerido para que todas las porciones de la cuenca contribuyan al gasto fue cuatro horas. Si la lluvia hubiera sido de menor duración, no todas las subáreas hubieran contribuido al gasto y éste hubiera sido menor.
- 3.º En el ejemplo presentado, el diagrama sólo representa un hidrograma esquemático, ya que, en realidad, no todas las partes de cada subárea empiezan a contribuir al hidrograma en el mismo instante.

Si se dividiera el área de la cuenca en un número grande de subáreas, se obtendría un hidrograma más representativo de la realidad, llegándose a una curva continua, similar a la de la figura VII-24.

- 4.º El hidrograma consta de una rama ascendente, un máximo o cresta y una rama descendente o de recesión.

La forma de la rama ascendente está principalmente influenciada por el carácter de la tormenta que originó la precipitación. El punto de inflexión indica el momento en que cesa la afluencia superficial al sistema de cauces. La rama descendente representa el descenso del agua de su almacenamiento dentro de la cuenca, siendo independiente de las características de la tormenta que originó el escurrimiento.

Como ya se hizo notar al describir el ciclo hidrológico, parte del agua que cae sobre la superficie corre sobre el

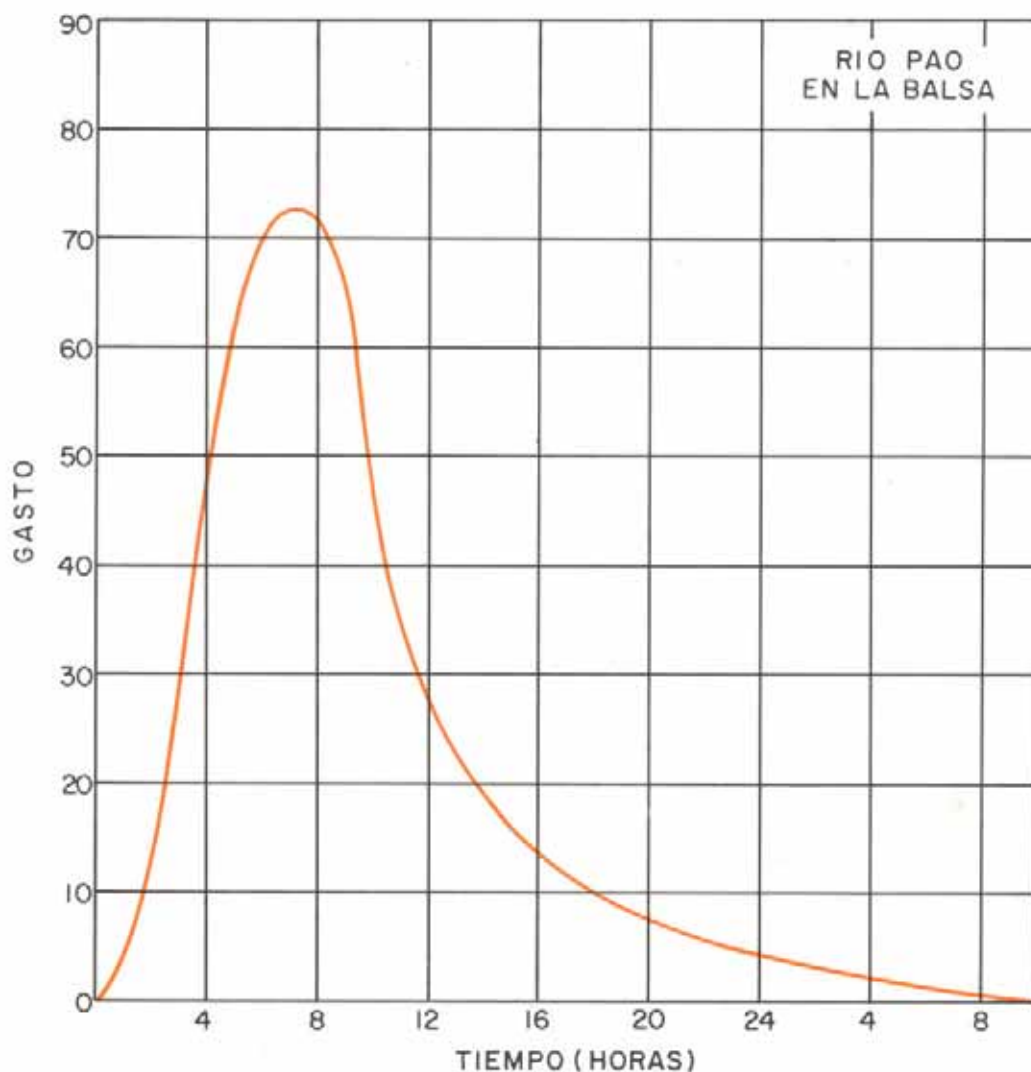


Fig. VII-24. Hidrograma unitario elaborado para el río Pao, Venezuela.

terreno como escorrentía superficial y parte se infiltra fluyendo bajo la superficie hasta el cauce. Este doble escurrimiento obliga a dividir el flujo total representado por el hidrograma en dos componentes: el *escurrimiento efectivo o directo*, constituido por el escurrimiento superficial, y el *flujo base*, consistente del escurrimiento subterráneo. Los métodos de análisis o separación del hidrograma son relativamente arbitrarios, encontrándose un buen tratamiento de ellos en la Referencia 4.

7.2.3.3.2. Hidrogramas de Escorrentía

En los proyectos de obras de drenaje se necesita disponer de una estimación de los caudales máximos probables que llegarán a las distintas estructuras.

Los primeros intentos para estimar estos caudales condujeron a numerosas fórmulas empíricas, una de las cuales, la fórmula racional, ha tenido amplia aceptación para hoyas pequeñas.

En las hoyas grandes, cuando se cuenta con registros adecuados de caudales en el cauce del curso de agua donde se va a colocar el drenaje, la utilización del método de análisis de frecuencia es recomendable.

Ahora bien, como quiera que el número de corrientes de agua en las que se dispone de registros es pequeño en comparación con el número de ellas, muchas veces es necesario recurrir a otros métodos que permiten sintetizar el *hidrograma de escorrentía*.

En 1932 Sherman²⁶ introdujo el concepto de *hidrograma unitario*, siendo éste el elemento básico para estimar la forma del hidrograma de escorrentía.

El hidrograma unitario se define como el hidrograma de la unidad de escorrentía directa de una lluvia de duración dada. En los países que usan el sistema métrico, la unidad de escorrentía empleada es un milímetro; en los del sistema inglés, se usa una pulgada.

Es evidente que si la duración de la lluvia varía, la forma del hidrograma total, y por lo tanto, la del unitario, variarán. Por esta razón, cuando se habla del hidrograma unitario se hace necesario especificar la duración de la lluvia efectiva correspondiente.

La influencia de la duración de la lluvia en la forma del hidrograma puede apreciarse considerando una cuenca ideal de forma rectangular, como la de la figura VII-25, con la salida de agua en el punto E.

Subdividiendo la hoya en cuatro subhoyas y suponiendo que el tiempo de viaje a través de cada una de ellas es de una hora, despreciando el efecto de almacenaje, los hidrogramas de salida en E, para distintas duraciones de lluvia, se formarán de la siguiente manera:

Para una lluvia efectiva de una hora de duración, el agua caída en la subcuenca «1» empezará a llegar a la salida al comenzar a llover, aumentando hasta que contribuya toda el área.

En este momento, una hora después del comienzo, la lluvia efectiva cesará, por lo que el hidrograma comenzará a descender hasta llegar a cero. El hidrograma tiene la forma de un triángulo, si se desprecia el efecto de almacenaje.

La segunda cuenca originará otro triángulo, desplazado una hora con respecto al anterior, y así sucesivamente. El hidrograma total de la lluvia de una hora de duración será la suma de todos estos triángulos.

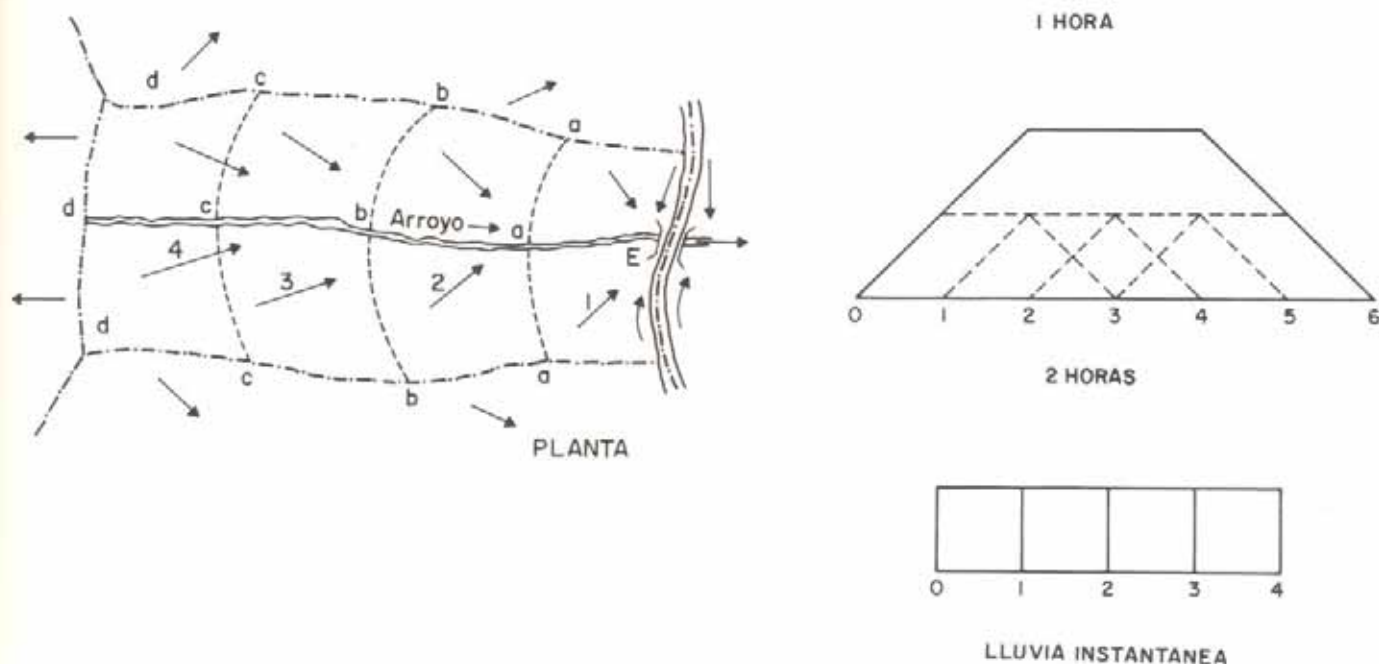


Fig. VII-25. Influencia de la duración de la lluvia en la forma del hidrograma.

Si la lluvia durara dos horas, el hidrograma de las subcuencas sería un trapecio que sube en una hora, se mantiene horizontal por otra y desciende en una tercera, si se desprecia el almacenaje.

Finalmente, si se considera una lluvia efectiva instantánea, el hidrograma de las cuencas se transforma en rectángulos de base una hora, siempre sin tomar en cuenta el almacenaje.

En los tres casos anteriores, los hidrogramas resultantes son solamente ilustrativos y no concuerdan exactamente con los verdaderos, por no haberse tomado en cuenta el efecto de almacenaje.

Según Linsley ⁴, si una pequeña área impermeable está sometida a lluvias de intensidad constante, el hidrograma de escorrentía resultante se parecerá mucho al de la figura VII-27.

Como el agua no puede escurrir sobre la superficie sin haber alcanzado antes cierta altura, parte de la lluvia, al comienzo de la misma, queda en almacenamiento temporal o detención superficial. En un momento dado, la cantidad de agua de dicho almacenamiento es igual a la diferencia

entre la afluencia al área (lluvia) y la efluencia total del área. Cuando se alcanza el equilibrio, el valor instantáneo de efluencia es igual al de afluencia (punto C) y el volumen de detención es ABC. Cuando la lluvia termina (punto D), no hay más afluencia para sostener la detención.

Los hidrogramas unitarios se pueden deducir solamente cuando se dispone de registros de lluvia convenientemente ubicados. Por lo tanto, para cuencas no medidas, como son la mayoría de las que se encuentran en los proyectos de drenaje de carreteras, es necesario disponer de otros métodos que relacionen las características físicas de las cuencas y los hidrogramas correspondientes.

Entre los métodos que se han utilizado para estos casos se pueden citar:

- las fórmulas que relacionan los hidrogramas con las características de la cuenca ²⁷,
- la transposición de los hidrogramas unitarios de una cuenca a otra ²⁸,
- los cálculos de almacenamiento por iteración o tránsito de la avenida.

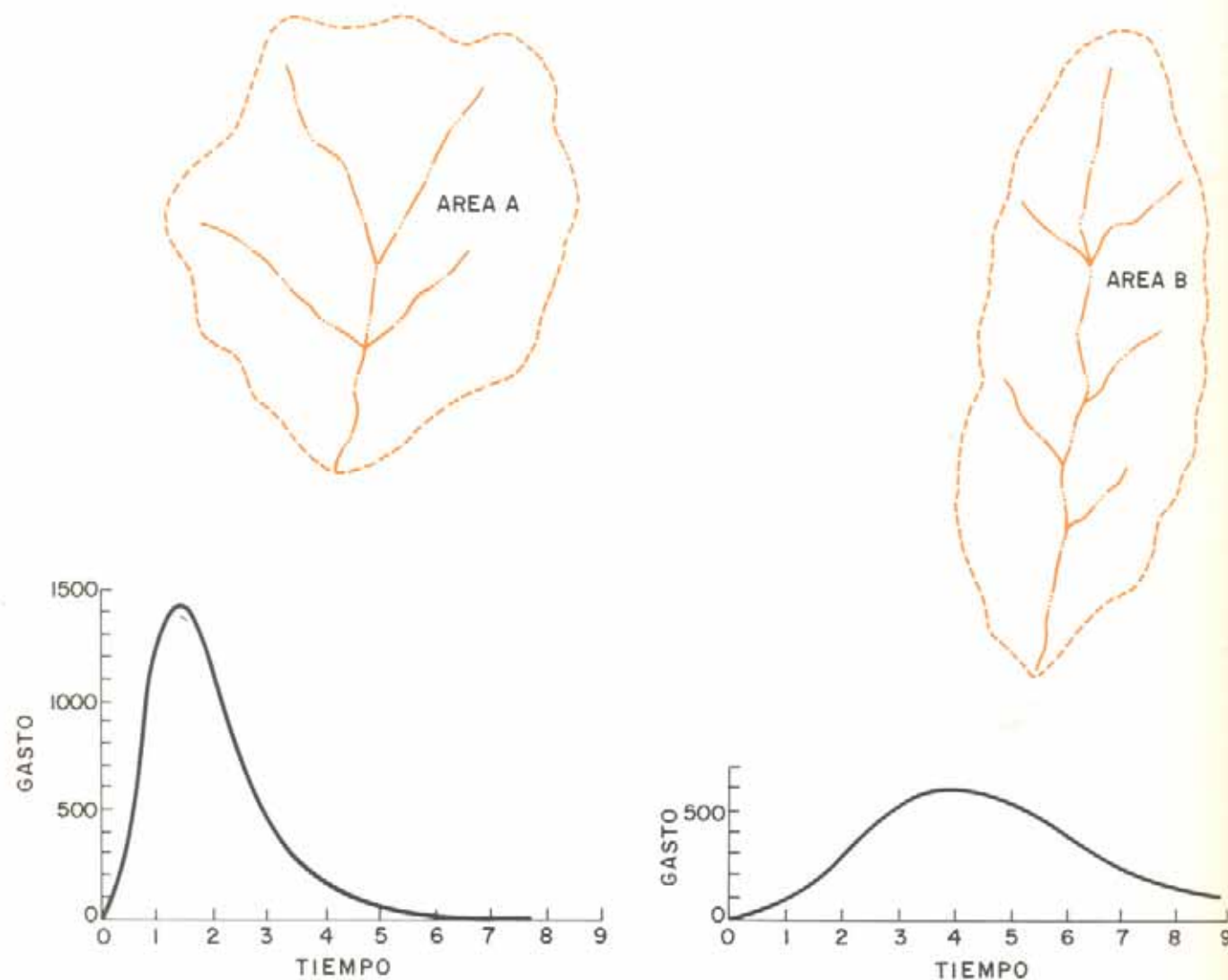


Fig. VII-26. Influencia de la forma de la hoya en la forma del hidrograma.

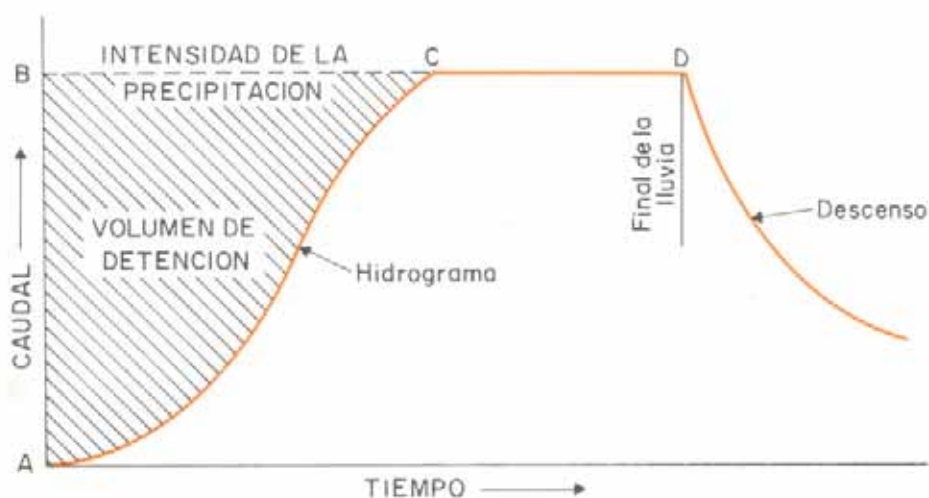


Fig. VII-27. Hidrograma para una lluvia de intensidad constante.

Como quiera que el método de iteración conduce al hidrograma de Clark, el cual permite obtener hidrogramas unitarios sintéticos, a continuación se estudian las bases de este método.

El *método de iteración* es un proceso analítico que permite determinar la forma del hidrograma en un punto determinado de un cauce, a partir de una creciente medida o supuesta en otro punto.

La base de este método consiste en suponer que las características de almacenamiento de una hoya pueden ser representadas por un canal y un embalse en serie. El hidrograma de salida se calcula efectuando el tránsito de los volúmenes de entrada a través del sistema canal-embalse, lo cual se realiza aplicando la ecuación de almacenamiento o de continuidad de flujo. Esta ecuación establece que el caudal entrante en un embalse en un incremento de tiempo menos el caudal saliente en ese mismo tiempo debe ser igual al cambio de volumen del agua almacenada. Así puede escribirse:

$$I\Delta t - O\Delta t = \Delta S$$

donde I representa el caudal entrante o gasto afluente, el

cual se determina midiendo o sintetizando la creciente, y O es el caudal saliente o gasto efluente, que debe calcularse.

El método de iteración permite resolver esta ecuación. Para ello se supone que la media de los caudales, al principio y al fin de un corto período de tiempo t , es igual al caudal medio durante el período, es decir,

$$\frac{I_1 + I_2}{2} t - \frac{O_1 + O_2}{2} t = S_2 - S_1$$

donde se supone que I_1 , I_2 , O_1 y S_1 son conocidos y hay que determinar O_2 y S_2 . Como en la ecuación hay dos incógnitas, se necesita una segunda relación entre almacenamiento y caudal para obtener una solución.

La iteración en cauces naturales de ríos es complicada, por el hecho de que el almacenamiento no es función de la efluencia solamente. En un cauce, la superficie del agua no siempre es paralela al fondo; durante los niveles de creciente, la superficie del agua cae más rápidamente que el fondo, en tanto que lo contrario sucede durante los niveles decrecientes, lo que indica que, para una efluencia dada, el almacenamiento es mayor durante los niveles crecientes que durante los decrecientes.

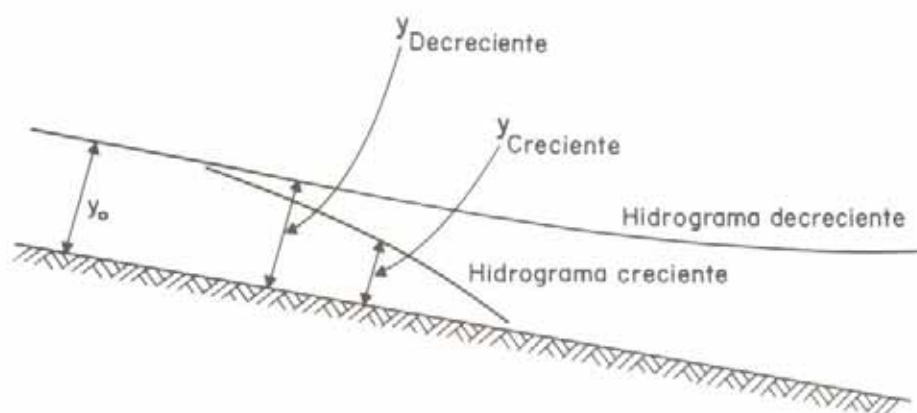


Fig. VII-28. Perfiles de la superficie de agua para niveles crecientes y decrecientes.

Para simplificar el proceso de iteración se recurre a la hipótesis de que el cauce es un embalse donde la descarga es función de la altura de la superficie del agua. El caudal saliente y el almacenamiento están relacionados entonces mediante una serie infinita de la forma

$$O = \alpha S^n - \sum_{m=1}^{\infty} \left(X^m \frac{d^m S}{dt^m} \right)$$

donde α , X y n son constantes desconocidas al comienzo.

Considerando solamente los dos primeros términos del desarrollo de la serie, se puede escribir

$$O = \alpha S^n - X \left(\frac{dS}{dt} \right)$$

Resolviendo para ds/dt y sustituyendo en la ecuación de la continuidad, $I - O = ds/dt$, se obtiene,

$$S = \left(\frac{1}{\alpha} \right)^{1/n} \left[XI + O(1 - X) \right]^{1/n}$$

y, haciendo

$$(1/\alpha)^{1/n} = k \quad \text{y} \quad n = 1$$

$$S = k [XI + O(1 - X)]$$

que es la llamada *ecuación de iteración de Muskingum* y que proporciona la segunda relación buscada.

Sustituyendo esta expresión en la ecuación de iteración, se obtiene

$$O_2 = C_o I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1$$

donde

$$C_o = \frac{0,5 t_d - kX}{k(1-X) + 0,5 t_{ci}}$$

$$C_1 = \frac{0,5 t_d + kX}{k(1-X) + 0,5 t_{ci}}$$

$$C_2 = \frac{k(1-X) - 0,5 t_{ci}}{k(1-X) + 0,5 t_{ci}}$$

y de cuya combinación se obtiene

$$C_o + C_1 + C_2 = 1$$

En definitiva, la operación de iteración se reduce ahora a resolver la ecuación

$$O_2 = C_o I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1$$

para lo que es necesario calcular previamente C_o , C_1 y C_2 , lo cual puede hacerse si se han establecido los valores de k , X y t_{ci} .

La constante k , llamada constante de almacenamiento o tiempo de retardo, T_r , es la relación entre el almacenamiento y el caudal, y tiene la dimensión del tiempo. La

constante X expresa la importancia relativa de la afluencia y de la efluencia en la determinación del almacenamiento; t_d es el tiempo de iteración, o tiempo de concentración en el intervalo, en las mismas unidades de tiempo que k .

La cuantificación de k y de X , si se dispone de datos de crecientes anteriores, se obtiene trazando la curva que correlaciona S con la función $XI + O(1 - X)$ en la ecuación de Muskingum, para varios valores de X . El mejor valor de X es aquél con el que la curva obtenida se acerque más a una línea recta.

Las curvas de las figuras VII-29 y VII-30, tomadas de la publicación «Hidrogramas Unitarios de Ríos de Venezuela»²⁹, pueden aplicarse en Venezuela para determinar la constante k en los lugares donde se carezca de la información completa que permita determinarla con exactitud.

7.2.3.3.3. Método de Clark para la obtención de Hidrogramas Unitarios Sintéticos

Como se ha visto, las expresiones para calcular C_o , C_1 y C_2 permiten resolver el problema de iteración en un río cualquiera, conocidos k y X .

Según Clark³⁰, el hidrograma total de una cuenca es el resultado de la suma de los hidrogramas parciales que ocurren entre las subcuencas y el lugar donde se desea obtener el hidrograma total, modificados por el almacenamiento. La modificación por almacenamiento puede hacerse suponiendo que es equivalente al que ocurrirá en un embalse con un valor de k igual al de la cuenca. El valor de X será cero, ya que en un embalse el gasto es sólo función del gasto efluente.

Bajo estas hipótesis, Clark propuso el siguiente procedimiento para obtener el hidrograma unitario de una cuenca:

- 1.º Utilizando el plano de la hoya, se divide ésta en varias subcuencas, cada una con igual tiempo de concentración t_{ci} . Las divisiones de estas subcuencas se llaman *isócronas*.
- 2.º Se calculan las áreas de las diferentes subcuencas y se expresan en porcentaje del área total de la cuenca.
- 3.º Se construye un diagrama de porcentaje de área contra tiempo de viaje a la salida.
- 4.º Se supone que el gráfico anterior representa el hidrograma de entrada al embalse equivalente, y se realiza la correspondiente modificación por almacenamiento, empleando el método de Muskingum tomando la k de la cuenca y haciendo $X = 0$ y t_{ci} igual al tiempo entre isócronas. De esta forma se obtiene el *hidrograma unitario instantáneo efluente*.
- 5.º El resultado así obtenido no estará en unidades de gasto, sino en porcentaje del área. Para transformarlo a unidades de gasto, deberá multiplicarse por el escurrimiento unitario, EU , siendo éste

$$EU = \frac{\text{Lluvia efectiva unitaria en metros} \times \text{área total de la hoya en m}^2}{\text{Intervalo entre isócronas en seg} \times 100}$$

- 6.º El hidrograma unitario correspondiente al intervalo de tiempo entre isócronas se obtiene promediando las ordenadas del hidrograma unitario instantáneo.

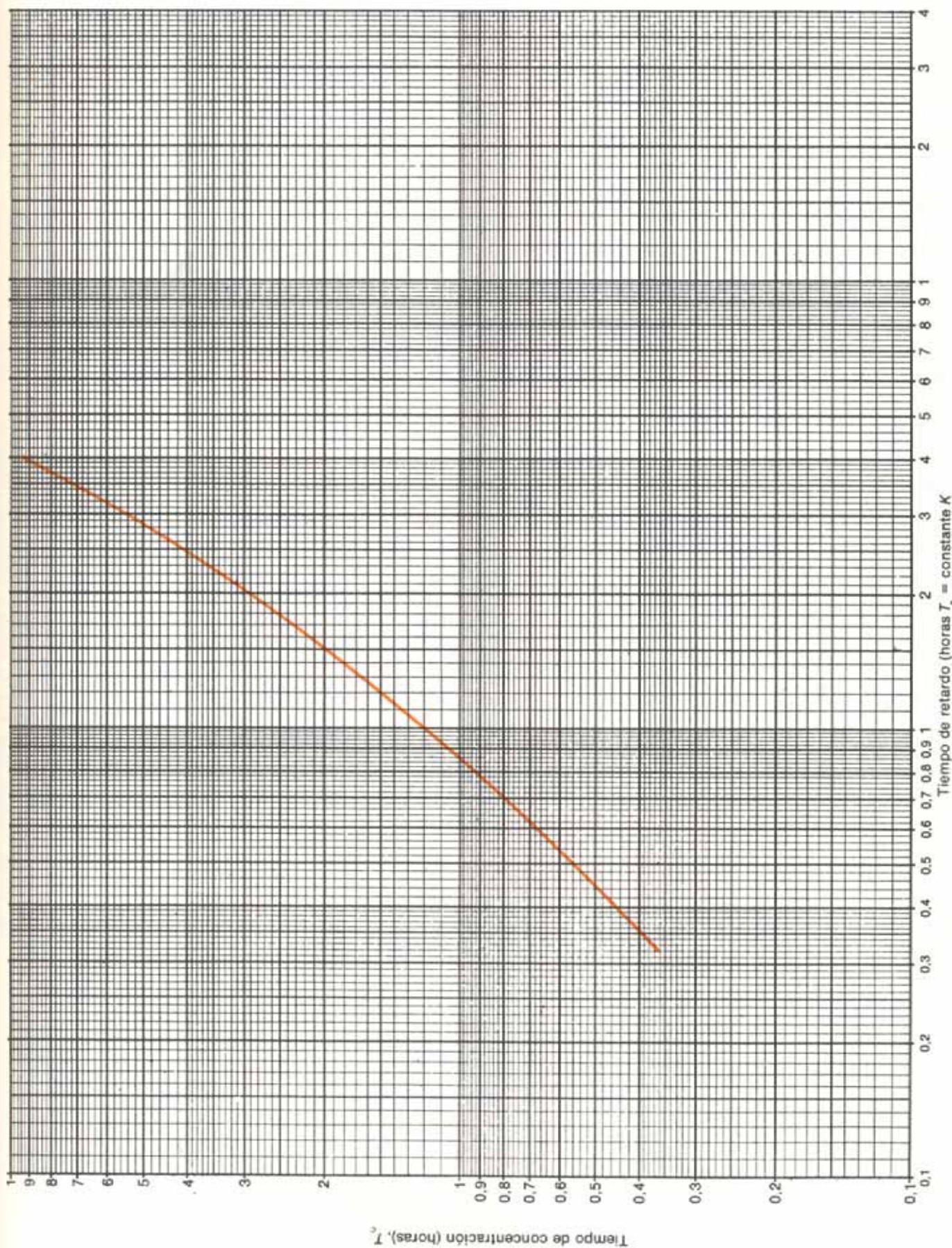


Fig. VII-29. Relación entre T_r y T_c en base a características de curvas de recesión.

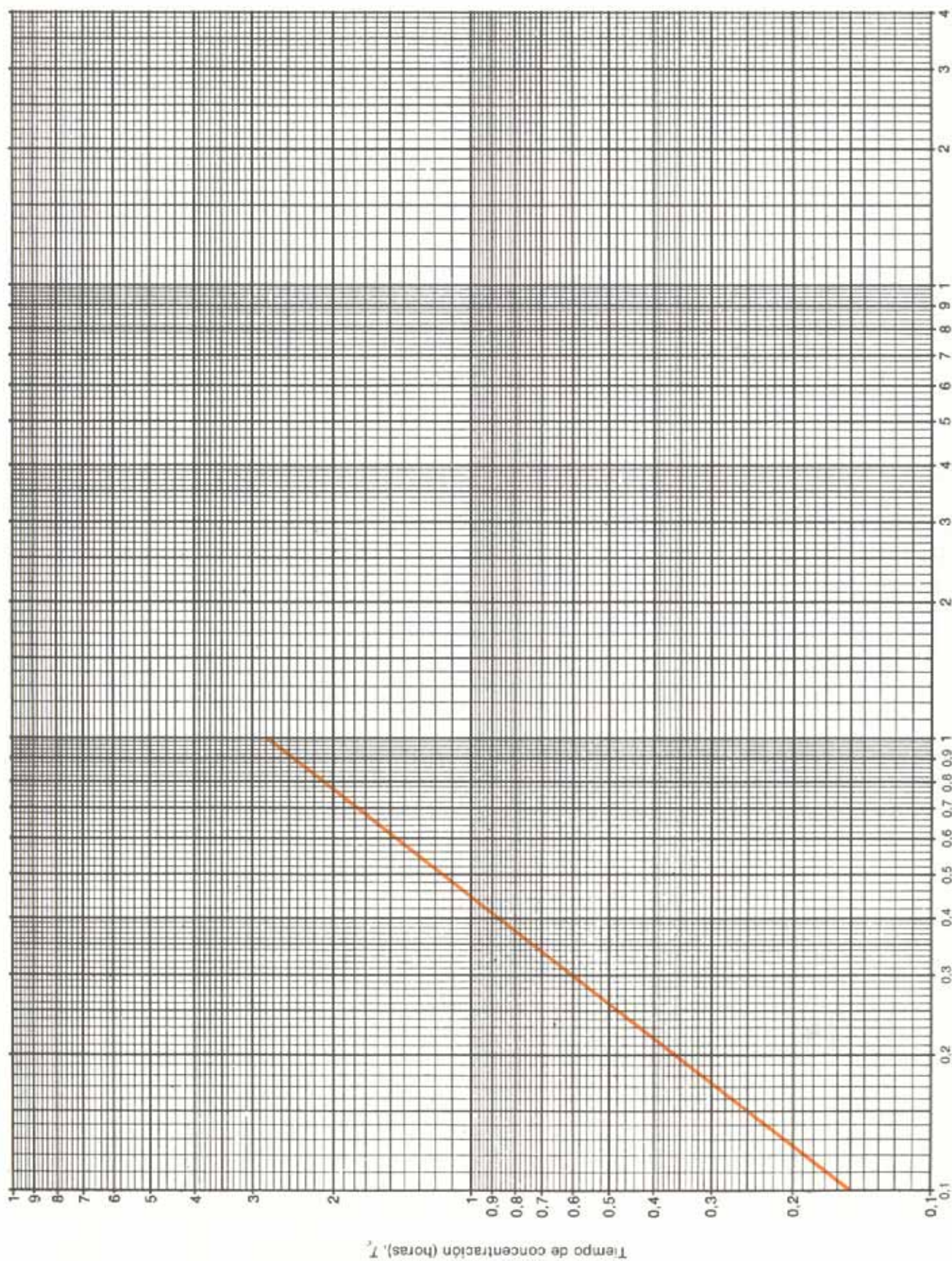


Fig. VII-30. Relación entre T_r y T_c en base a características físicas de las cuencas.

La aplicación del método de Clark para la obtención del hidrograma unitario requiere un conocimiento previo del tiempo de concentración. Si se conoce la velocidad media en el cauce principal, el mismo puede obtenerse mediante la relación L/V , donde L es la longitud del cauce y V la velocidad media.

La obtención de la velocidad implica un problema, pues depende del gasto, sección, pendiente y rugosidad del cauce.

Su valor puede estimarse si se dispone de registros pluviométricos y fluviométricos o de aforos, o aplicando la fórmula de Manning a lo largo del cauce. Cuando ninguno de estos métodos es aplicable, la utilización de valores tabulados que relacionan la velocidad con la pendiente promedio del cauce ayuda a obtener su valor.

Otras veces, el tiempo de concentración puede obtenerse directamente a partir de la aplicación de fórmulas empíricas como la Kirpich, la del río Gúaire o similares.

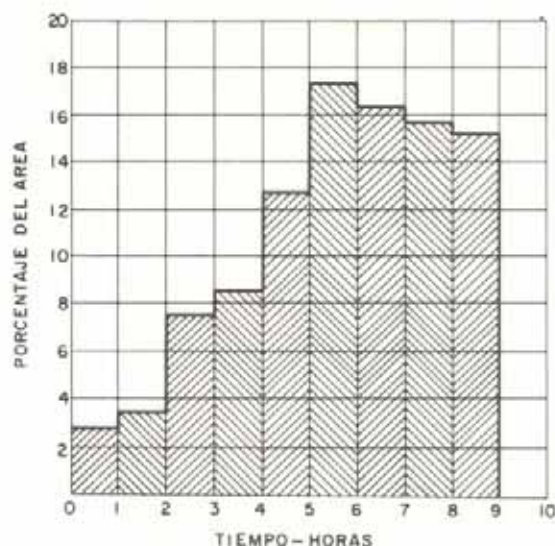


DIAGRAMA DE AREA - TIEMPO

EJEMPLO DE CALCULO DE HIDROGRAMA UNITARIO POR EL METODO DE CLARK

Datos:

Area de la hoya 1.470 km²

$t_c = 9$ horas

$t_{ci} = 1$ hora

$k = 4$ horas

Isócronas	1	2	3	4	5
Area (km ²)	43,3	49,1	110,0	120,0	189,0
	6	7	8	9	
	257,0	239,4	233,4	228,8	

Cálculo de las constantes de Muskingum y del escurrimiento unitario

$$C_0 = C_1 = \frac{0,5 t_{ci}}{k + 0,5 t_{ci}} = \frac{0,5 \cdot 1}{4 + 0,5 \cdot 1} = 0,11$$

$$C_2 = \frac{k - 0,5 t_{ci}}{k + 0,5 t_{ci}} = \frac{4 - 0,5 \cdot 1}{4 + 0,5 \cdot 1} = 0,78$$

$$EU = \frac{0,001 \cdot 1.470 \cdot 10^6}{1 \cdot 3.600 \cdot 100} = 4,08$$

Tiempo horas	Area cuenca,		Modificación por almacenaje método de Muskingum			Hidrógrafo unitario instantáneo (m ³ /seg)	Hidrógrafo unitario 1 hora (m ³ /seg)
	Acumulada	Intervalos, %	$(C_0 + C_1) \times (3)$	$C_2 \times (6)$	$(4) + (5)$		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
0	0	0	0	0	0	0	0
1	43,3	2,94	0,65	0	0,65	2,65	1,325
2	92,4	3,34	0,73	0,507	1,237	5,05	3,85
3	202,4	7,48	1,65	0,96	2,61	10,65	7,85
4	322,4	8,16	1,80	2,04	3,84	15,67	13,16
5	511,4	12,90	2,84	2,99	5,83	23,79	19,73
6	768,4	17,48	3,85	4,55	8,40	34,27	29,03
7	1.007,8	16,29	3,58	6,55	10,13	41,33	37,80
8	1.241,2	15,88	3,49	7,90	11,30	46,10	43,72
9	1.470,0	15,56	3,42	8,82	12,24	49,94	48,02
				9,54	9,54	38,92	44,43
				7,44	7,44	30,36	34,64
				5,81	5,81	23,70	27,03
				4,53	4,53	18,48	21,09
				3,53	3,53	14,40	16,44
				2,76	2,76	11,26	12,83
				2,15	2,15	8,77	10,01

Una vez determinado el hidrograma unitario para una duración t , se puede obtener el correspondiente al tiempo de concentración t_c , basándose en la siguiente propiedad de los hidrogramas:

Si un hidrograma unitario de duración t horas se desplaza t horas y se suma a sí mismo, el hidrograma resultante representa el de 2 unidades de escorrentía en $2t$ horas. Si las ordenadas de este último se dividen por 2, el resultado es un hidrograma unitario para la duración de $2t$ horas y representa el flujo de la unidad de escorrentía producida a una intensidad uniforme de $1/2t$ unidades hora en $2t$ horas.

La aplicación de esta propiedad da lugar al llamado *método de la curva S*, o curva suma, para convertir un hidrograma a otro de duración mayor o menor.

La curva S es el hidrograma que resultaría de una serie infinita de incrementos de escorrentía unidad en t horas, y se obtiene sumando sucesivos hidrogramas semejantes al hidrograma unitario de duración t , desfasados entre sí un tiempo t . Luego, mediante la diferencia de dos curvas S desplazadas entre sí un tiempo t_c , y afectando los valores resultantes por la relación t/t_c , se obtiene el hidrograma unitario de duración t_c .

Para construir el hidrograma resultante de una serie infinita de incrementos de escorrentía unidad en t horas, habría que sumar una serie de hidrogramas unitarios desplazados t horas entre sí. Ahora bien, si el tiempo base del

hidrograma unitario es T horas, una lluvia continua que produjese una unidad de escorrentía cada t horas daría lugar a una efluencia constante al final de las T horas. De manera que, para producir una curva S que alcance el equilibrio a un cierto caudal, sólo se requieren T/t hidrogramas unitarios.

Sin embargo, la construcción de la curva S no requiere tabular y sumar T/t hidrogramas unitarios con retardos sucesivos de t horas. Continuando el ejemplo anterior, al pie de la página se muestra el procedimiento a seguir para calcular el hidrograma unitario correspondiente a $t_c = 9$ horas, utilizando el método de la curva S .

Los sumandos de la curva S son las ordenadas de la curva S desplazada t horas.

Como una ordenada de la curva S es la suma de todas las ordenadas de los hidrogramas unitarios que corresponden a esa hora, combinar los sumandos de la curva S con el hidrograma unitario inicial es equivalente a sumar todos los hidrogramas unitarios anteriores. Así se han obtenido los valores indicados en la columna 10, que son los de la curva S .

La diferencia entre dos curvas S desplazadas en t_c horas da un hidrograma para la duración t_c (Col. 12) y un volumen de escorrentía representado por la relación t_c/t unidades, en este caso 9 mm.

Finalmente, las ordenadas del hidrograma unitario de t_c horas (9 horas) se calculan multiplicando las ordenadas de la columna 12 por la relación t/t_c (1/9).

El procedimiento de cálculo explicado en las dos partes del ejemplo propuesto se condensa en una sola planilla como la de la página de enfrente.

Hidrógrafo unitario 1 hora (m ³ /seg)	Sumandos de la curva S	Curva S	Curva S desplazada 9 horas	(10) - (11)	Hidrógrafo unitario 9 horas (m ³ /seg)
(8)	(9)	(10) (8) + (9)	(11)	(12)	(13)
0		0		0	0
1,325	0	1,325		1,325	0,147
3,85	1,325	5,175		5,175	0,575
7,85	5,175	13,025		13,025	1,447
13,16	13,025	26,185		26,185	2,909
19,73	26,185	45,915		45,915	5,102
29,03	45,915	74,945		74,945	8,327
37,80	74,945	112,745		112,745	12,527
43,72	112,745	156,465		156,465	17,385
48,02	156,465	204,485	0	204,485	22,721
44,43	204,485	248,915	1,325	247,590	27,510
34,64	248,915	283,555	5,175	278,375	30,931
27,03	283,555	310,585	13,025	297,560	33,062
21,09	310,585	331,675	26,185	305,490	33,943
16,44	331,675	348,115	45,915	302,200	33,578
12,83	348,115	360,945	74,945	286,000	31,778
10,01	360,945	370,955	112,745	258,210	28,690

DETERMINACION DE HIDROGRAFOS UNITARIOS, METODOS DE CLARK Y DE LA CURVA S

Río: En: Estado: Área de la hoya: 1.470 km²
 $T_r = 4$ horas $T_c = 9$ horas Longitud km. Pendiente m/km

Tiempo horas	Área cuenca		Modificación por almacenaje Método de Muskingum			Hidrógrafo unitario instantáneo (m ³ /seg)	Hidrógrafo unitario 1 hora (m ³ /seg)	Sumandos de la curva S	Curva S	Curva S desplazada 9 horas	(10)-(11)	Hidrógrafos unitarios 9 horas (m ³ /seg)
	Acumulada (km ²)	Intervalos (%)	(C ₀ + C ₁) × (3)	C ₂ × (6)	(4) + (5)							
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
0	0	0	0		0	0	0		0		0	0
1	43,3	2,94	0,65	0	0,65	2,65	1,325	0	1,325		1,325	0,147
2	92,4	3,34	0,73	0,507	1,237	5,05	3,85	1,325	5,175		5,175	0,575
3	202,4	7,48	1,65	0,960	2,610	10,65	7,85	5,175	13,025		13,025	1,447
4	322,4	8,16	1,80	2,040	3,840	15,67	13,16	13,025	26,185		26,185	2,909
5	511,4	12,90	2,84	2,990	5,830	23,79	19,73	26,185	45,915		45,915	5,102
6	768,4	17,48	3,85	4,550	8,400	34,27	29,03	45,915	74,945		74,945	8,327
7	1.007,8	16,29	3,58	6,550	10,130	41,33	37,80	74,945	112,745		112,745	12,527
8	1.241,2	15,88	3,49	7,900	11,300	46,10	43,72	112,745	156,465		156,465	17,385
9	1.470,0	15,56	3,42	8,820	12,240	49,94	48,02	156,465	204,485	0	204,485	22,721
				9,540	9,540	38,92	44,43	204,485	248,915	1,325	247,590	27,510
				7,440	7,440	30,36	34,64	248,915	283,555	5,175	278,375	30,931
				5,810	5,810	23,70	27,03	283,555	310,585	13,025	297,560	33,062
				4,530	4,530	18,48	21,09	310,585	331,675	26,185	305,490	33,943
				3,530	3,530	14,40	16,44	331,675	348,115	45,915	302,200	33,578
				2,760	2,760	11,26	12,83	348,115	360,945	74,945	286,000	31,778
				2,150	2,150	8,77	10,01	360,945	370,955	112,745	258,210	28,690

$$C_0 = \frac{0,5 T_{cl}}{T_r + 0,5 T_{cl}} = \frac{0,5 \cdot 1}{4 + 0,5 \cdot 1} = 0,11$$

$$C_2 = \frac{T_r - 0,5 T_{cl}}{T_r + 0,5 T_{cl}} = \frac{4 - 0,5 \cdot 1}{4 + 0,5 \cdot 1} = 0,78$$

$$C_0 + C_1 + C_2 = 1$$

$$EU = \frac{0,001 \text{ m} \cdot \text{hoya en m}^2}{T_{cl} \text{ en seg} \cdot 100} = \frac{0,001 \cdot 10^6 \cdot 1.470}{1 \cdot 3.600 \cdot 100} = 4,08$$

T_r = Tiempo de retardo.
 T_c = Tiempo de concentración total.
 T_{cl} = Tiempo de concentración del intervalo.
 EU = Esguerrimiento unitario.

7.2.3.3.4. Estimación del gasto pico mediante el método de Clark

El método de Clark y de la curva S permite obtener el hidrograma unitario instantáneo y el hidrograma unitario correspondiente al tiempo de concentración t_c o a cualquier otra duración. A partir de cualquiera de ellos puede obtenerse el hidrograma total.

Si se emplea el hidrograma unitario instantáneo, el hidrograma total se obtiene aplicándole una lluvia efectiva instantánea, es decir, de duración $t = 0$, entendiéndose por lluvia efectiva aquella porción de la misma que entra como esguerrimiento en un cauce y produce el hidrograma de esguerrimiento en el punto de medición.

Para obtener la lluvia efectiva instantánea, Clark propuso distribuir la lluvia efectiva correspondiente a cada intervalo t , repartiendo la mitad de ella al comienzo del intervalo y la otra mitad al final del mismo.

Así, por ejemplo, si se tiene una lluvia efectiva de tres horas de duración, con las intensidades que se indican a continuación en cada intervalo de una hora

Tiempo (horas)	1	2	3
Lluvia efectiva en cada intervalo (mm) .	22	25	45

la lluvia instantánea queda determinada mediante el siguiente procedimiento:

Tiempo (horas)	Lluvia efectiva (mm)	Lluvia repartida				Lluvia instantánea (mm)
		1	2	3	4	
0	0	11				11,0
1	22	11	12,5			23,5
2	25		12,5	22,5		35,0
3	45			22,5		22,5

El hidrograma total se obtiene entonces aplicando las lluvias instantáneas en forma consecutiva al hidrograma unitario instantáneo correspondiente desplazado un intervalo t (una hora en este ejemplo) y sumando estos hidrogramas parciales desplazados.

**EJEMPLO DE COMPUTO DE HIDROGRAMA TOTAL A PARTIR DEL HIDROGRAMA UNITARIO INSTANTANEO,
PARA UNA LLUVIA EFECTIVA DE TRES HORAS DE DURACION**

Tiempo (horas)	Hidrograma unitario instantáneo (m³/seg/mm)	(7) × 11,0 desplazado 0 horas	(7) × 23,5 desplazado 1 hora	(7) × 35 desplazado 2 horas	(7) × 22,5 desplazado 3 horas	Hidrograma total (8) + (9) + (10) + (11) (m³/seg)
(1)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
0	0	0				0
1	2,65	29,15	0			29,15
2	5,05	55,55	62,28	0		117,83
3	10,65	117,15	118,68	92,75	0	328,58
4	15,67	172,37	250,28	176,75	59,63	659,03
5	23,79	261,69	368,25	372,75	113,63	1.116,32
6	34,27	376,97	559,07	548,45	239,63	1.724,12
7	41,33	454,63	805,35	832,65	315,00	2.407,63
8	46,10	507,10	971,26	1.199,45	535,28	3.213,09
9	49,94	549,34	1.083,35	1.446,55	771,08	3.850,32
10	38,92	428,12	1.173,59	1.613,50	929,93	4.145,14
11	30,36	333,96	914,62	1.747,90	1.037,25	4.033,73
12	23,70	260,70	713,46	1.362,20	1.123,65	3.460,01
13	18,48	203,28	556,95	1.062,60	875,70	2.698,53
14	14,40	158,40	434,28	829,50	683,10	2.105,28
15	11,26	123,86	338,40	646,80	533,25	1.642,31
16	8,77	96,47	264,61	504,00	415,80	1.280,88
17			206,09	394,10	324,00	924,19
18				306,95	253,35	560,30
19					197,32	197,32

Gasto Pico: 4.145,14 m³/seg.

La otra manera de obtener el hidrograma total consiste en calcular primero el hidrograma unitario de t horas de duración. Este hidrograma se convierte a la duración del excedente de lluvias considerado mediante el método de la

curva S. Aplicándole el excedente de lluvia, se obtiene el hidrograma total.

La primera de las dos alternativas descritas se ajusta mejor a la realidad, pero la segunda es más fácil y práctica.

**EJEMPLO DE COMPUTO DE HIDROGRAMA TOTAL A PARTIR DEL HIDROGRAMA UNITARIO DE UNA HORA
DE DURACION PARA UNA LLUVIA EFECTIVA DE TRES HORAS DE DURACION Y 92 mm DE INTENSIDAD**

Hidrógrafo unitario 1 hora (m³/seg)	Sumandos de la curva S	Curva S	Curva S desplazada 3 horas	(10) - (11)	Hidrógrafo unitario 3 horas (m³/seg)	Hidrograma total (13) × 92 (m³/seg)
(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
0		0		0	0	0
1,325	0	1,325		1,325	0,44	40,48
3,85	1,375	5,175		5,175	1,73	159,16
7,85	5,175	13,025	0	13,025	4,34	399,28
13,16	13,025	26,185	1,325	24,86	8,29	762,68
19,73	26,185	45,915	5,175	40,74	13,58	1.249,36
29,03	45,915	74,945	13,025	61,92	20,64	1.898,88
37,80	74,945	112,745	26,185	86,56	28,85	2.654,20
43,72	112,745	156,465	45,915	110,55	36,85	3.390,20
48,02	156,465	204,485	74,945	129,54	43,18	3.972,56
44,43	204,485	248,915	112,745	136,17	45,39	4.175,88
34,64	248,915	283,555	156,465	127,09	42,36	3.817,12
27,03	283,555	310,585	204,485	106,10	35,37	3.254,04
21,09	310,585	331,675	248,915	82,76	27,59	2.538,28
16,44	331,675	348,115	283,555	64,56	21,52	1.979,84
12,83	348,115	360,945	310,585	50,36	16,79	1.544,68
10,01	360,945	370,955	331,675	39,28	13,09	1.204,28

Gasto Pico: 4.175,88 m³/seg.

7.3. DRENAJE DE LA CALZADA Y DE LOS LATERALES DE LA VÍA

El agua que cae sobre una calzada escurre superficialmente sobre ella y, como consecuencia de la pendiente, del bombeo o del peralte, fluye longitudinal o transversalmente.

Cuando la carretera se desarrolla en terraplén, se permite que el agua se desborde sobre los hombrillos y los taludes, los cuales, si están debidamente protegidos, no sufrirán erosión. En cambio, si la vía va en corte, el agua proveniente del escurrimiento sobre la calzada y los taludes de corte adyacentes debe ser recogida en *canales laterales*. Son éstos zanjas excavadas que permiten recolectar las aguas que caen sobre la calzada o evitar que lleguen a ella.

Un *canal abierto* se define como un conducto por el que circula agua con una superficie libre. Como tales se clasifican los conductos de agua descubiertos, y los cerrados cuando trabajan parcialmente llenos.

En el drenaje de carreteras, los canales son utilizados como zanjas laterales y de coronación, caídas y torrenteras, cunetas, y alcantarillas que trabajan parcialmente llenas.

Las *zanjas laterales* son canales que se construyen adyacentes a la vía, en los tramos de corte, para remover las aguas que caen sobre la calzada y sobre los taludes, en tanto que las *zanjas interceptoras o de coronación* se excavan en los taludes de corte por encima de la línea de ceros, para interceptar el escurrimiento superficial y evitar la erosión.

Para conducir las aguas desde un nivel más alto a uno más bajo, ya sea en taludes de corte o de terraplén, se usan *caídas o torrenteras*; son canales cuyo fondo tiene una fuerte inclinación.

En las vías urbanas, los canales reciben el nombre de *cunetas*. Se construyen al borde de la calzada pavimentada o del hombrillo y generalmente quedan formadas por el brocal y una ligera depresión de la calzada. Conducen hasta los sumideros las aguas despejadas por la pendiente transversal de la vía.

7.3.1. HIDRAULICA DE LOS CANALES ABIERTOS

7.3.1.1. Definiciones

El diseño de los canales es a la vez un problema hidrológico e hidráulico: hay que determinar la cantidad de agua que llegará al canal y las dimensiones de la estructura adecuada para conducirla. Además, un canal debe ser económico de construir, requerir poco mantenimiento, no constituir un peligro para los vehículos que se salen accidentalmente de la vía y ser estéticamente agradable.

En la figura VII-31 se ilustran distintas formas de canales abiertos y un conducto cerrado que conduce agua con una superficie libre.

En cualquiera de las secciones transversales ilustradas hay que distinguir los siguientes elementos del canal:

Área o superficie mojada, que se refiere a la sección transversal de la corriente de agua que conduce el canal.

Perímetro mojado, que es la longitud de la línea de intersección del plano de la sección transversal con la superficie mojada del canal.

Radio hidráulico, que es la relación entre el área y el perímetro mojado.

Profundidad hidráulica o relación entre el área y el ancho de la superficie libre.

Factor de sección, que es el producto del área por la raíz cuadrada de la profundidad hidráulica.

En la tabla de la figura que sigue se dan las expresiones matemáticas que corresponden a estos elementos para las secciones de canales más comunes.

7.3.1.2. Características de la corriente en los canales abiertos

El flujo por conductos abiertos está caracterizado por el hecho de que las condiciones de presión están determinadas



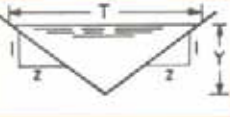

SECCION	AREA A	PERIMETRO MOJADO P	RA. HIDRAULICO R	ANCHO TOTAL T	PROF. HIDR. D	FACTOR DE SECCION Z
	by	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	b	y	$by^{1.5}$
	$(b+zy)y$	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$b+2zy$	$\frac{[(b+zy)y]}{b+2zy}$	$\frac{[(b+zy)y]^{1.5}}{\sqrt{b+2zy}}$
	zy^2	$2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}}$	$2zy$	$1/2y$	$\frac{\sqrt{2}}{2} zy^{2.5}$
	$1/8(\theta - \text{sen}\theta)do^2$	$1/2\theta do$	$1/4\left(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta}\right)do$	$\frac{(\text{sen}^{1/2}\theta)do}{2\sqrt{y(do-y)}}$	$\frac{1}{32}\left(\frac{\theta - \text{sen}\theta}{\text{sen}^{1/2}\theta}\right)do$	$\frac{\sqrt{2}}{32}\left(\frac{\theta - \text{sen}\theta}{(\text{sen}^{1/2}\theta)^{0.5}}\right)do^{2.5}$

Fig. VII-31. Elementos geométricos de las secciones de los canales.

por la presión constante, atmosférica, existente en toda la superficie del líquido que fluye.

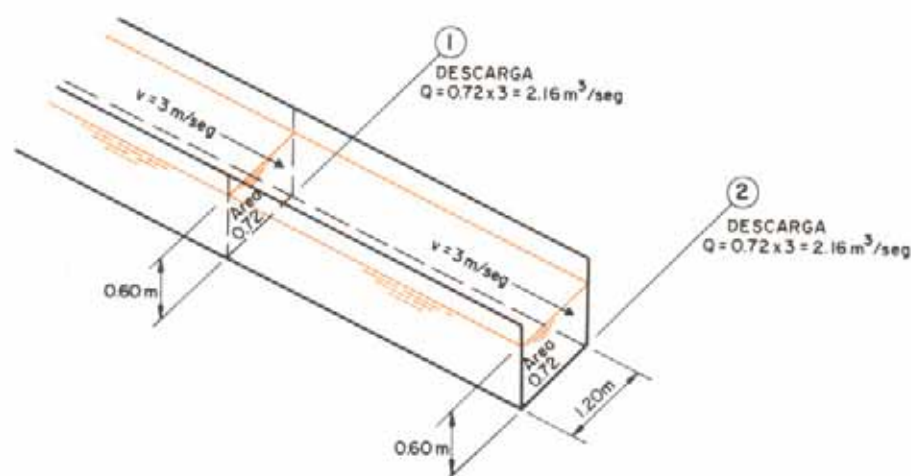
En los canales abiertos se puede dar todo tipo de flujos: si en una sección transversal de la corriente el gasto o caudal es constante en cualquier momento, se dice que la corriente es *permanente*. Si el caudal cambia con el tiempo, la corriente es *variable*.

Si la corriente es permanente a todo lo largo de un tramo, habrá también continuidad de gasto o, como se denomina comúnmente, *continuidad de corriente*.

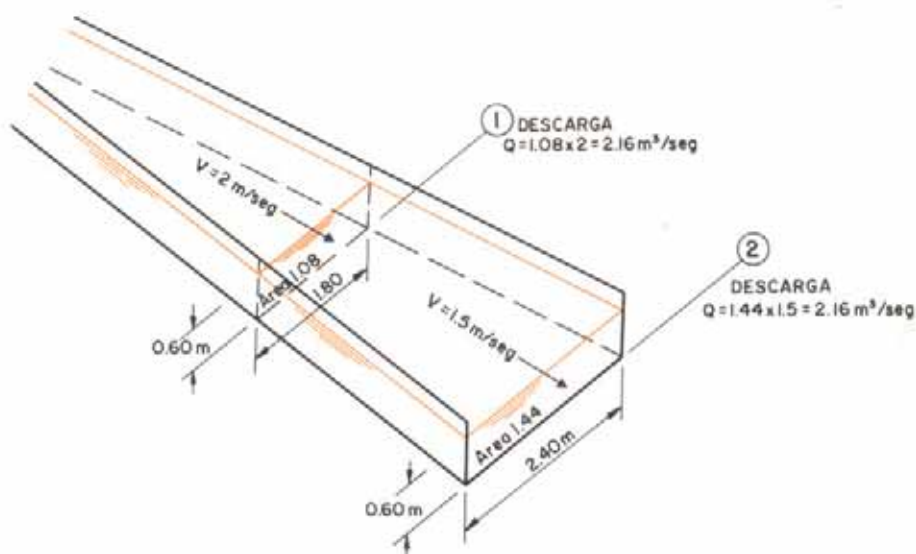
Para mantener una corriente permanente dentro de un tramo del canal, es necesario que la cantidad de agua que entre en dicho tramo y salga de él se mantenga constante. Las velocidades medias en todas las secciones transversales que

TABLA VII-7. CLASIFICACION DE LOS FLUJOS EN LOS CANALES

a) Flujo permanente (fijo en el tiempo)	b) Flujo variable (variable en el tiempo)
a.1. Flujo permanente uniforme (fijo en el espacio)	b.1. Flujo variable uniforme (teórico)
a.2. Flujo permanente no uniforme	b.2. Flujo variable no uniforme
a.2.1. Flujo gradualmente variado	b.2.1. Flujo variable gradualmente variado
a.2.2. Flujo rápidamente variado	b.2.2. Flujo variable rápidamente variado



Flujo permanente, uniforme, en un canal rectangular



Flujo permanente, no uniforme

Fig. VII-32. Continuidad de la corriente: flujo uniforme y flujo no uniforme.

tengan iguales áreas serán iguales y, si las áreas no son iguales, las velocidades serán inversamente proporcionales a las áreas de sus respectivas secciones transversales. Es decir

$$a_1 \cdot v_1 = a_2 \cdot v_2 \quad \text{y} \quad \frac{v_1}{v_2} = \frac{a_2}{a_1}$$

siendo a_1, v_1 y a_2, v_2 el área y la velocidad en las secciones 1 y 2, respectivamente, a lo largo de un tramo.

La corriente permanente puede ser uniforme o no uniforme. Si en secciones transversales sucesivas de un tramo las velocidades medias son las mismas, la corriente es *uniforme*; pero si estas velocidades no son iguales, la corriente es *no uniforme*.

7.3.1.3. Energía y flujo

Muchos problemas referentes al flujo en los canales abiertos son resueltos por medio de la aplicación del principio de la energía.

El concepto y el uso de *energía específica* fue introducido por Bakhmeteff en 1911, resultando provechoso en la resolución de los problemas de flujo en los canales abiertos. Una exposición completa de este principio se halla en la mayoría de los tratados de hidráulica ^{31, 32, 33}.

La energía del agua que fluye por un canal se compone de dos partes: la cinética o de movimiento y la potencial o latente.

La energía potencial es consecuencia de la posición del agua y de su elevación sobre un plano de referencia. La energía cinética es debida a la velocidad.

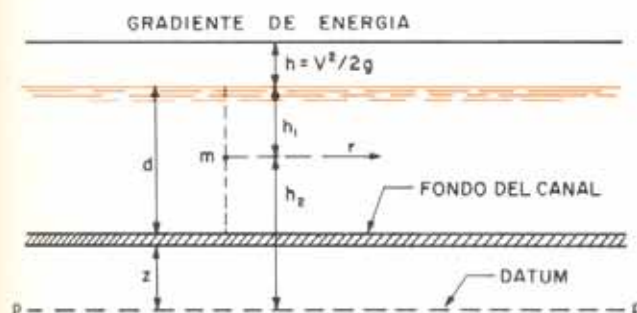


Fig. VII-33. Circulación del agua en los canales abiertos.

En la figura anterior, si W es el peso de la masa m , a causa de su posición con relación al plano pp , posee $W \cdot h_2$ kilogramos de energía. Además, como resultado de la presión ejercida por el agua que está sobre ella, posee $W \cdot h_1$ kilogramos adicionales de energía. La energía potencial total poseída por la masa es, en consecuencia, $W(h_1 + h_2)$, y es la misma para cualquier posición de la masa en la sección transversal.

La energía cinética de la masa, suponiendo la velocidad uniforme, es $W(v^2/2g)$, cualquiera que sea su posición en la sección transversal.

La energía total, E_m , de la masa de agua m es

$$E_m = W \left(h_1 + h_2 + \frac{v^2}{2g} \right)$$

y la correspondiente a un kilogramo de agua o, como se llama, la *carga absoluta o total*.

$$H = h_1 + h_2 + \frac{v^2}{2g}$$

que también se puede escribir (ver Fig. VII-33)

$$H = Z + d + \frac{v^2}{2g}$$

De acuerdo con el teorema de Bernoulli, la carga total en cualquier sección transversal es igual a la carga total en una sección aguas abajo de la corriente, más las pérdidas de carga intermedias.

La ecuación de carga total o ecuación de Bernoulli se escribe

$$d_1 + \frac{v_1^2}{2g} + Z_1 = d_2 + \frac{v_2^2}{2g} + Z_2 + h_{\text{perd}}$$

refiriéndose los subíndices 1 a la sección aguas arriba y los 2 a la sección aguas abajo, y representando Z la elevación del fondo del canal sobre un datum y h_{perd} las pérdidas de carga entre las secciones 1 y 2.

A la energía en una sección transversal con relación al fondo del canal se la llama *energía específica*, y la carga correspondiente se denomina *carga específica o de energía*, H_e . En este caso $Z = 0$, y la expresión anterior queda

$$H_e = d + \frac{v^2}{2g}$$

siendo d la altura, profundidad o tirante de agua que se establece para una pendiente, sección transversal y rugosidad del canal dadas.

La carga de energía es, en consecuencia, igual a la profundidad de agua más la carga de velocidad. La línea que representa la carga de energía de una corriente tiene todos sus puntos a $v^2/2g$ sobre la superficie del agua y se llama *gradiente de energía*.

En los canales abiertos hay una pérdida de carga continua y gradual, llamada *pérdida de carga*, debida al rozamiento, la cual se produce a todo lo largo del canal.

Si la corriente es uniforme, la pérdida de carga debida al rozamiento es proporcional a la longitud recorrida, y el gradiente de energía es una recta paralela a la superficie del agua (Fig. VII-34).

Si la corriente es no uniforme y no hay cambios bruscos de la velocidad, la pérdida de carga se produce en una proporción que varía gradualmente y el gradiente de energía es una curva (Fig. VII-35).

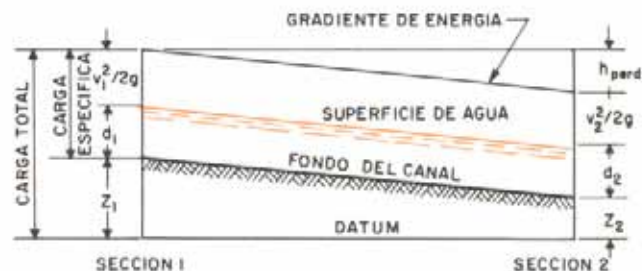


Fig. VII-34. Perfil de la superficie del agua. Flujo uniforme.

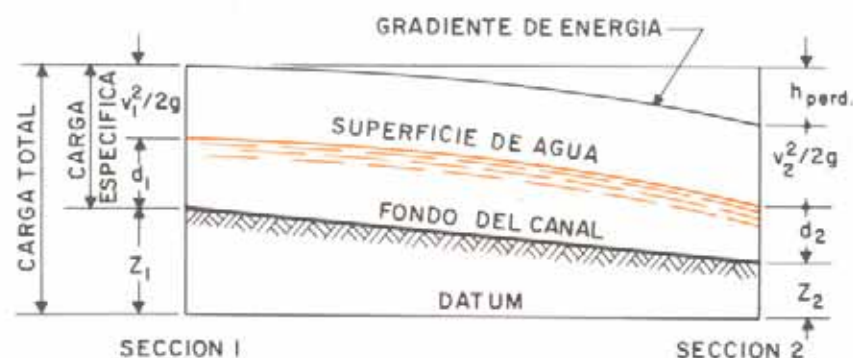


Fig. VII-35. Perfil de la superficie del agua. Flujo no-uniforme.

7.3.1.4. Flujo crítico en canales abiertos

Los valores relativos de energía potencial y energía cinética son de la mayor importancia en el análisis del flujo en los canales abiertos, ya que éstos pueden tener pendientes variables, ocasionando distintas profundidades de agua en la sección transversal y distintas velocidades para una descarga dada.

Considerando las relaciones entre la carga específica ($d + v^2/2g$) y la profundidad (d) para una descarga dada en un canal cuya pendiente puede modificarse, se pueden representar en un gráfico dichos valores, resultando así un *diagrama de carga específica* como el que se indica en el gráfico central de la fig. VII-36.

La diagonal dibujada corresponde a los puntos donde la profundidad es igual a la carga específica; esta línea representa, por consiguiente, la energía potencial. Los intervalos de ordenada entre esta línea y la curva de carga específica son las cargas por velocidad para la profundidad correspondiente. Las ordenadas en puntos de la curva de carga específica representan la carga específica en ese punto.

El punto más bajo de la curva de carga específica representa el flujo con el menor contenido de energía. La profundidad en este punto se designa como *profundidad crítica*, d_c , y la velocidad correspondiente, v_c , es la *velocidad crítica*. Para flujo

uniforme, la pendiente del canal que produce una profundidad normal igual a la profundidad crítica es la *pendiente crítica*, S_c .

La profundidad crítica y la velocidad crítica son dependientes de la descarga, forma del canal, área de la sección, e independientes de la rugosidad y pendiente del mismo.

La pendiente crítica es, a su vez, dependiente de la descarga, área de la sección y rugosidad del canal.

Observando el diagrama de carga específica se observa que, para una carga específica dada, existen en general dos niveles de flujo posibles: los flujos con profundidades mayores que la crítica, denominados tranquilos o *subcríticos*, y los flujos con profundidades menores que la crítica, llamados rápidos o *supercríticos*.

Puntos a la izquierda del punto más bajo de la curva de carga específica corresponden a canales con pendientes mayores que la crítica (supercríticas), e indican poca profundidad y alta velocidad de la corriente de agua.

Puntos a la derecha del punto más bajo de la curva de carga específica corresponden a canales con pendientes menores que la crítica (subcríticas), e indican profundidades altas y baja velocidad de la corriente de agua.

El flujo crítico es una condición inestable de transición entre el flujo subcrítico y supercrítico. Debe evitarse en el diseño.

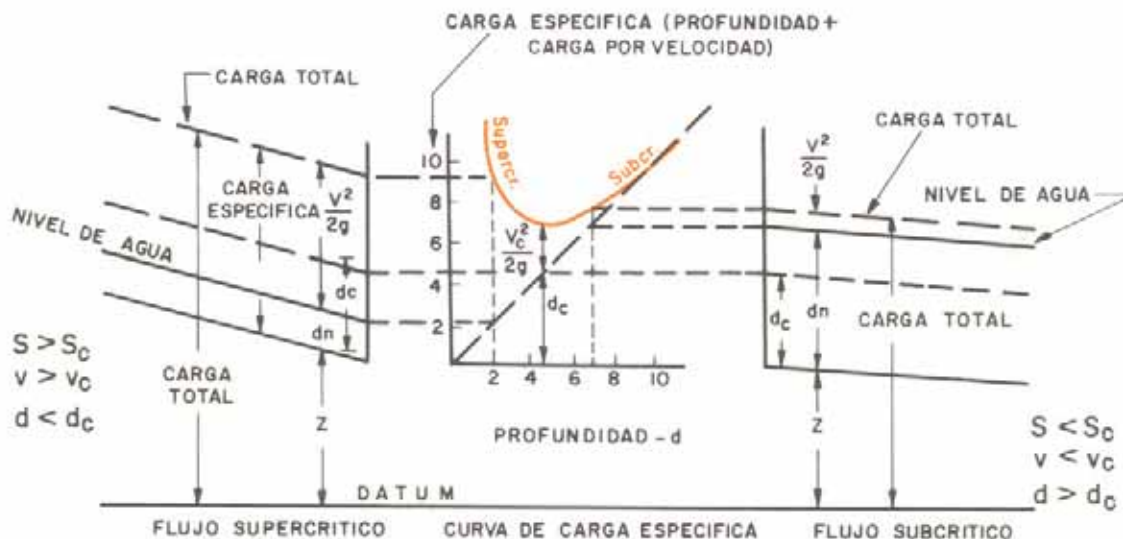
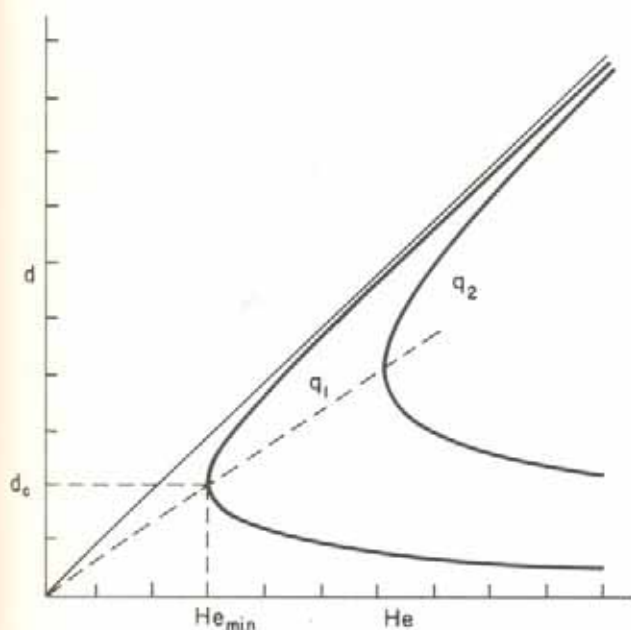
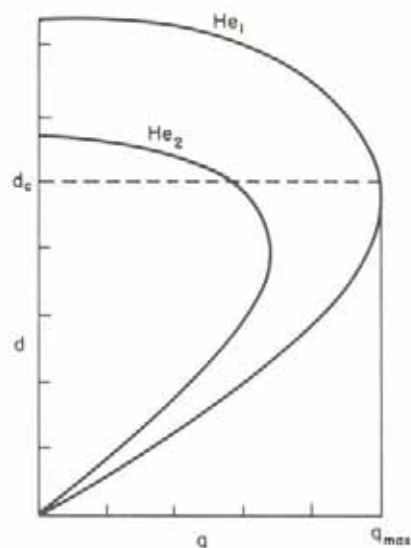


Fig. VII-36. Diagrama de carga específica.



CURVA DE ENERGÍA ESPECÍFICA, $q = \text{CONSTANTE}$



CURVA DE GASTO CONTRA PROFUNDIDAD, $H_e = \text{CONSTANTE}$

Fig. VII-37. Representación gráfica de la ecuación de energía específica.

El flujo supercrítico es difícil de controlar, porque cambios abruptos de alineamiento o sección, producen ondas que viajan aguas abajo, alternando de lado a lado y haciendo que, a veces, se rebase el canal. El flujo supercrítico es común a los canales de descenso y a los torrentes montañosos.

El flujo subcrítico es relativamente fácil de controlar. Cambios en la forma del canal, pendiente y rugosidad, afectan al flujo aguas arriba. Este flujo es característico de las corrientes en llanos y valles de pendientes suaves.

Aplicando el concepto de energía específica a un canal rectangular de ancho b y definiendo el gasto por unidad de ancho como $q = Q/b$, se puede escribir

$$H_e = d + \frac{q^2}{2gd^2}$$

ya que $Q = v \cdot A = v \cdot b \cdot d$, siendo d la altura o profundidad de agua en el canal.

Esta expresión permite representar gráficamente tanto a H_e en función de d , para un valor de q constante, como a q en función de d , para un valor de H_e constante (Fig. VII-37).

Para un gasto unitario q y un valor de energía H_e existen dos profundidades d .

La energía mínima necesaria para que circule un gasto dado q por el canal se obtiene derivando la ecuación de la energía. De esta forma se obtiene

$$\frac{dH_e}{dd} = 1 - \frac{q^2}{gd^3}$$

que se hace cero cuando

$$d = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

que es la profundidad crítica, d_c , y de donde

$$q^2 = g \cdot d_c^3$$

Sustituyendo este valor en la ecuación de la energía, se obtiene el valor de la energía específica mínima, H_m .

$$H_m = \frac{3}{2} d_c$$

y el valor de la profundidad crítica, en función de la energía

$$d_c = \frac{2}{3} H_m$$

Si en la ecuación de la energía se mantiene H_e constante, el máximo gasto que puede pasar por una sección se obtiene derivando la expresión

$$q^2 = 2gd^2(H_e - d)$$

y haciendo

$$\frac{dq^2}{dd} = 0$$

entonces

$$d = \frac{2}{3} H_e$$

Como quiera que esta profundidad es la misma profundidad crítica, queda establecido que el flujo a profundidad crítica representa el caudal máximo por unidad de ancho, para una energía específica dada.

En condiciones de flujo crítico, la velocidad crítica, v_c , se deduce a partir de la expresión

$$H_m = \frac{3}{2} d_c$$

Escribiendo

$$H_m = \frac{3}{2} d_c = d_c + \frac{v_c^2}{2g}$$

se tiene

$$v_c = \sqrt{gd_c}$$

Cuando se expresa q en m^2/seg , d_c en m y $g = 9,80 \text{ m/seg}^2$, las ecuaciones de la profundidad y velocidad críticas toman la forma.

$$d_c = 0,468 \sqrt[3]{q^2}, \text{ en } m$$

$$v_c = 3,13 \sqrt{d_c}, \text{ en } m/\text{seg}$$

Los conceptos hasta aquí desarrollados son válidos también para secciones no rectangulares.

En el caso de una figura irregular, la ecuación de energía específica puede escribirse en la siguiente forma

$$H_e = y + \frac{Q^2}{2g A^2}$$

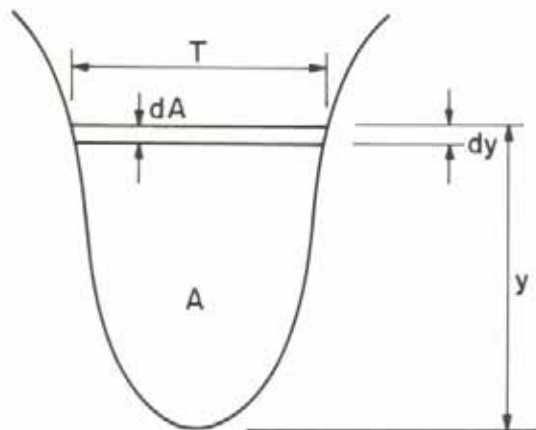


Fig. VII-38. Canal de sección irregular.

Derivando con respecto a y se puede hallar la condición de energía específica mínima

$$\frac{dH_e}{dy} = 1 - \frac{Q^2}{g A^3} \cdot \frac{dA}{dy}$$

donde dA/dy tiene su representación física como el ancho T de la superficie libre (Fig. VII-38).

Al incrementar dy , el incremento de área es $T \cdot dy$; haciendo $dH_e/dy = 0$, se obtiene

$$\frac{Q^2 \cdot T}{g \cdot A^3} = 1$$

que puede expresarse como

$$\frac{v_c^2}{g} \left(\frac{T}{A} \right)_c = 1$$

Haciendo $A/T = y_m$, profundidad hidráulica media, se tiene

$$(y_m)_c = \frac{v_c^2}{g}$$

y

$$v_c = \sqrt{g(y_m)_c} = 3,13 \sqrt{(y_m)_c}, \text{ en } m/\text{seg}$$

para $g = 9,80 \text{ m/seg}^2$ e $(y_m)_c$ en metros.

Definiendo el producto del área por la raíz cuadrada de la profundidad hidráulica media como el factor de sección Z ,

$$Z = A \cdot \sqrt{y_m} = A \cdot \sqrt{\frac{A}{T}}$$

para un flujo crítico se obtiene

$$v_c = \sqrt{g(y_m)_c} = \sqrt{g} \cdot \frac{Z}{A}$$

de donde

$$Z = \frac{A \cdot v_c}{\sqrt{g}} = \frac{Q}{\sqrt{g}}$$

ecuación que permite calcular la profundidad crítica de un canal abierto.

El uso del gráfico de la figura VII-39³³ facilita la aplicación de los conceptos expuestos para el caso de canales rectangulares, trapeciales y circulares, tal como se ilustra a continuación mediante un ejemplo.

Ejemplo:

Calcular la profundidad y la velocidad críticas en un canal trapecoidal que tiene una base $b = 4 \text{ m}$ y taludes con pendiente $2/1$, para un gasto de $10 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Solución:

El factor de sección es

$$Z = \frac{Q}{\sqrt{g}} = \frac{10}{\sqrt{9,8}} = 3,19 \text{ m}^{5/2}$$

entonces

$$\frac{Z}{b^{2.5}} = \frac{3.19}{4^{2.5}} = 0.0997$$

Entrando en el gráfico con este valor, de la curva $z = 2$, se obtiene

$$\frac{d_c}{b} = 0.19$$

por lo tanto, la profundidad crítica es

$$d_c = 0.19b = 0.19 \times 4 = 0.76 \text{ m}$$

y la velocidad crítica

$$v_c = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{\left(\frac{b+b'}{2}\right) \cdot d_c} =$$

$$= \frac{10}{\left(\frac{4+7.04}{2}\right) \times 0.76} = 2.38 \text{ m/seg}$$

La expresión $\frac{dH_e}{dy} = 1 - \frac{Q^2}{g \cdot A^3} \cdot \frac{dA}{dy}$ antes deducida, se

puede escribir también como

$$\frac{dH_e}{dy} = 1 - \frac{v^2}{g \cdot A} \cdot \frac{dA}{dy}$$

Haciendo

$$\frac{dA}{dy} = T \quad \text{y} \quad \frac{A}{T} = D = \text{profundidad hidráulica}$$

se tiene

$$\frac{dH_e}{dy} = 1 - \frac{v^2}{g \cdot A} \cdot T = 1 - \frac{v^2}{g \cdot D}$$

y para $\frac{dH_e}{dy} = 0$

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{D}{2}$$

es decir que, para la condición de flujo crítico, la carga por velocidad es igual a la mitad de la profundidad hidráulica.

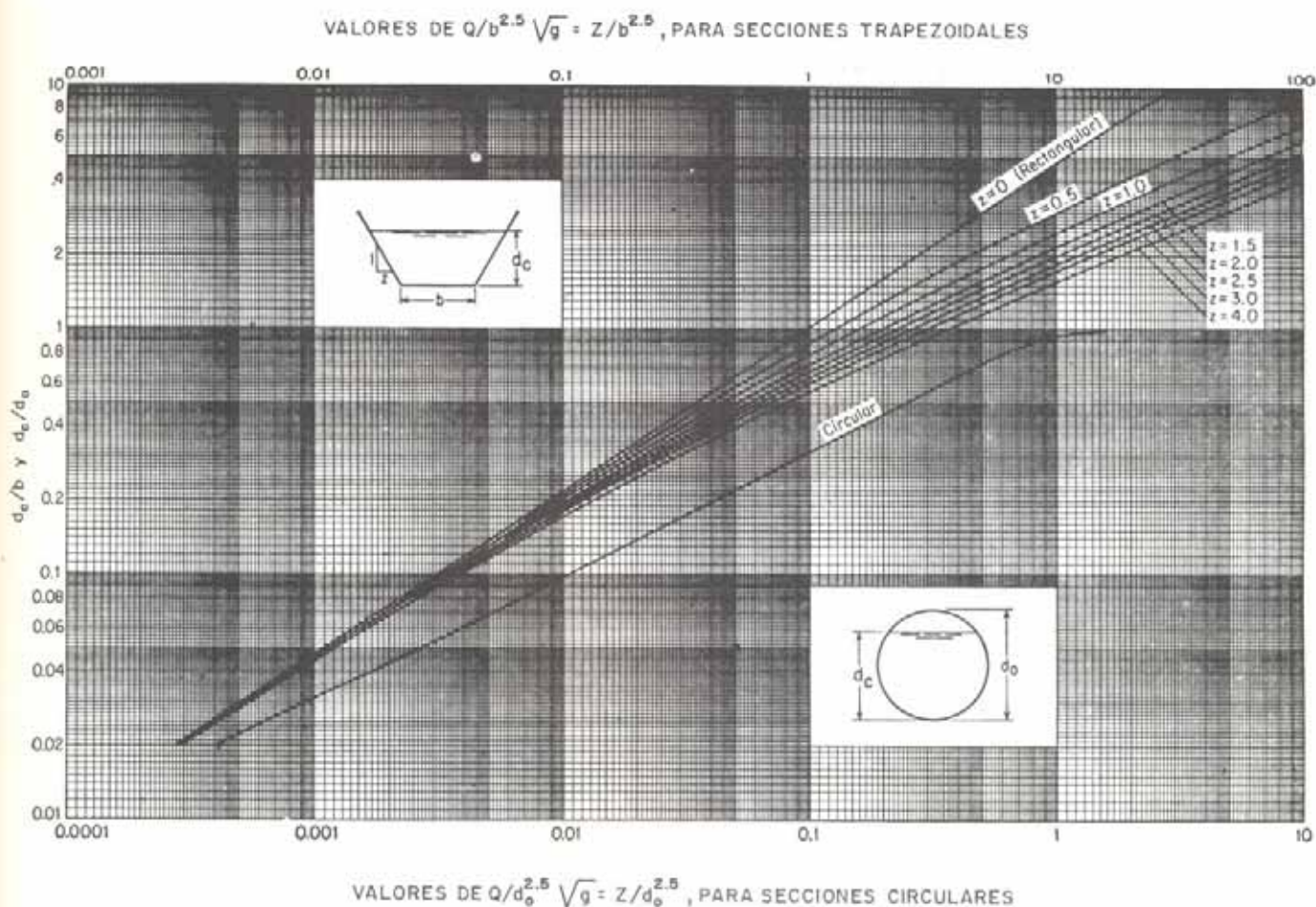


Fig. VII-39. Curvas para la determinación de la profundidad crítica.

De la ecuación anterior se deduce que

$$\frac{v^2}{gD} = 1$$

y

$$\frac{v}{\sqrt{gD}} = 1$$

La expresión v/\sqrt{gD} se ha llamado *número de Froude*, F , y cuando es igual a la unidad, el flujo se halla en condición crítica. Si F es menor que 1, el flujo es subcrítico, y si mayor que 1, supercrítico.

Las ecuaciones

$$Z = A \cdot \sqrt{y_m} = A \cdot \sqrt{\frac{A}{T}}$$

y

$$z = \frac{Q}{\sqrt{g}}$$

demuestran que, en condiciones de flujo crítico, se puede establecer una relación única de profundidad contra caudal, independiente de la rugosidad del canal.

Una sección de un canal en la cual se puede establecer una condición única de flujo, o más específicamente, una

relación definida entre la descarga y la altura del flujo, constituye lo que se llama una *sección de control*.

La sección de control regula el flujo, restringiendo la transmisión del efecto de un cambio en las condiciones de flujo en las direcciones de aguas arriba y de aguas abajo.

En flujo subcrítico, una perturbación en el flujo, como cualquier obstrucción, cambio de sección, etc., crea una onda que se mueve aguas arriba de la corriente, lo que significa que las condiciones del control influyen sobre las condiciones del flujo aguas arriba del control; por ello, se dice que el flujo subcrítico está controlado por las condiciones de aguas abajo. Por su parte, los controles de aguas abajo no influyen en el flujo supercrítico, ya que las perturbaciones en una sección sólo pueden viajar aguas abajo, quedando así los posibles controles del lado de aguas arriba.

La profundidad crítica es importante en el análisis hidráulico porque constituye siempre una sección de control. El flujo debe pasar a través de la profundidad crítica para cambiar de un tipo a otro. De aquí que la localización de la profundidad crítica y la determinación de la pendiente crítica sean siempre necesarias.

Ubicaciones típicas de la profundidad crítica son los cambios abruptos de pendiente, al pasarse de una pendiente subcrítica a otra supercrítica; los lugares donde se produce reducción de la sección del canal, tal como ocurre a veces a la entrada de las alcantarillas; y a la salida de las alcantarillas en pendiente subcrítica, con descarga en un canal ancho o con caída libre a la salida.

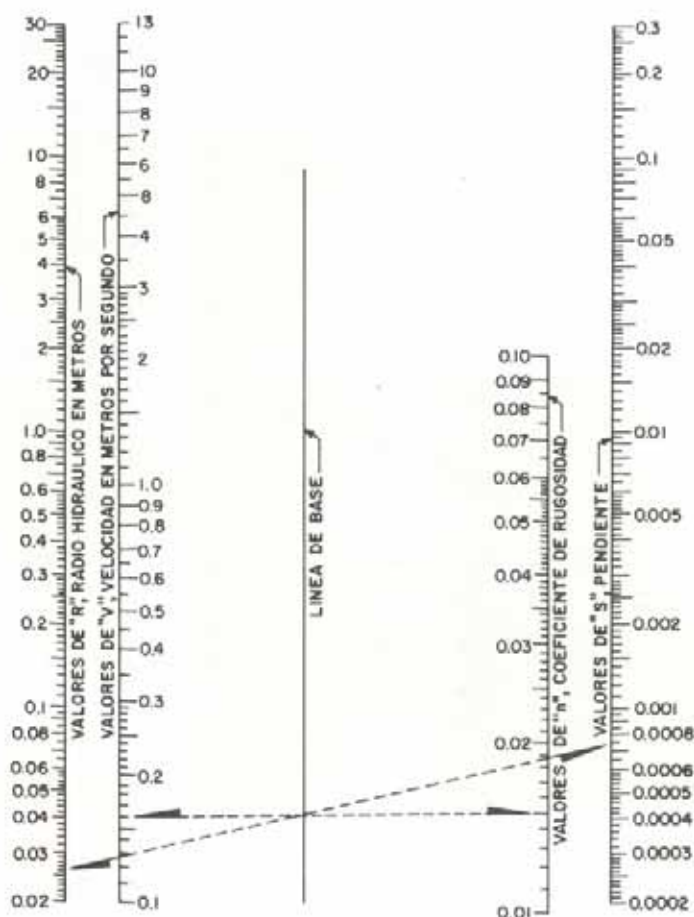


Fig. VII-40. Nomograma para la solución gráfica de la fórmula de Manning.

7.3.1.5. Flujo uniforme en canales abiertos

Usualmente se considera que el flujo en los canales abiertos que se emplean para la recolección de las aguas superficiales que caen sobre una carretera es uniforme. Para que esta consideración sea cierta, el flujo debe exhibir las siguientes características: el gasto, el área transversal, la velocidad y la profundidad en cada sección del canal deben ser constantes. Además, el gradiente de energía, la línea del nivel superficial y el fondo del canal deben ser paralelos (Fig. VII-34).

Para el cálculo de canales, la llamada fórmula de Manning^{34, 35, 36} ha recibido amplia aceptación. Permite calcular la velocidad para una profundidad de flujo dada.

En unidades métricas, la fórmula de Manning toma la forma

$$V = \frac{R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n}$$

donde

V = velocidad media, en metros por segundo,

R = radio hidráulico, en metros,

S = pendiente del canal, expresada como la tangente del ángulo de inclinación,

n = coeficiente de rugosidad de Manning.

Para una velocidad calculada, el gasto total se obtiene al multiplicar la velocidad media por el área mojada, A ,

$$Q = V \cdot A = \frac{R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n} \cdot A$$

pudiéndose también escribir $\frac{Q \cdot n}{S^{1/2}} = A \cdot R^{2/3}$

donde $A \cdot R^{2/3}$ es el factor de sección para el cálculo de flujo uniforme, el cual depende solamente de la geometría de la sección.

La expresión anterior muestra que para una condición de Q , n y S sólo hay una profundidad de agua posible para mantener un flujo uniforme. Esta profundidad se llama profundidad o tirante normal.

Cuando la profundidad normal es conocida, la ecuación de Manning puede resolverse directamente o mediante el nomograma de la figura VII-40.

Ahora bien, generalmente la profundidad de flujo es desconocida y la resolución de la ecuación de Manning debe hacerse entonces por tanteos, a menos que se disponga de cartas o nomogramas especiales. A tal fin, numerosos autores han desarrollado curvas, tablas y cartas que permiten una solución directa de esta ecuación.

Multiplicando los dos miembros de la ecuación

$$\frac{Q \cdot n}{S^{1/2}} = A \cdot R^{2/3}$$

por $1/b^{8/3}$, se puede escribir

$$\frac{Q \cdot n}{S^{1/2} \cdot b^{8/3}} = \frac{A \cdot R^{2/3}}{b^{8/3}}$$

relación que permite, si Q , n y S son conocidos, determinar la profundidad normal. El siguiente gráfico³², permite resolver fácilmente el problema para secciones de canales rectangulares, circulares y trapeciales.

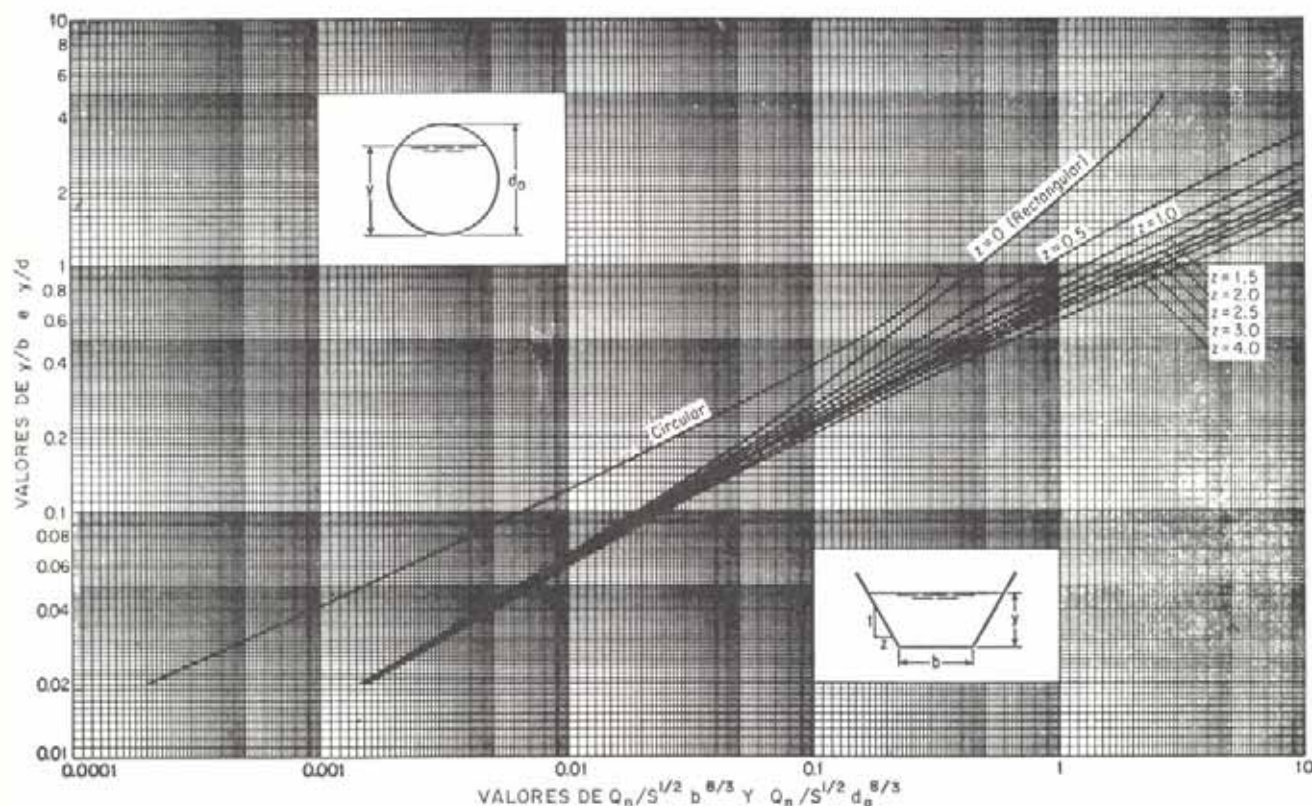


Fig. VII-41. Curvas para la determinación de la profundidad normal.

TABLA VII-8. ELEMENTOS GEOMETRICOS PARA CANALES DE SECCION CIRCULAR

d_o = diámetro
 y = profundidad de flujo
 A = área
 P = perímetro mojado
 R = radio hidráulico
 T = ancho de la superficie libre
 D = profundidad hidráulica
 $Z = A \sqrt{D}$ = factor de sección para el cálculo del flujo crítico

$\frac{y}{d_o}$	$\frac{A}{d_o^2}$	$\frac{P}{d_o}$	$\frac{R}{d_o}$	$\frac{T}{d_o}$	$\frac{D}{d_o}$	$\frac{Z}{d_o^{2/3}}$	$\frac{AR^{2/3}}{d_o^{8/3}}$	$\frac{y}{d_o}$	$\frac{A}{d_o^2}$	$\frac{P}{d_o}$	$\frac{R}{d_o}$	$\frac{T}{d_o}$	$\frac{D}{d_o}$	$\frac{Z}{d_o^{2/3}}$	$\frac{AR^{2/3}}{d_o^{8/3}}$
0,01	0,0013	0,2003	0,0066	0,1990	0,0066	0,0001	0,0000	0,51	0,4027	1,5908	0,2531	0,9998	0,4028	0,2553	0,1610
0,02	0,0037	0,2838	0,0132	0,2800	0,0134	0,0004	0,0002	0,52	0,4127	1,6108	0,2561	0,9992	0,4130	0,2650	0,1664
0,03	0,0069	0,3482	0,0197	0,3412	0,0202	0,0010	0,0005	0,53	0,4227	1,6308	0,2591	0,9982	0,4234	0,2748	0,1715
0,04	0,0105	0,4027	0,0262	0,3919	0,0268	0,0017	0,0009	0,54	0,4327	1,6509	0,2620	0,9968	0,4340	0,2848	0,1772
0,05	0,0147	0,4510	0,0326	0,4359	0,0336	0,0027	0,0015	0,55	0,4426	1,6710	0,2649	0,9950	0,4448	0,2949	0,1825
0,06	0,0192	0,4949	0,0389	0,4750	0,0406	0,0039	0,0022	0,56	0,4526	1,6911	0,2676	0,9928	0,4558	0,3051	0,1878
0,07	0,0242	0,5355	0,0451	0,5103	0,0474	0,0053	0,0031	0,57	0,4625	1,7113	0,2703	0,9902	0,4670	0,3158	0,1933
0,08	0,0294	0,5735	0,0513	0,5426	0,0542	0,0069	0,0040	0,58	0,4723	1,7315	0,2728	0,9871	0,4786	0,3263	0,1987
0,09	0,0350	0,6094	0,0574	0,5724	0,0612	0,0087	0,0052	0,59	0,4822	1,7518	0,2753	0,9837	0,4902	0,3373	0,2041
0,10	0,0409	0,6435	0,0635	0,6000	0,0682	0,0107	0,0065	0,60	0,4920	1,7722	0,2776	0,9798	0,5022	0,3484	0,2092
0,11	0,0470	0,6761	0,0695	0,6258	0,0752	0,0129	0,0079	0,61	0,5018	1,7926	0,2797	0,9755	0,5144	0,3580	0,2146
0,12	0,0534	0,7075	0,0754	0,6499	0,0822	0,0153	0,0095	0,62	0,5115	1,8132	0,2818	0,9708	0,5270	0,3710	0,2199
0,13	0,0600	0,7377	0,0813	0,6726	0,0892	0,0179	0,0113	0,63	0,5212	1,8338	0,2839	0,9656	0,5398	0,3830	0,2252
0,14	0,0668	0,7670	0,0871	0,6940	0,0964	0,0217	0,0131	0,64	0,5308	1,8546	0,2860	0,9600	0,5530	0,3945	0,2302
0,15	0,0739	0,7954	0,0929	0,7141	0,1034	0,0238	0,0152	0,65	0,5404	1,8755	0,2881	0,9539	0,5666	0,4066	0,2358
0,16	0,0811	0,8230	0,0986	0,7332	0,1106	0,0270	0,0173	0,66	0,5499	1,8965	0,2899	0,9474	0,5804	0,4188	0,2407
0,17	0,0885	0,8500	0,1042	0,7513	0,1178	0,0304	0,0196	0,67	0,5594	1,9177	0,2917	0,9404	0,5948	0,4309	0,2460
0,18	0,0961	0,8763	0,1097	0,7684	0,1252	0,0339	0,0220	0,68	0,5687	1,9391	0,2935	0,9330	0,6096	0,4437	0,2510
0,19	0,1039	0,9020	0,1152	0,7846	0,1324	0,0378	0,0247	0,69	0,5780	1,9606	0,2950	0,9250	0,6250	0,4566	0,2560
0,20	0,1118	0,9273	0,1206	0,8000	0,1398	0,0418	0,0273	0,70	0,5872	1,9823	0,2962	0,9165	0,6408	0,4694	0,2608
0,21	0,1199	0,9521	0,1259	0,8146	0,1472	0,0460	0,0301	0,71	0,5964	2,0042	0,2973	0,9075	0,6572	0,4831	0,2653
0,22	0,1281	0,9764	0,1312	0,8282	0,1546	0,0503	0,0333	0,72	0,6054	2,0264	0,2984	0,8980	0,6742	0,4964	0,2702
0,23	0,1365	1,0003	0,1364	0,8417	0,1622	0,0549	0,0359	0,73	0,6143	2,0488	0,2995	0,8879	0,6918	0,5100	0,2751
0,24	0,1449	1,0239	0,1416	0,8542	0,1696	0,0597	0,0394	0,74	0,6231	2,0714	0,3006	0,8773	0,7104	0,5248	0,2794
0,25	0,1535	1,0472	0,1466	0,8660	0,1774	0,0646	0,0427	0,75	0,6318	2,0944	0,3017	0,8660	0,7296	0,5392	0,2840
0,26	0,1623	1,0701	0,1516	0,8773	0,1850	0,0697	0,0464	0,76	0,6404	2,1176	0,3025	0,8542	0,7498	0,5540	0,2888
0,27	0,1711	1,0928	0,1566	0,8879	0,1926	0,0751	0,0497	0,77	0,6489	2,1412	0,3032	0,8417	0,7710	0,5695	0,2930
0,28	0,1800	1,1152	0,1614	0,8980	0,2004	0,0805	0,0536	0,78	0,6573	2,1652	0,3037	0,8285	0,7934	0,5850	0,2969
0,29	0,1890	1,1373	0,1662	0,9075	0,2084	0,0862	0,0571	0,79	0,6655	2,1895	0,3040	0,8146	0,8170	0,6011	0,3008
0,30	0,1982	1,1593	0,1709	0,9165	0,2162	0,0921	0,0610	0,80	0,6736	2,2143	0,3042	0,8000	0,8420	0,6177	0,3045
0,31	0,2074	1,1810	0,1755	0,9250	0,2242	0,0981	0,0650	0,81	0,6815	2,2395	0,3044	0,7846	0,8686	0,6347	0,3082
0,32	0,2167	1,2025	0,1801	0,9330	0,2322	0,1044	0,0690	0,82	0,6893	2,2653	0,3043	0,7684	0,8970	0,6524	0,3118
0,33	0,2260	1,2239	0,1848	0,9404	0,2404	0,1107	0,0736	0,83	0,6969	2,2916	0,3041	0,7513	0,9276	0,6707	0,3151
0,34	0,2355	1,2451	0,1891	0,9474	0,2486	0,1172	0,0776	0,84	0,7043	2,3186	0,3038	0,7332	0,9606	0,6897	0,3182
0,35	0,2450	1,2661	0,1935	0,9539	0,2568	0,1241	0,0820	0,85	0,7115	2,3462	0,3033	0,7141	0,9964	0,7098	0,3212
0,36	0,2546	1,2870	0,1978	0,9600	0,2652	0,1310	0,0864	0,86	0,7186	2,3746	0,3026	0,6940	1,0354	0,7307	0,3240
0,37	0,2642	1,3078	0,2020	0,9656	0,2736	0,1381	0,0909	0,87	0,7254	2,4038	0,3017	0,6726	1,0784	0,7528	0,3264
0,38	0,2739	1,3284	0,2061	0,9708	0,2822	0,1453	0,0955	0,88	0,7320	2,4341	0,3008	0,6499	1,1264	0,7754	0,3286
0,39	0,2836	1,3490	0,2102	0,9755	0,2908	0,1528	0,1020	0,89	0,7380	2,4655	0,2996	0,6258	1,1800	0,8016	0,3307
0,40	0,2934	1,3694	0,2142	0,9798	0,2994	0,1603	0,1050	0,90	0,7445	2,4981	0,2980	0,6000	1,2408	0,8285	0,3324
0,41	0,3032	1,3898	0,2181	0,9837	0,3082	0,1682	0,1100	0,91	0,7504	2,5322	0,2963	0,5724	1,3110	0,8586	0,3336
0,42	0,3132	1,4101	0,2220	0,9871	0,3172	0,1761	0,1147	0,92	0,7560	2,5681	0,2944	0,5426	1,3932	0,8917	0,3345
0,43	0,3229	1,4303	0,2257	0,9902	0,3262	0,1844	0,1196	0,93	0,7612	2,6061	0,2922	0,5103	1,4918	0,9292	0,3350
0,44	0,3328	1,4505	0,2294	0,9928	0,3352	0,1927	0,1245	0,94	0,7662	2,6467	0,2896	0,4750	1,6130	0,9725	0,3353
0,45	0,3438	1,4706	0,2331	0,9950	0,3446	0,2011	0,1298	0,95	0,7707	2,6906	0,2864	0,4359	1,7682	1,0242	0,3349
0,46	0,3527	1,4907	0,2366	0,9968	0,3538	0,2098	0,1348	0,96	0,7749	2,7389	0,2830	0,3919	1,9770	1,0888	0,3340
0,47	0,3627	1,5108	0,2400	0,9982	0,3634	0,2186	0,1401	0,97	0,7785	2,7934	0,2787	0,3412	2,2820	1,1752	0,3322
0,48	0,3727	1,5308	0,2434	0,9992	0,3730	0,2275	0,1452	0,98	0,7816	2,8578	0,2735	0,2800	2,7916	1,3050	0,3291
0,49	0,3827	1,5508	0,2467	0,9998	0,3828	0,2366	0,1505	0,99	0,7841	2,9412	0,2665	0,1990	3,9400	1,5554	0,3248
0,50	0,3927	1,5708	0,2500	1,0000	0,3928	0,2459	0,1558	1,00	0,7854	3,1416	0,2500	0,0000	∞	∞	0,3117

TABLA VII-9. TABLA PARA EL CALCULO DE LA PROFUNDIDAD NORMAL EN CANALES DE SECCION TRAPEZIAL

$\frac{Y}{b}$	Valores de $\frac{Qn}{S^{1/2} \cdot b^{5/3}}$										
	$Z = 0$	$Z = 1/4$	$Z = 1/2$	$Z = 3/4$	$Z = 1$	$Z = 1 1/4$	$Z = 1 1/2$	$Z = 2$	$Z = 2 1/2$	$Z = 3$	$Z = 4$
0,02	0,00213	0,00215	0,00216	0,00217	0,00218	0,00219	0,00220	0,00221	0,00222	0,00223	0,00225
0,03	0,00414	0,00419	0,00423	0,00426	0,00429	0,00431	0,00433	0,00437	0,00440	0,00443	0,00449
0,04	0,00661	0,00670	0,00679	0,00685	0,00690	0,00696	0,00707	0,00700	0,00715	0,00722	0,00735
0,05	0,00947	0,00964	0,00980	0,00991	0,0100	0,0101	0,0102	0,0103	0,0104	0,0106	0,0109
0,06	0,0127	0,0130	0,0132	0,0134	0,0136	0,0137	0,0138	0,0141	0,0143	0,0145	0,0149
0,07	0,0162	0,0166	0,0170	0,0173	0,0176	0,0177	0,0180	0,0183	0,0186	0,0190	0,0196
0,08	0,0200	0,0206	0,0211	0,0215	0,0219	0,0222	0,0225	0,0231	0,0235	0,0240	0,0250
0,09	0,0240	0,0249	0,0256	0,0262	0,0267	0,0271	0,0275	0,0282	0,0289	0,0296	0,0310
0,10	0,0283	0,0294	0,0305	0,0311	0,0318	0,0324	0,0329	0,0339	0,0348	0,0358	0,0375
0,11	0,0329	0,0342	0,0354	0,0364	0,0373	0,0380	0,0387	0,0400	0,0413	0,0424	0,0448
0,12	0,0376	0,0393	0,0408	0,0420	0,0431	0,0441	0,0450	0,0466	0,0482	0,0497	0,0527
0,13	0,0425	0,0446	0,0464	0,0480	0,0493	0,0505	0,0516	0,0537	0,0556	0,0575	0,0613
0,14	0,0476	0,0501	0,0524	0,0542	0,0559	0,0573	0,0587	0,0612	0,0636	0,0659	0,0705
0,15	0,0528	0,0559	0,0585	0,0608	0,0628	0,0645	0,0662	0,0692	0,0721	0,0749	0,0805
0,16	0,0582	0,0619	0,0650	0,0676	0,0699	0,0720	0,0740	0,0776	0,0811	0,0845	0,0912
0,17	0,0638	0,0680	0,0717	0,0748	0,0775	0,0800	0,0823	0,0867	0,0907	0,0947	0,103
0,18	0,0695	0,0744	0,0786	0,0822	0,0854	0,0883	0,0910	0,0961	0,101	0,105	0,115
0,19	0,0753	0,0809	0,0857	0,0900	0,0936	0,0970	0,100	0,106	0,112	0,117	0,128
0,20	0,0813	0,0875	0,0932	0,0979	0,102	0,106	0,110	0,116	0,123	0,129	0,141
0,21	0,0873	0,0944	0,101	0,106	0,111	0,115	0,120	0,127	0,134	0,142	0,156
0,22	0,0935	0,101	0,109	0,115	0,120	0,125	0,130	0,139	0,147	0,155	0,171
0,23	0,0997	0,109	0,117	0,124	0,130	0,135	0,141	0,151	0,160	0,169	0,187
0,24	0,106	0,116	0,125	0,133	0,139	0,146	0,152	0,163	0,173	0,184	0,204
0,25	0,113	0,124	0,133	0,142	0,150	0,157	0,163	0,176	0,187	0,199	0,222
0,26	0,119	0,131	0,142	0,152	0,160	0,168	0,175	0,189	0,202	0,215	0,241
0,27	0,126	0,139	0,151	0,162	0,171	0,180	0,188	0,203	0,218	0,232	0,260
0,28	0,133	0,147	0,160	0,172	0,182	0,192	0,201	0,217	0,234	0,249	0,281
0,29	0,139	0,155	0,170	0,182	0,193	0,204	0,214	0,232	0,250	0,267	0,302
0,30	0,146	0,163	0,179	0,193	0,205	0,217	0,227	0,248	0,267	0,286	0,324
0,31	0,153	0,172	0,189	0,204	0,217	0,230	0,242	0,264	0,285	0,306	0,347
0,32	0,160	0,180	0,199	0,215	0,230	0,243	0,256	0,281	0,304	0,327	0,371
0,33	0,167	0,189	0,209	0,227	0,243	0,257	0,271	0,298	0,323	0,348	0,396
0,34	0,174	0,198	0,219	0,238	0,256	0,272	0,287	0,315	0,343	0,369	0,422
0,35	0,181	0,207	0,230	0,251	0,270	0,287	0,305	0,334	0,363	0,392	0,450
0,36	0,190	0,216	0,241	0,263	0,283	0,302	0,319	0,353	0,384	0,416	0,477
0,37	0,196	0,225	0,251	0,275	0,297	0,317	0,336	0,372	0,406	0,440	0,507
0,38	0,203	0,234	0,263	0,289	0,311	0,333	0,354	0,392	0,429	0,465	0,536
0,39	0,210	0,244	0,274	0,301	0,326	0,349	0,371	0,412	0,452	0,491	0,568
0,40	0,218	0,254	0,286	0,314	0,341	0,366	0,389	0,433	0,476	0,518	0,600
0,41	0,225	0,263	0,297	0,328	0,357	0,383	0,408	0,455	0,501	0,545	0,634
0,42	0,233	0,279	0,310	0,342	0,373	0,401	0,427	0,478	0,526	0,574	0,668
0,43	0,241	0,282	0,321	0,356	0,389	0,418	0,447	0,501	0,553	0,604	0,703
0,44	0,249	0,292	0,334	0,371	0,405	0,437	0,467	0,524	0,579	0,634	0,739
0,45	0,256	0,303	0,346	0,385	0,422	0,455	0,487	0,548	0,607	0,665	0,778
0,46	0,263	0,313	0,359	0,401	0,439	0,475	0,509	0,574	0,635	0,696	0,816
0,47	0,271	0,323	0,371	0,417	0,457	0,494	0,530	0,600	0,665	0,729	0,856
0,48	0,279	0,333	0,384	0,432	0,475	0,514	0,552	0,626	0,695	0,763	0,897
0,49	0,287	0,345	0,398	0,448	0,492	0,534	0,575	0,652	0,725	0,797	0,939
0,50	0,295	0,356	0,411	0,463	0,512	0,556	0,599	0,679	0,758	0,833	0,983
0,52	0,310	0,377	0,438	0,496	0,548	0,599	0,646	0,735	0,820	0,906	1,07
0,54	0,327	0,398	0,468	0,530	0,590	0,644	0,696	0,795	0,891	0,984	1,17
0,56	0,343	0,421	0,496	0,567	0,631	0,690	0,748	0,856	0,963	1,07	1,27
0,58	0,359	0,444	0,526	0,601	0,671	0,739	0,802	0,922	1,04	1,15	1,37
0,60	0,375	0,468	0,556	0,640	0,717	0,789	0,858	0,988	1,12	1,24	1,49
0,62	0,391	0,492	0,590	0,679	0,763	0,841	0,917	1,06	1,20	1,33	1,60

TABLA VII-9. (Continuación)

$\frac{Y}{b}$	Valores de $\frac{Q_n}{S^{1/2} \cdot b^{3/2}}$										
	$Z = 0$	$Z = 1/4$	$Z = 1/2$	$Z = 3/4$	$Z = 1$	$Z = 1 1/4$	$Z = 1 1/2$	$Z = 2$	$Z = 2 1/2$	$Z = 3$	$Z = 4$
0,64	0,408	0,516	0,620	0,718	0,809	0,894	0,976	1,13	1,28	1,43	1,72
0,66	0,424	0,541	0,653	0,759	0,858	0,951	1,04	1,21	1,37	1,53	1,85
0,68	0,441	0,566	0,687	0,801	0,908	1,01	1,10	1,29	1,47	1,64	1,98
0,70	0,457	0,591	0,722	0,842	0,958	1,07	1,17	1,37	1,56	1,75	2,12
0,72	0,474	0,617	0,757	0,887	1,01	1,13	1,24	1,45	1,66	1,87	2,27
0,74	0,491	0,644	0,793	0,932	1,07	1,19	1,31	1,55	1,77	1,98	2,41
0,76	0,508	0,670	0,830	0,981	1,12	1,26	1,39	1,64	1,88	2,11	2,57
0,78	0,525	0,698	0,868	1,03	1,18	1,32	1,46	1,73	1,98	2,24	2,73
0,80	0,542	0,725	0,906	1,08	1,24	1,40	1,54	1,83	2,10	2,37	2,90
0,82	0,559	0,753	0,945	1,13	1,30	1,47	1,63	1,93	2,22	2,51	3,07
0,84	0,576	0,782	0,985	1,18	1,36	1,54	1,71	2,03	2,34	2,65	3,25
0,86	0,593	0,810	1,03	1,23	1,43	1,61	1,79	2,14	2,47	2,80	3,44
0,88	0,610	0,839	1,07	1,29	1,49	1,69	1,88	2,25	2,60	2,95	3,63
0,90	0,627	0,871	1,11	1,34	1,56	1,77	1,98	2,36	2,74	3,11	3,83
0,92	0,645	0,898	1,15	1,40	1,63	1,86	2,07	2,48	2,88	3,27	4,04
0,94	0,662	0,928	1,20	1,46	1,70	1,94	2,16	2,60	3,03	3,43	4,25
0,96	0,680	0,960	1,25	1,52	1,78	2,03	2,27	2,73	3,17	3,61	4,48
0,98	0,697	0,991	1,29	1,58	1,85	2,11	2,37	2,85	3,33	3,79	4,70
1,00	0,714	1,02	1,33	1,64	1,93	2,21	2,47	2,99	3,48	3,97	4,93
1,05	0,759	1,10	1,46	1,80	2,13	2,44	2,75	3,33	3,90	4,45	5,55
1,10	0,802	1,19	1,58	1,97	2,34	2,69	3,04	3,70	4,34	4,96	6,21
1,15	1,846	1,27	1,71	2,14	2,56	2,96	3,34	4,09	4,82	5,52	6,91
1,20	0,891	1,36	1,85	2,33	2,79	3,24	3,68	4,50	5,32	6,11	7,68
1,25	0,936	1,45	1,99	2,52	3,04	3,54	4,03	4,95	5,86	6,73	8,48
1,30	0,980	1,54	2,14	2,73	3,30	3,85	4,39	5,42	6,42	7,39	9,34
1,35	1,02	1,64	2,29	2,94	3,57	4,18	4,76	5,90	7,01	8,10	10,2
1,40	1,07	1,74	2,45	3,16	3,85	4,52	5,18	6,43	7,65	8,83	11,2
1,45	1,11	1,84	2,61	3,39	4,15	4,88	5,60	6,98	8,30	9,62	12,2
1,50	1,16	1,94	2,78	3,63	4,46	5,26	6,04	7,55	9,02	10,4	13,3
1,55	1,20	2,05	2,96	3,88	4,78	5,65	6,50	8,14	9,74	11,3	14,4
1,60	1,25	2,15	3,14	4,14	5,12	6,06	6,99	8,79	10,5	12,2	15,6
1,65	1,30	2,27	3,33	4,41	5,47	6,49	7,50	9,42	11,3	13,2	16,8
1,70	1,34	2,38	3,52	4,69	5,83	6,94	8,02	10,1	12,2	14,2	18,1
1,75	1,39	2,50	3,73	4,98	6,21	7,41	8,57	10,9	13,0	15,2	19,5
1,80	1,43	2,62	3,93	5,28	6,60	7,89	9,13	11,6	14,0	16,3	20,9
1,85	1,48	2,74	4,15	5,59	7,01	8,40	9,75	12,4	15,0	17,4	22,4
1,90	1,52	2,86	4,36	5,91	7,43	8,91	10,4	13,2	15,9	18,7	24,0
1,95	1,57	2,99	4,59	6,24	7,87	9,46	11,0	14,0	17,0	19,9	25,6
2,00	1,61	3,12	4,83	6,58	8,32	10,0	11,7	14,9	18,0	21,1	27,2
2,10	1,71	3,39	5,31	7,30	9,27	11,2	13,1	16,8	20,3	23,9	30,8
2,20	1,79	3,67	5,82	8,06	10,3	12,5	14,6	18,7	22,8	26,8	34,7
2,30	1,89	3,96	6,36	8,86	11,3	13,8	16,2	20,9	25,4	30,0	38,8
2,40	1,98	4,26	6,93	9,72	12,5	15,3	17,9	23,1	28,3	33,4	43,3
2,50	2,07	4,58	7,52	10,6	13,7	16,8	19,8	25,6	31,3	37,0	48,0
2,60	2,16	4,90	8,14	11,6	15,0	18,4	21,7	28,2	34,5	40,8	53,0
2,70	2,26	5,24	8,80	12,6	16,3	20,1	23,8	31,0	37,9	44,8	58,4
2,80	2,35	5,59	9,49	13,6	17,8	21,9	25,9	33,8	41,6	49,1	64,0
2,90	2,44	5,95	10,2	14,7	19,3	23,8	28,2	36,9	45,3	53,7	70,1
3,00	2,53	6,33	11,0	15,9	20,9	25,8	30,6	40,1	49,4	58,4	76,4
3,20	2,72	7,12	12,5	18,3	24,2	30,1	35,8	47,1	58,0	69,9	90,3
3,40	2,90	7,97	14,2	21,0	27,9	34,8	41,5	54,6	67,7	80,2	105
3,60	3,09	8,86	16,1	24,0	32,0	39,9	47,8	63,0	78,2	92,8	122
3,80	3,28	9,81	18,1	27,1	36,3	45,5	54,6	72,4	89,6	107	141
4,00	3,46	10,8	20,2	30,5	41,1	51,6	61,9	82,2	102	122	160
4,50	3,92	13,5	26,2	40,1	54,5	68,8	82,9	111	136	164	217
5,00	4,39	16,7	33,1	51,5	70,3	89,2	108	145	181	216	287

Una solución más exacta puede obtenerse mediante el uso de las tablas VII-8 y VII-9, donde se dan los valores de la relación y/b y y/b para canales con taludes que van desde $z/1 = 0$ (talud vertical, canal rectangular), hasta $z/1 = 4/1$.

El uso de las curvas y de las tablas se aclara mediante el siguiente ejemplo:

Un canal de concreto, $n = 0,013$, tiene una anchura de 3 m en el fondo y taludes de pendiente $1/4/1$. La pendiente longitudinal del canal es de 0,38 por ciento. ¿Cuál será la profundidad del flujo para un gasto de $5 \text{ m}^3/\text{seg}$?

Al sustituir valores en la ecuación, se tiene

$$\frac{Q \cdot n}{S^{1/2} \cdot b^{8/3}} = \frac{5 \times 0,013}{0,0038^{1/2} \times 3^{8/3}} = 0,0563 = \frac{A \cdot R^{2/3}}{b^{8/3}}$$

Interpolando en el gráfico, entre las curvas correspondientes a $z = 0$ y $z = 0,5$, para $z = 1/4$ se encuentra $y/b = 0,20$.

Por lo tanto,

$$y = 3 \times 0,20 = 0,60 \text{ m}$$

Si se hubiese empleado la tabla VII-9, interpolando entre 0,0559 y 0,0619 en la columna bajo $z = 1/4$, se encuentra un valor de $y/b = 0,1507$, de donde

$$y = 3 \times 0,1507 = 0,452 \text{ m}$$

Cartas como las elaboradas por el Bureau of Public Roads³⁷ facilitan de manera extraordinaria la resolución de la ecuación de Manning.

Entrando en ellas con el gasto de diseño se obtiene no solamente la profundidad normal sino también la crítica, las velocidades normales y críticas y la pendiente crítica.

7.3.1.6. Flujo gradualmente variado en canales abiertos

Se puede definir el *flujo gradualmente variado* como el flujo permanente, y no uniforme, que sufre variaciones imperceptibles en sus características, en pequeñas distancias.

El flujo variado ocurre cuando el caudal de agua permanece constante, pero la profundidad, velocidad y sección transversal cambian de sección a sección.

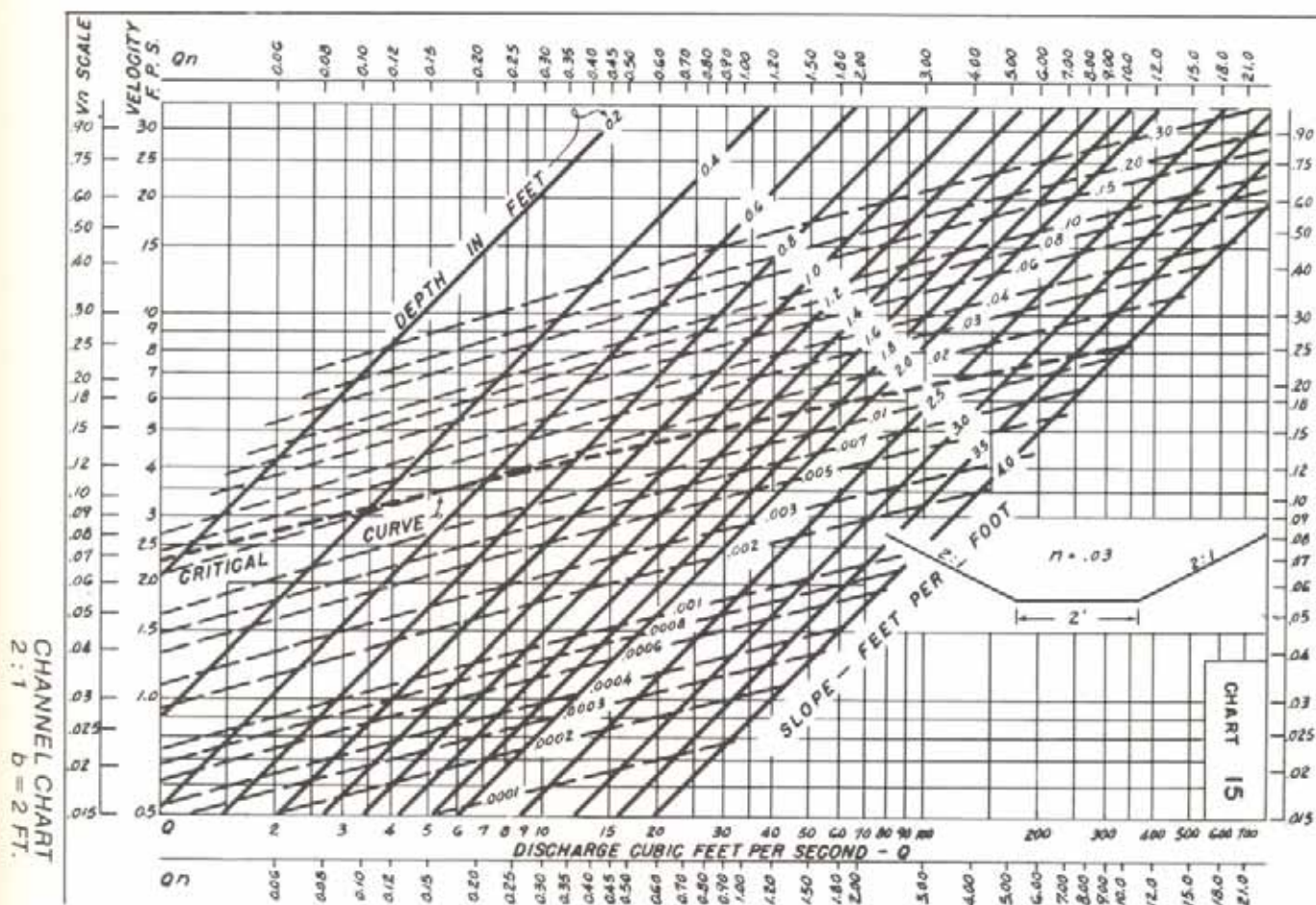


Fig. VII-42. Modelo de carta elaborada por el Bureau of Public Roads para el cálculo de canales.

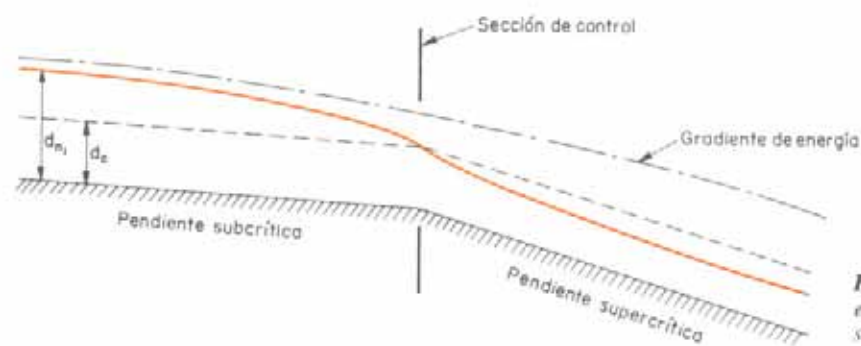


Fig. VII-43. Curva de remanso entre régimen subcrítico y supercrítico.

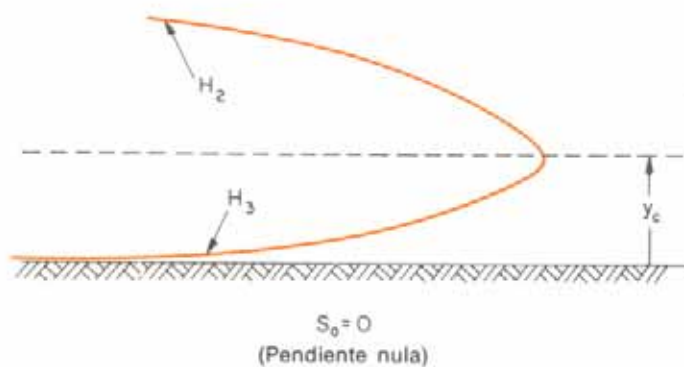
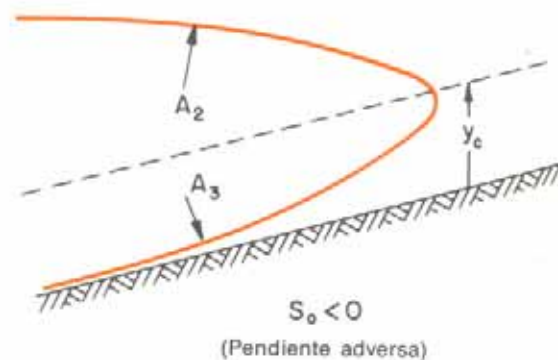
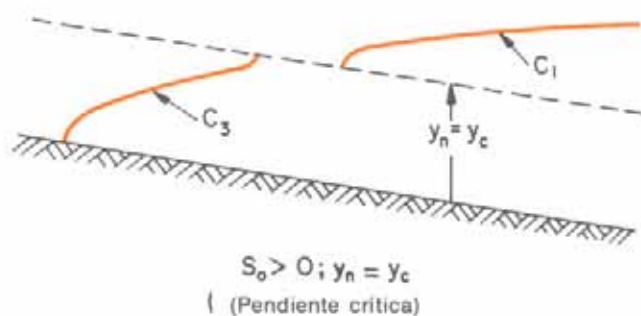
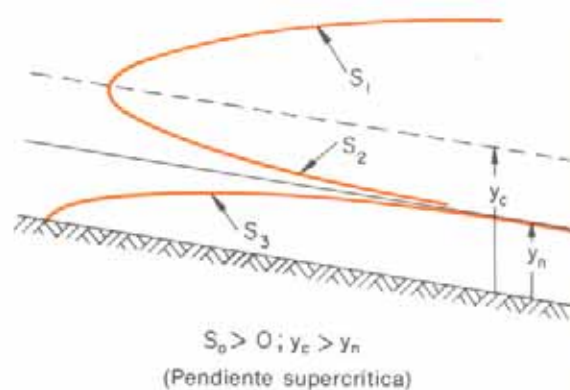
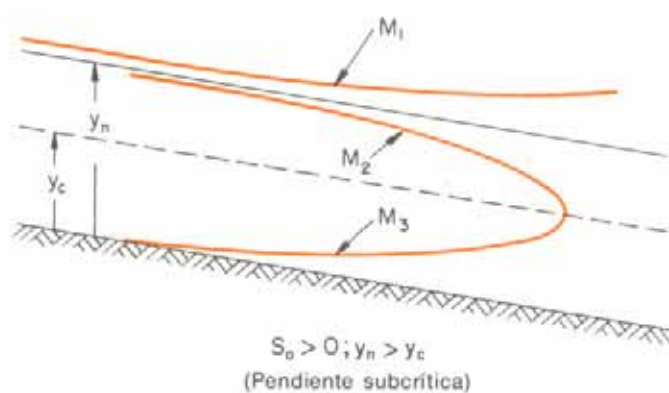


Fig. VII-44. Perfiles superficiales en flujo gradualmente variado.

Para el diseño de canales, se hace necesario conocer los principios que rigen el flujo gradualmente variado, para determinar el comportamiento del flujo cuando se producen cambios en la rugosidad, tamaño, forma o pendiente del canal.

El problema principal en el análisis del flujo gradualmente variado es la predicción del perfil de la superficie libre en un canal de gasto permanente.

En un canal pueden existir secciones donde la profundidad del agua está forzada a tener un valor diferente del correspondiente tirante normal. En estos casos, el perfil de la superficie líquida tiene que variar en forma gradual. La forma adoptada por la superficie del agua donde ocurre la transición entre esas dos profundidades se denomina *curva de remanso* (Fig. VII-43).

Para un caudal y condiciones del canal dados, las líneas determinadas por la profundidad normal y la profundidad crítica dividen el espacio del canal en tres zonas:

- Zona 1. El espacio sobre la línea superior.
- Zona 2. El espacio entre las dos líneas.
- Zona 3. El espacio debajo de la línea inferior.

A su vez, se pueden tener las siguientes pendientes del fondo del canal, las cuales se distinguen con la letra indicada

- Horizontal = H
- Subcrítica = M
- Crítica = C
- Supercrítica = S
- Adversa = A

De acuerdo a la pendiente del canal y a la zona donde se produce la curva de remanso, éstas se clasifican según la nomenclatura que se indica en la figura VII-44.

Para describir las características de los diferentes perfiles de la superficie libre que pueden aparecer en los canales, se recurre a la llamada *ecuación dinámica del flujo gradualmente variado*. Su desarrollo aparece en los textos sobre hidráulica de canales^{33, 38} y es una expresión de la pendiente de la superficie del agua con respecto al fondo del canal.

Para canales con poca pendiente, esta ecuación toma la forma diferencial

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o - S_f}{1 + d(v^2/2g)/dy}$$

siendo

S_o la pendiente del fondo del canal,

S_f la pendiente de la línea de energía;

$d(v^2/2g)/dy$ la variación de la carga por velocidad.

La pendiente de la superficie del agua será igual a la del fondo del canal si $dy/dx = 0$; menor, si dy/dx es positivo, y mayor, si dy/dx es negativo; es decir, que la pendiente de la superficie del agua y la del fondo del canal serán paralelas para $dy/dx = 0$; la pendiente de la superficie del agua estará en ascenso para dy/dx positivo y en descenso cuando dy/dx es negativo.

Un resumen de las relaciones entre pendiente del canal, profundidad del flujo y tipo de la curva de remanso que se produce es indicado en la tabla siguiente:

TABLA VII-10

Pendiente del canal	Designación			Relación entre y, y_n e y_c			Tipo de curva que se genera	Tipo de flujo
	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 1	Zona 2	Zona 3		
Horizontal $S_o = 0$	no hay			$y > y_n$	$> y_c$		Ninguna	Ninguno
		H2		$y_n > y$	$> y_c$		Depresión	Subcrítico
			H3	y_n	$> y_c > y$		Remanso	Supercrítico
Subcrítica $0 < S_o < S_c$	M1			$y > y_n$	$> y_c$		Remanso	Subcrítico
		M2		$y_n > y$	$> y_c$		Depresión	Subcrítico
			M3	y_n	$> y_c > y$		Remanso	Supercrítico
Crítica $S_o = S_c > 0$	C1			$y > y_c$	$= y_n$		Remanso	Subcrítico
		C2		$y_c = y$	$= y_n$		Paralela al fondo del canal	Uniforme-Crítico
			C3	y_c	$= y_n > y$		Remanso	Supercrítico
Supercrítica $S_o > S_c > 0$	S1			$y > y_c$	$> y_n$		Remanso	Subcrítico
		S2		$y_c > y$	$> y_n$		Depresión	Supercrítico
			S3	y_c	$> y_n > y$		Remanso	Supercrítico
Adversa $S_o < 0$	no hay			$y > (y_n)^*$	$> y_c$		Ninguna	Ninguno
		A2		$(y_n) > y$	$> y_c$		Depresión	Subcrítico
			A3	(y_n)	$> y_c > y$		Remanso	Supercrítico

* El valor y_n entre paréntesis se asume como valor positivo.

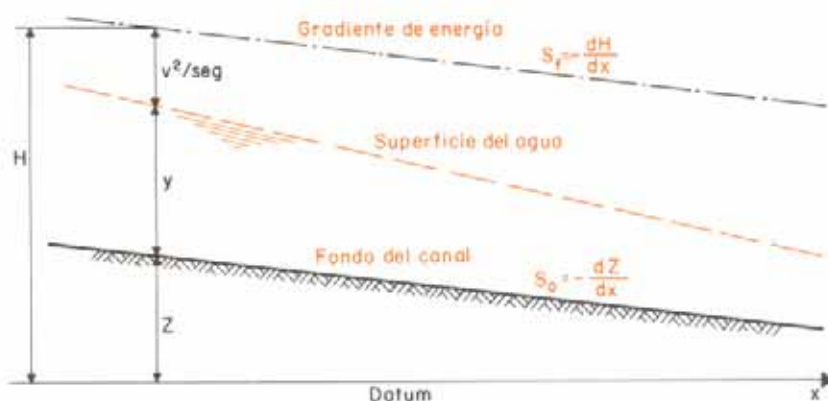


Fig. VII-45.

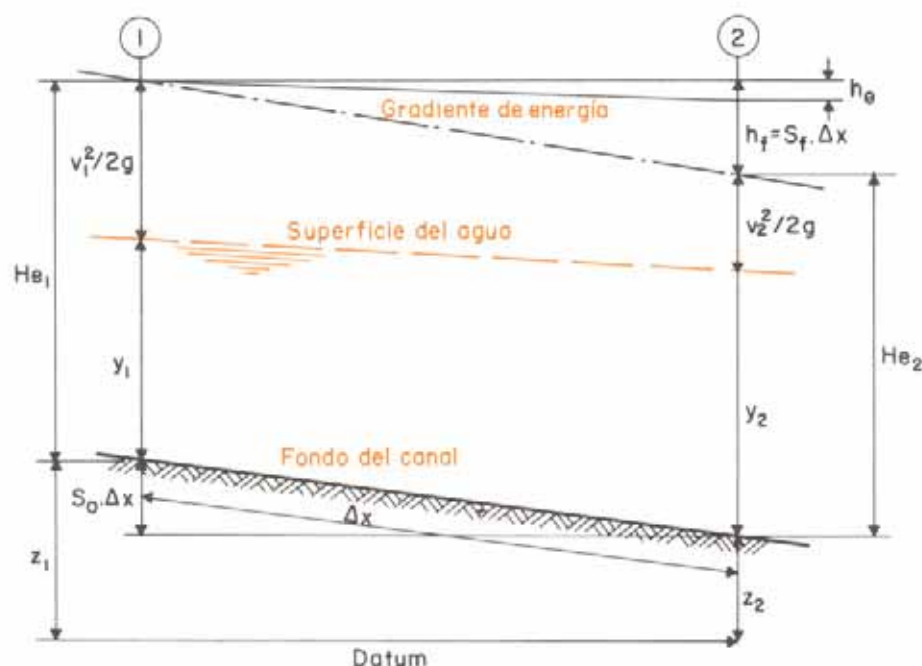


Fig. VII-46.

El cálculo del perfil de la superficie libre en un régimen gradualmente variado requiere, básicamente, resolver la ecuación dinámica del flujo. Numerosos procedimientos se han utilizado para ello, entre los cuales los métodos de integración, gráfica, directa y de aproximaciones sucesivas, son de amplia aceptación.

Entre los métodos de aproximaciones sucesivas, de relativa facilidad en su desarrollo, el llamado método directo³⁹ es aplicable a canales prismáticos, en tanto que el estándar³³ se utiliza cuando se trata de canales no prismáticos o de canales naturales.

En la figura VII-46 se ha ilustrado un tramo de un canal, de longitud Δx ; igualando la carga en los dos extremos, se puede escribir

$$S_o \Delta x + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + S_f \cdot \Delta x$$

de donde

$$\Delta x = \frac{H_{e2} - H_{e1}}{S_o - S_f} = \frac{\Delta H_e}{S_o - S_f}$$

siendo

H_e la energía específica $= y + v^2/2g$,

y S_o y S_f las pendientes del fondo del canal y de la línea de energía en el tramo, respectivamente.

La aplicación del método directo, que no es otra cosa que la resolución de la ecuación acabada de deducir, se ilustra en el siguiente **ejemplo**:

Determinar el perfil de la curva de remanso que se forma en un canal rectangular de concreto, $n = 0,012$, de 3 m de ancho, en una pendiente longitudinal de 0,10 por ciento, por el cual circula un caudal de 15 m³/seg, siendo la profundidad obligada en una determinada sección la condición crítica del flujo.

Antes de proceder a determinar el perfil de la curva de remanso, es necesario calcular la profundidad normal y la profundidad crítica.

A partir de la ecuación de Manning y utilizando las curvas de las figuras VII-39 y VII-41 se obtiene

$$y_n = 1,95 ; y_c = 1,37$$

por consiguiente, la curva de remanso que se produce será del tipo M-2 y el flujo subcrítico.

A continuación se calculan las coordenadas de la curva de remanso, para lo cual se ha procedido de la siguiente forma en el cuadro que sigue:

- | | |
|---------|---|
| Col. 1. | Profundidad de agua, en metros, con valores arbitrariamente asignados entre 1,95 y 1,37 m. En general, el cálculo se efectúa en dirección aguas arriba cuando el flujo es subcrítico y aguas abajo cuando supercrítico. |
| Col. 2. | Área de la sección, para los distintos valores de y . |
| Col. 3. | Radio hidráulico, para los distintos valores de y . |
| Col. 4. | Radio hidráulico elevado a 4/3. |
| Col. 5. | Velocidad media en la sección. Se obtiene dividiendo el caudal, 15 m ³ /seg, por el área de la sección indicada en la columna 2. |
| Col. 6. | Carga por velocidad, $v^2/2g$. |
| Col. 7. | Energía específica en la sección (Col. 1 + Col. 6). |
| Col. 8. | Variación de la energía específica, entre dos secciones consecutivas. |
| Col. 9. | Pendiente de la línea de energía en el tramo, S_f , calculada a partir de la fórmula de Manning con la velocidad, radio hidráulico y rugosidad de la sección |

$$Q = A \cdot \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

γ	A	R	$R^{4/3}$	V	$V^2/2g$	H_e	ΔH_e	S_f	\bar{S}_f	$S_o - \bar{S}_f$	Δx	x
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
1,37	4,11	0,72	0,65	3,65	0,68	2,05	—	0,0030	—	—	—	0
1,45	4,35	0,74	0,67	3,45	0,61	2,06	0,01	0,0026	0,0004	0,0006	16,67	16,67
1,55	4,65	0,76	0,69	3,23	0,53	2,08	0,02	0,0022	0,0004	0,0006	33,33	50,00
1,65	4,95	0,79	0,73	3,03	0,47	2,12	0,04	0,0018	0,0004	0,0006	66,67	116,67
1,75	5,25	0,81	0,76	2,86	0,42	2,17	0,05	0,0015	0,0003	0,0007	71,43	188,10
1,85	5,55	0,83	0,78	2,70	0,37	2,22	0,05	0,0013	0,0002	0,0008	62,50	250,60
1,95	5,85	0,85	0,81	2,56	0,33	2,28	0,06	0,0011	0,0002	0,0008	75,00	325,60

de donde

$$S_f = \frac{Q^2 \cdot n^2}{A^2 \cdot R^{4/3}} = V^2 \cdot \frac{n^2}{R^{4/3}}$$

- Col. 10. Promedio de los valores de la pendiente de la línea de energía al comienzo y final del tramo.
- Col. 11. Diferencia entre la pendiente del fondo del canal y la pendiente media de la línea de energía en el tramo.
- Col. 12. Δx , longitud del tramo, en m, entre dos secciones consecutivas. Se calcula dividiendo el valor ΔH_e (Col. 8) entre $S_o - \bar{S}_f$ (Col. 11).
- Col. 13. Valores de la distancia desde la sección de control al punto en consideración. Son los valores acumulados de la columna 12.

7.3.2. DISEÑO DE CANALES PARA EL DRENAJE DE CARRETERAS

Como ya se ha indicado, los canales constituyen los elementos de captación y conducción de las aguas superficiales que caen sobre la calzada y sus laterales.

El conjunto de canales de drenaje que se implanta sobre una carretera constituye un sistema cuyo proyecto abarca tres fases:

- El establecimiento del sistema.
- La determinación de los caudales de agua que llegan a los canales.
- El diseño de los canales.

El establecimiento del sistema de canales de una vía se realiza, preferiblemente, sobre los planos topográficos del trazado o del proyecto, aunque su localización puede haber sido ya prevista durante el estudio preliminar de la vía en los croquis y fotografías aéreas que hayan servido para el estudio de la ruta.

Al trazar el sistema, se debe atender a que los alineamientos de los canales sean lo más recto posible y a que los cambios de dirección se efectúen gradualmente.

Los canales deben quedar dentro del derecho de vía, a fin de evitar posibles problemas legales ^{40 al 44}.

A partir de los planos topográficos se obtiene también la pendiente de los canales, debiendo ésta ser constante o en aumento en el sentido de la corriente. Es importante evitar la sedimentación, por lo cual se recomienda usar pendientes mayores de 0,2 por ciento.

El siguiente paso en el proyecto de un sistema de canales de drenaje es la determinación de los caudales de agua afluente, los cuales, generalmente, se estiman en diversos puntos a lo largo del canal. Los puntos seleccionados deben incluir toda sección inmediatamente anterior a quiebres bruscos de pendiente y los puntos donde entran flujos concentrados, tal como sucede en un canal que recibe el aporte de otro o de una torrentera.

Para cuencas de menos de 500 hectáreas, el método racional es suficientemente confiable ⁴⁵ para el cálculo de los caudales.

Las lluvias pueden estimarse para frecuencias de cinco, diez o quince años, según la importancia de la vía, la situación del canal y las facilidades de conservación y mantenimiento.

La selección de la frecuencia para el diseño es de primordial importancia, ya que tanto el sobrediseño como el subdiseño representan un exceso de costo a largo plazo.

Un canal proyectado para la lluvia de frecuencia 1 año tendrá inicialmente un costo bajo, pero el costo de mantenimiento será elevado ya que este canal resultará dañado por las lluvias casi todos los años. Asimismo, la inundación frecuente de la calzada afectará el desarrollo del tráfico durante los días de lluvia.

Un canal diseñado para una lluvia de 100 años de frecuencia tendrá un alto costo de construcción, aunque bajo costo de mantenimiento.

Entre ambos diseños deberá quedar el que produce el costo anual más bajo.

Para el diseño de canales de drenaje en vías rurales, no se requiere una gran precisión en la determinación del tiempo de concentración. Como valor mínimo del tiempo de concentración se recomienda 5 minutos ⁴⁶.

En el cálculo de la descarga de diseño es conveniente observar que, a veces, cierto tipo de combinación de las áreas de drenaje hace que el caudal máximo se pueda alcanzar en una subárea, con la mayor intensidad de precipitación que corresponde a tiempos de concentración menores que el asignado a toda la cuenca. Tal sería el caso, por ejemplo, de una hoya de 10 ha con un tiempo de concentración de 15 minutos, en la que un sector extenso, 8 ha, tuviera un tiempo de concentración de sólo 5 minutos. Es probable que la mayor intensidad correspondiente a $t_c = 5$ minutos produzca un caudal mayor en el área reducida que la intensidad proveniente de $t_c = 15$ minutos en el área total.

Una vez determinada la descarga de diseño, se procede al diseño propiamente del canal.

Un canal bien proyectado debe transportar el agua sin producir erosión ni constituir un riesgo para la circulación de los vehículos ^{47, 48, 49}.

Como se vio en el Capítulo anterior, parágrafo 6.7, proyectar con acierto la sección transversal típica de una vía es un problema delicado que merece, de parte del ingeniero, la mayor atención. Los canales laterales, que se proyectan conjuntamente con la sección típica, deben ser tratados con el cuidado necesario, tanto en la escogencia del tipo como en sus dimensiones.



Fotografía cortesía del Highway Research Board.

Fig. VII-47. Este canal revestido constituye un riesgo por su proximidad a la calzada.

Los canales adyacentes a la calzada no deben tener taludes con pendientes mayores de 4/1, ni fondos menores de 1,20 m. Para velocidades de proyecto de la carretera mayores de 80 km/h, se ha recomendado ^{50, 51} que las pendientes de los lados del canal no excedan de 6/1, ni el fondo sea menor de 2 m. En todo caso, deben redondearse con curvas verticales todos los ángulos que forman los lados del canal.

La profundidad de los canales debe ser la mínima requerida, ya que los canales de poca profundidad son los que menos perturban y los más fáciles de mantener.

La capacidad de un canal puede aumentarse incrementando la pendiente longitudinal, el ancho del fondo o la profundidad, y disminuyendo la resistencia del canal mediante el uso de revestimientos. El aumento del ancho del fondo del canal es el factor que menos afecta a la velocidad del flujo y, por ello, es generalmente la solución preferida para aumentar la capacidad para una profundidad establecida cuando la velocidad está próxima a la máxima permisible.

7.3.2.1. Diseño de canales para flujo uniforme

En general, un canal debe ser diseñado para la *máxima eficiencia hidráulica*, aunque adaptado a la practicabilidad.

Ahora bien, el principio de máxima eficiencia hidráulica sólo es aplicable en el caso de secciones estables, pues en el caso de los canales no revestidos, el comportamiento del flujo está influenciado por tal cantidad de factores físicos y constructivos, que no existe para ellos un método preciso de diseño.

En un canal no revestido, cuando la velocidad media correspondiente al flujo de diseño excede a la velocidad máxima permisible, es necesario proteger sus paredes contra la erosión.

En consecuencia, el método de diseño a aplicar variará, según se trate de canales no revestidos o revestidos, aunque, de una manera general, cualquiera sea el método que se emplee, deberá cubrir las siguientes partes:

1. Determinación de la sección adecuada para la descarga de diseño y la pendiente existente.
2. Determinación de la protección contra la erosión cuando la velocidad del agua en el canal sea mayor que la velocidad máxima permisible.

7.3.2.1.1. Diseño de los canales no revestidos

De los métodos utilizados para el diseño de canales, el que emplea el criterio de la *máxima velocidad* garantiza, al menos, que en los canales no revestidos no se producirá erosión del fondo ni de las paredes del canal.

Aunque esta velocidad es bastante incierta y variable, con cierto conocimiento y experiencia es posible determinarla.

Los valores proporcionados en la siguiente tabla son de ayuda para establecer las velocidades máximas en canales no revestidos.

TABLA VII-11. VELOCIDADES MAXIMAS RECOMENDABLES EN CANALES NO REVESTIDOS

Tipo de suelo	Velocidad en m/seg
Arena fina - no coloidal	0,75
Greda arenosa - no coloidal	0,75
Greda limosa - no coloidal	0,90
Greda firme	1,00
Grava fina	1,20
Arcilla dura - muy coloidal	1,40
Limos aluvionales - coloidales	1,40
Limos aluvionales - no coloidales	0,90
Materiales gradados - no coloidales:	
Greda a grava	1,40
Limo a grava	1,60
Esquisto arcilloso	1,80
Grava	1,80
Grava gruesa	2,00
Grava a cantos rodados	2,30

Al aplicar la fórmula de Manning a los canales no revestidos, numerosos factores afectan a la determinación del coeficiente de rugosidad ³³.

Cualquier condición que induzca turbulencia u ocasione retardo aumentará el valor de n , en tanto que la que reduzca la turbulencia y el retardo disminuirá el valor de n .

A partir de ciertos valores básicos de n , dados a continuación, se ha desarrollado un procedimiento ⁵² que toma en cuenta las modificaciones debidas a las distintas condiciones del canal.

TABLA VII-12. VALORES BASICOS DEL COEFICIENTE DE MANNING EN CANALES NO RECUBIERTOS

CANALES EXCAVADOS

En tierra, sección uniforme:

Limpios, sin vegetación	0,022
Hierba corta, algunas malezas	0,027

En tierra, sección aproximadamente uniforme:

Sin vegetación	0,025
Hierba corta, algunas malezas	0,030
Plantas acuáticas, enea, etc.	0,035
Fondo de cantos rodados y taludes sin vegetación	0,040

DRAGADOS

Sin vegetación	0,028
Vegetación ligera en los taludes	0,050

SIN MANTENIMIENTO

Gran cantidad de malezas	0,080
Gran cantidad de malezas, arbustos y vegetación en las márgenes	0,100

EN ROCA

Sección uniforme y lisa	0,035
Sección irregular y escabrosa	0,040

El valor de n puede ser estimado, de acuerdo con el método de Cowan, ponderándolo de la siguiente forma

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5$$

donde

n_0 = es el valor básico del coeficiente establecido según el material para un canal recto, liso de sección uniforme.

n_1 = es una corrección adicional para tomar en cuenta los efectos de irregularidad superficial.

n_2 = es una corrección adicional para tomar en cuenta las variaciones en forma y tamaño de la sección.

n_3 = es una corrección adicional para tomar en cuenta los efectos de las obstrucciones producidas por arrastres, raíces, troncos flotantes.

n_4 = es una corrección adicional para tomar en cuenta el efecto de la vegetación en el cauce.

m_5 = es un factor de corrección para tomar en cuenta el efecto de los meandros.

Los valores de n_0 , n_1 , n_2 , n_3 , n_4 y m_5 aparecen en la tabla VII-13.

Una vez fijados los valores del caudal, la pendiente longitudinal del canal, el coeficiente de rugosidad y la geometría de la sección, mediante la fórmula de Manning es posible determinar el radio hidráulico para la velocidad máxima permisible.

Estableciendo un sistema de ecuaciones que relacionen las expresiones del área de la sección transversal del canal y del perímetro mojado con los valores correspondientes calculados, se pueden determinar las diferentes dimensiones de la sección, de la manera siguiente.

Ejemplo:

Para un canal trapecial construido en tierra, $n = 0,023$, con taludes $1\frac{1}{2}/1$ y pendiente longitudinal $S = 0,002$, determinese la sección para que no se sobrepase la velocidad máxima permisible de $1,3$ m/seg. El gasto en el canal es de 12 m³/seg.

Solución:

$$R = \left(\frac{V \cdot n}{S^{1/2}} \right)^{3/2} = \left(\frac{1,3 \times 0,023}{0,002^{1/2}} \right)^{3/2} = 0,55$$

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{12}{1,3} = 9,23$$

$$P = \frac{A}{R} = 16,78$$

$$\begin{cases} A = (B + zy) y = 9,23 \\ P = B + 2y\sqrt{1 + z^2} = 16,78 \end{cases}$$

de donde

$$B = 14,86 \approx 15$$

$$y = 0,60$$

TABLA VII-13.

Condiciones del Canal		Valores
Material	Tierra	0,020
	Roca excavada	0,025
	Grava fina	n_0 0,024
	Grava gruesa	0,028
Grado de irregularidad superficial	Ninguno, como una superficie lisa	0,000
	Escaso, como en los canales bien dragados o aquéllos con los lados algo socavados	n_1 0,005
	Moderado, como en los canales con taludes socavados	0,010
	Notable, como en los canales muy socavados, o aquéllos excavados en roca, sin ningún acabado	0,020
Variación en forma y tamaño de la sección	Gradual	0,000
	Ocasional	n_2 0,005
	Frecuente	0,010-0,015
Efecto de obstrucciones	Despreciable	0,000
	Escaso, como cuando los arrastres obstruyen algo el paso del agua	0,010-0,015
	Apreciable, como cuando se ven raíces y árboles que obstruyen el paso	n_3 0,020-0,030
	Notable, como cuando hay grandes troncos atascados, carameras grandes, etc.	0,040-0,060
Vegetación	Baja, hierbas flexibles, la profundidad del agua es tres veces la altura de la vegetación predominante	0,005-0,010
	Media, hierbas, arbustos; la profundidad del agua es como dos veces la altura de la vegetación predominante	n_4 0,010-0,025
	Alta: Hierbas, pequeños árboles; la profundidad del agua es comparable a la altura de la vegetación predominante	0,025-0,050
	Muy alta: la profundidad del agua es como la mitad de la altura de la vegetación predominante	0,050-0,100
Efectos de los meandros (*)	Escasos, L_m/L_s entre 1,0 y 1,2	1,00
	Apreciable: L_m/L_s entre 1,2 y 1,5	m_5 1,15
	Notable: L_m/L_s mayor de 1,5	1,30

(*) L_m es la longitud del tramo medida a lo largo del curso de agua.
 L_s es la longitud del tramo medida en línea recta.

7.3.2.1.2. Diseño de los canales revestidos

En los canales revestidos, la velocidad no constituye un problema de erosión.

En estos canales no erosionables, el diseño se reduce a determinar la sección del canal mediante la fórmula del flujo uniforme y a establecer las dimensiones más convenientes de acuerdo a la eficiencia hidráulica y a la economía de la obra ⁵³.

Los factores que deben tomarse en cuenta en el diseño son: el tipo de recubrimiento, el cual determinará el coeficiente de rugosidad; la velocidad mínima permisible, para evitar la sedimentación de los arrastres; la pendiente longitudinal del canal; la forma de la sección; el borde libre y la eficiencia de la sección hidráulicamente determinada.

La *velocidad mínima permisible* es la menor velocidad que impide la sedimentación de los arrastres y el crecimiento de plantas acuáticas. Una velocidad media de 0,75 m/seg es apropiada para cumplir estos propósitos.

El *borde libre* en un canal es la distancia vertical entre el tope del canal y el nivel superficial del agua. Se establece a fin de evitar derrames.

En los canales revestidos, la determinación del borde libre depende del tamaño y ubicación del canal, pudiendo variar desde un mínimo de 0,10 m hasta valores que se determinan considerando la capacidad del canal ⁵⁴.

Valores usuales del coeficiente de rugosidad, n , en la fórmula de Manning, para distintos tipos de recubrimiento, son los que aparecen a continuación:

TABLA VII-14. VALORES USUALES DEL COEFICIENTE DE MANNING PARA CANALES RECUBIERTOS

CANALES RECUBIERTOS

De hierba, sin podar:

Gramma bermuda o similar	0,07
Hierbas 0,30 m altura	0,11
Hierbas muy altas	0,14

De concreto, según los diferentes acabados:

Acabado liso	0,013
Acabado con cepillo	0,015
Acabado con cepillo con algo de grava en el fondo	0,017
Acabado rústico	0,017
«Gunite» sección bien acabada	0,019
«Gunite» sección ondulada	0,022

De asfalto:

Liso	0,013
Rugoso	0,016

Fondo de grava y lados según se especifican:

De concreto	0,020
Zampeado	0,023
Gaviones	0,033

Para calcular la capacidad de los canales revestidos de hierba, utilizando la fórmula de Manning, es necesario tomar en cuenta que el coeficiente de rugosidad variará según el tipo de hierba, su desarrollo, y la velocidad y profundidad del agua ⁵⁵.

El revestimiento de concreto se emplea para proteger contra la erosión en el caso de canales en pendientes fuertes, así como para crear velocidades que impidan la sedimentación o para reducir la sección del canal cuando la pendiente es muy poco pronunciada. Si las velocidades que se originan en el canal son altas, se producirá un arrastre de aire, lo cual reduce la fricción y provoca una velocidad mayor que la determinada empleando el valor de n correspondiente al concreto, según la tabla anterior. Por ello se ha recomendado ⁵⁶ usar un valor $n = 0,008$ para calcular la velocidad y la energía específica, si el flujo llega a ser supercrítico, y $n = 0,018$ para determinar la profundidad normal en el canal.

El revestimiento de asfalto es más flexible que el de concreto. Se adapta bien a pequeños asentamientos, aunque no es capaz de soportar empujes y levantamientos debidos a acciones hidrostáticas o a suelos expansivos. Una amplia información sobre este tipo de revestimiento puede obtenerse en la Referencia 57.

En los lugares donde abunda la piedra, un revestimiento de ésta puede ser utilizado para proteger los canales contra la erosión. La piedra puede ser colocada a mano o volcada directamente en el canal. Numerosos autores ^{58 al 62} han estudiado este tipo de revestimiento, encontrándose suficiente información para aplicar a un diseño en la Referencia 55.

La capacidad de un canal se incrementa con el aumento del radio hidráulico o con la disminución del perímetro mojado. Por consiguiente, hidráulicamente, la sección con el menor perímetro mojado para un área dada es la que tiene mayor capacidad. Se conoce con el nombre de *sección de máxima eficiencia hidráulica*.

Si en la ecuación de Manning, escrita en la forma

$$\frac{Q \cdot n}{S^{1/2}} = A \cdot R^{2/3}$$

se sustituye el radio hidráulico por la relación área sobre perímetro mojado, se tiene

$$\frac{Q \cdot n}{S^{1/2}} = A \cdot \left(\frac{A}{P} \right)^{2/3} = \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}}$$

de donde

$$A = P^{2/5} \cdot \left(\frac{Q \cdot n}{S^{1/2}} \right)^{3/5}$$

que muestra que para que el área sea mínima, el perímetro mojado también debe ser mínimo, es decir, que la sección constructivamente más económica es también hidráulicamente óptima.

La sección de perímetro mojado mínimo que produce el mayor radio hidráulico es la semicircular, siguiéndole la semi-hexagonal y luego la rectangular cuya profundidad sea igual a la mitad de su ancho. En efecto, para un canal rectangular, se puede escribir

$$A = B \cdot y$$

$$P = B + 2y$$

y

$$P = \frac{A}{y} + 2y$$

Derivando e igualando a cero

$$\frac{dP}{dy} = 0 = -\frac{A}{y^2} + 2$$

de donde

$$y^2 = \frac{A}{2}$$

e

$$y = \frac{B}{2}$$



Fig. VII-48.

Para el diseño de los canales rectangulares, haciendo $B = 2y$ en la ecuación $Q = A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}/n$ se obtiene que

$$y = \left(\frac{Q \cdot n}{2^{1/3} \cdot S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

Para un canal trapezoidal, se tiene

$$A = By + zy^2$$

$$P = B + 2y\sqrt{1 + z^2}$$

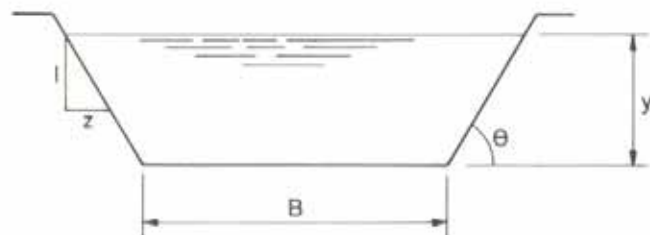
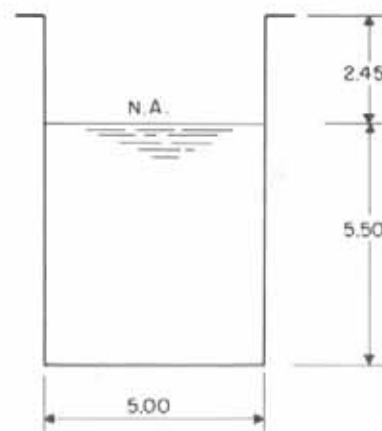


Fig. VII-49.



-A-



-B-

Fig. VII-50.

Derivando ambas ecuaciones con respecto a y , resolviendo simultáneamente y haciendo $dP/dy = 0$, se obtiene

$$B = 2y(\sqrt{1 + z^2} - z)$$

expresión que permite obtener el ancho de fondo o plantilla del canal trapezoidal, de máxima eficiencia hidráulica para valores de y y de z dados.

En el caso de canales triangulares, muy utilizados como cunetas, cuando la pendiente transversal del fondo del canal es menor de 8/1, por integración de la fórmula de Manning se obtiene, como expresión de la capacidad del canal ⁶³

$$Q = 0,00173 \left(\frac{z}{n} \right) \cdot S^{1/2} \cdot y^{8/3}$$

fórmula que, representada gráficamente, hace de fácil solución su aplicación a canales triangulares de distinto tipo.

Si bien es cierto que las relaciones de máxima eficiencia hidráulica proporcionan la sección hidráulicamente óptima para canales que se construyen sobre la superficie del terreno, cuando se trata de canales excavados es necesario, a veces, efectuar ciertas modificaciones.

Considerando los dos canales de la figura VII-50, ambos con la misma pendiente y capacidad, la Sección A ha sido proporcionada adecuadamente, por debajo del nivel de agua, haciendo su altura igual a la mitad del ancho de la base; sin embargo, por el menor volumen de excavación requerido en la Sección B, ésta resulta más económica. Este resultado se aprecia en la siguiente comparación.

	Sección A	Sección B
Pendiente	0,005	0,005
Capacidad	80 lt/seg	80 lt/seg
Coefficiente n	0,035	0,035
Area mojada	26,65 m ²	27,50 m ²
Radio hidráulico	1,83 m	1,72 m
Velocidad	3,00 m/seg	2,91 m/seg
Area de excavación	44,53 m ³	39,75 m ³

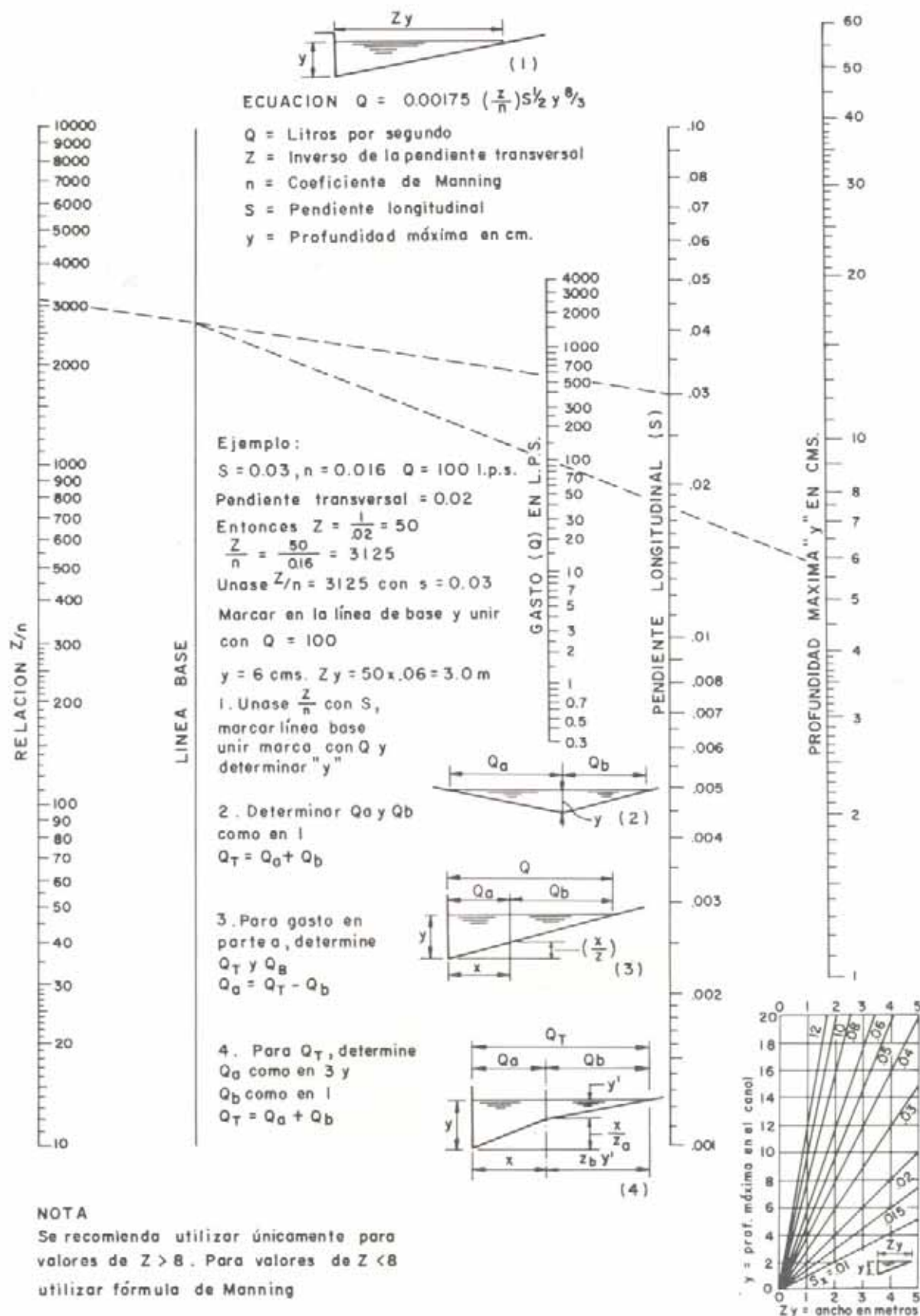


Fig. VII-51. Nomograma para el cálculo del flujo en canales triangulares.

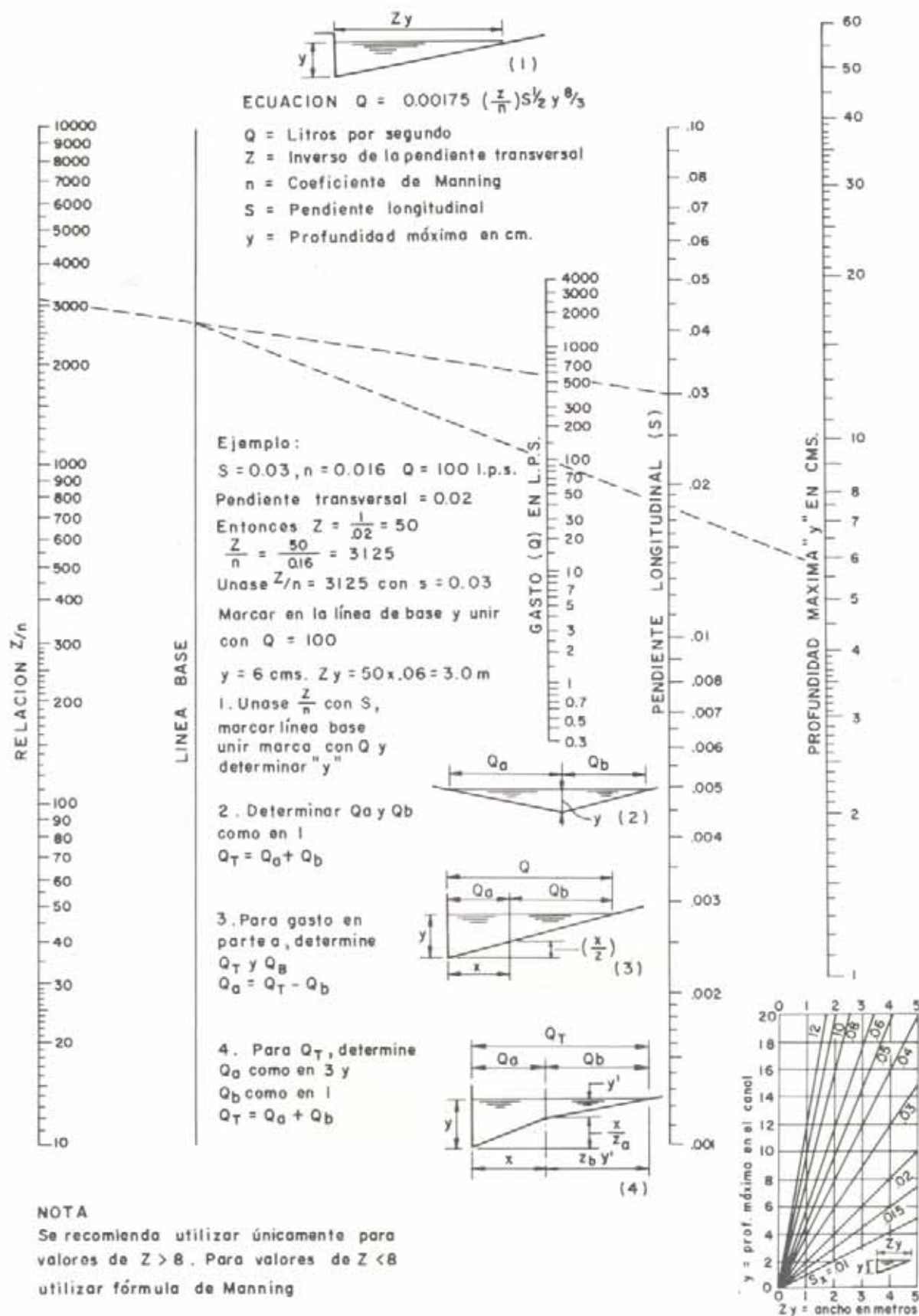


Fig. VII-51. Nomograma para el cálculo del flujo en canales triangulares.

7.3.2.2. Diseño de canales para flujo no uniforme

Para el ingeniero que estudia el drenaje de una carretera es corriente encontrarse, en las zonas montañosas, con la necesidad de conducir aguas a través de pendientes fuertes. Así mismo, para evitar la erosión de los terraplenes, el agua que cae sobre la calzada debe ser recogida por canales o bermas y descargada en aliviaderos o caídas.

Las estructuras comúnmente usadas en estos casos pueden ser tuberías cerradas, caídas escalonadas y canales de gran pendiente, llamados caídas.

En ellas, el flujo desarrollado es no uniforme, acelerado, y el diseño consiste en obtener un gasto uniforme en el canal superior, controlar la altura crítica a la entrada de la estructura y escoger una sección adecuada de la misma que transporte el agua al pie del talud.

Cuando para vencer los desniveles se usan tuberías circulares, éstas trabajan como canales con gran velocidad sólo cuando se hace uso de una parte de la sección. Utilizadas como conductos a presión, presentan el inconveniente de reducir la sección del canal aguas arriba y necesitar cierta carga. Otras veces se consideran trabajando en condición de gasto pulsátil⁶⁴, resultante de la presencia de un salto hidráulico.

El uso de tuberías circulares es conveniente en cortes altos y en terraplenes, a fin de evitar el derrame del agua y la posible erosión lateral.

El uso de caídas escalonadas, o torrenteras, con miras a ir destruyendo la energía cinética a través del recorrido, presenta el inconveniente de que el control del agua en ellas es relativo, pues al ser sometidas a gastos variables, el salto hidráulico que se produce en cada escalón varía mucho con la descarga³², aparte de que en pendientes fuertes, con topografía accidentada, generalmente no se dispone del espacio suficiente para el adecuado desarrollo hidráulico de la estructura.

Las caídas se caracterizan por su fuerte pendiente y corta longitud. En ellas, el agua circula a velocidad supercrítica, requiriéndose un revestimiento para evitar la erosión.

El movimiento del agua en estos canales es gradualmente variado y el perfil de la superficie libre del agua queda definido por la ecuación dinámica del flujo.

En el caso de canales de pendiente fuerte, la curva que se forma es S2 y la profundidad del agua en el canal es menor que la altura crítica y mayor que la altura de agua a gasto uniforme.

El diseño de las caídas se realiza por aplicación de la fórmula de Manning y la ecuación de Bernoulli³²⁻⁶⁵. La sección del canal de la caída debe ser dimensionada para el gasto de diseño, ya que todo exceso resulta antieconómico. Es común que un canal revestido de hierba, en una pendiente suave, descargue en una caída de concreto de igual sección transversal. En este caso, la capacidad de ambas secciones está en la relación 10 a 1, lo que significa una inversión innecesaria.

Por otra parte, la salida de una caída siempre es un problema por la gran velocidad que se desarrolla, requiriéndose, para evitar la socavación a la salida, la disposición de un dissipador de energía.

Cuando en un canal se pasa de una pendiente subcrítica a otra supercrítica, la altura de agua en la caída se hace menor que la crítica y el control se encuentra aguas arriba. Por consiguiente, la geometría de la sección de la caída queda determinada por las características del flujo aguas arriba.

En la figura VII-52, la profundidad del agua en la Sección 1 puede calcularse utilizando la fórmula de Manning.

En la Sección 2, el flujo pasa por la profundidad crítica. Si la pendiente del canal aguas abajo de 2 es S_c , el flujo se hará uniforme para una profundidad igual a la crítica. Si la pendiente es mayor que la crítica, el flujo se hará no uniforme y acelerado.

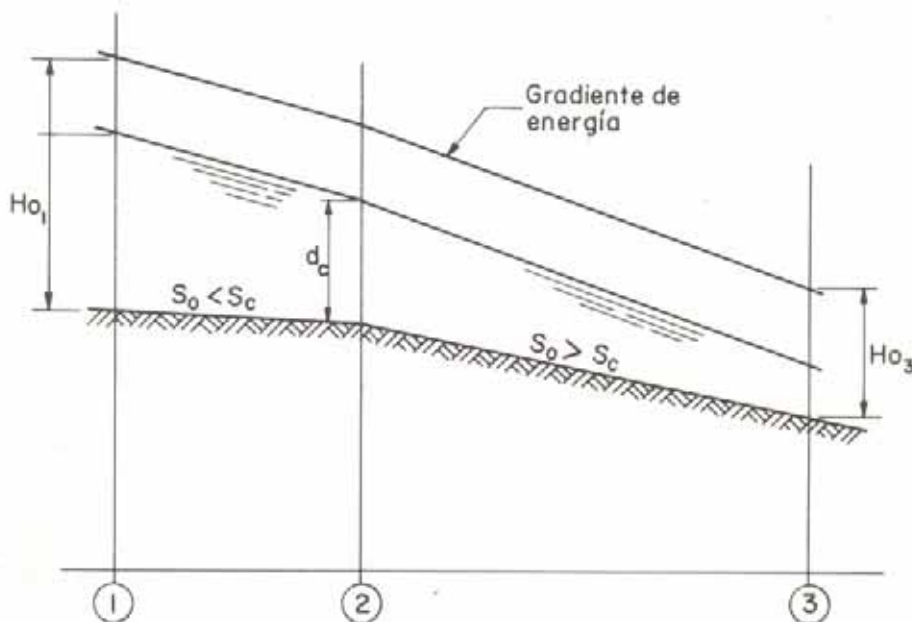


Fig. VII-52.

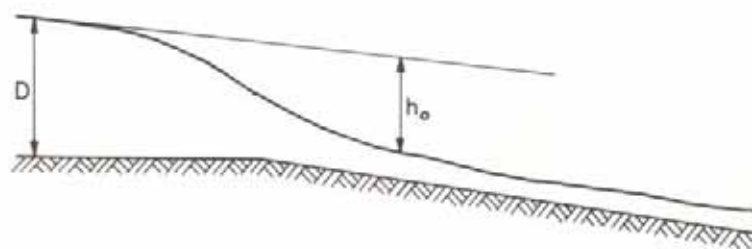


Fig. VII-53. Caída del nivel de agua al pasarse de una pendiente subcrítica a otra supercrítica.

La Sección 2 es, por tanto, la sección de control, tanto para el flujo en el canal como en la caída.

Al pasar el agua de una pendiente subcrítica a otra igual o mayor que la crítica, se produce una caída en la línea del nivel de agua (Fig. VII-53).

Esta caída, h_o , produce una velocidad que puede expresarse como

$$v_o = C \sqrt{2g h_o}$$

siendo C un coeficiente de pérdida por entrada que varía entre 1,0 (para una entrada perfecta, con suave curvatura y transición gradual) a 0,82 (para una entrada rectangular con esquinas agudas).

La cantidad de agua que fluye hacia el canal es, $Q = a \cdot v_o$, en donde, haciendo $a = b (D - h_o)$, (canal rectangular), se obtiene

$$Q = b (D - h_o) C \sqrt{2g h_o}$$

lográndose la máxima capacidad al derivar esta ecuación con respecto a h_o e igualar a cero. Así se obtiene la máxima capacidad de la caída para $h_o = 1/3 D$, es decir,

$$Q = 1,70 C b D^{3/2}$$

para $g = 9,80 \text{ m/seg}^2$

Para secciones trapezoidales, el valor de h_o que produce la máxima descarga es

$$h_o = \frac{3 (2zD + b) - \sqrt{16 z^2 D^2 + 16 zDb + 9 b^2}}{10z}$$

de donde

$$Q = 4,43 C h_o^{1/2} (D - h_o) [b + z (D - h_o)]$$

Conociendo la carga específica, H_{o1} , en la Sección 1, figura VII-52, y la profundidad crítica, d_c , en la Sección 2, las ecuaciones anteriores toman la forma ⁴⁶

$$Q = 1,70 C b H_o^{3/2}$$

para canales rectangulares, y

$$Q = 4,43 C (H_o - d_c)^{1/2} (d_c) \cdot (b + z d_c),$$

para canales trapezoidales.

Como quiera que el problema usual consiste en determinar el tamaño de la sección de la caída para un gasto dado, el ancho del fondo de la caída puede obtenerse así,

para canales rectangulares

$$b = \frac{Q}{1,70 C H_{o1}^{3/2}} = \frac{0,59 Q}{C H_{o1}^{3/2}}$$

y, en forma aproximada, para canales trapezoidales

$$b = \frac{0,59 Q}{C H_{o1}^{3/2}} - 0,7 z H_{o1}$$

En la caída, el flujo debe satisfacer la ecuación de Bernoulli

$$d_1 + \frac{v_1^2}{2g} + z_1 = d_2 + \frac{v_2^2}{2g} + z_2 + h_{perd}$$

Por consiguiente, si la pérdida de carga h_{perd} en la caída se atribuye solamente a la fricción, se puede expresar su valor en función de las características hidráulicas en cada extremo de la sección, el coeficiente de rugosidad y la longitud (en proyección horizontal) de la caída.

Siendo

$$z_1 - z_2 = h_{perd} = L \cdot S_o$$

y

$$S_o = \left(\frac{V \cdot n}{R^{2/3}} \right)^2$$

se puede escribir

$$h_{perd} = L \cdot S_o = L \cdot \left[\frac{\left(\frac{V_1 \cdot n}{R_1^{2/3}} \right)^2 + \left(\frac{V_2 \cdot n}{R_2^{2/3}} \right)^2}{2} \right]$$

siendo V_1 , R_1 y V_2 , R_2 la velocidad y el radio hidráulico en los extremos de la caída.

Lo expuesto hasta aquí permite resolver el siguiente ejemplo:

Un canal trapezoidal de 1,20 m de fondo y taludes con pendientes de 2/1, para el cual $n = 0,03$ (arcilla dura), $S_o = 0,005$ y $Q = 3 \text{ m}^3/\text{seg}$, llega a una caída de concreto de 36 m de largo en una pendiente de 50 por ciento. Dimensionar la caída para una sección trapezoidal con $z = 2/1$ y un coeficiente de pérdida de entrada de 1.

Solución:

1.º Cálculo de H_o a la entrada de la caída.

De la figura VII-41 se deduce que $d_n = 0,75$

Entonces $v_n = 1,40 \text{ y}$

$$H_o = d_n + \frac{v_n^2}{2g} = 0,75 + \frac{1,40^2}{2 \times 9,80} = 0,85 \text{ m}$$

2.º Cálculo del ancho de fondo para la caída

$$b = \frac{0,59 Q}{C H_o^{3/2}} - 0,7 z H_o = \frac{0,59 \times 3}{1(0,85)^{3/2}} - 0,7 \times 2 \times 0,85$$

$$b = 2,26 - 1,19 = 1,07 \approx 1,10 \text{ m}$$

3.º Cálculo de la profundidad a la entrada (crítica)

Aplicando la expresión

$$d_c = \frac{4zH_o - 3b + \sqrt{16z^2H_o^2 + 16zH_ob + 9b^2}}{10z}$$

$$d_c = \frac{4 \times 2 \times 0,85 - 3 \times 1,10}{10 \times 2} +$$

$$+ \frac{\sqrt{16 \times 2^2 \times 0,85^2 + 16 \times 2 \times 0,85 \times 1,10 + 9 \times 1,10^2}}{10 \times 2}$$

$$d_c = 0,64 \text{ m}$$

4.º Cálculo de la velocidad media a la entrada (crítica).

$$v_c = \frac{Q}{A} = \frac{3}{1,10 \times 0,64 + 2 \frac{0,64 \times 2 \times 0,64}{2}} = 1,97 \text{ m/seg}$$

5.º Dimensionamiento de la caída usando la fórmula de Manning (tanteos):

$$\text{Para } d = 0,25 \text{ m} \quad S = 0,5 \quad n = 0,018^*$$

$$A = 1,10 \times 0,25 + 2 \times 0,25^2 = 0,40$$

$$P = 1,10 + 2 \times 0,25\sqrt{5} = 2,22$$

$$R = \frac{0,40}{2,22} = 0,18$$

$$V = \frac{R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n} = \frac{0,18^{2/3} \cdot 0,5^{1/2}}{0,018} = 12,52$$

$$Q = V \cdot A = 12,52 \times 0,40 = 5,00 > 3$$

A la dimensión calculada es conveniente añadirle un borde libre de 0,25 m.

6.º Verificación del desarrollo de la caída.

Para los valores anteriormente calculados debe verificarse si el desnivel de la caída (18 m en el ejemplo) es suficiente para desarrollar la carga específica requerida

$$H_o = 0,25 + \frac{12,52^2}{2 \times 9,80} = 8,25$$

$$h_{\text{perd}} = L \left[\frac{\left(\frac{V_1 \cdot n}{R_1^{2/3}} \right)^2 + \left(\frac{V_2 \cdot n}{R_2^{2/3}} \right)^2}{2} \right] =$$

(*) Debido a las grandes velocidades que se desarrollan en las pendientes fuertes, la profundidad del flujo aumenta por el arrastre de aire; a la vez, se produce una disminución de la fricción con el consiguiente aumento de la velocidad. A fin de compensar estos efectos, se recomienda usar $n = 0,018^{55}$.

$$= 36 \left[\frac{\left(\frac{1,97 \times 0,018}{0,38^{2/3}} \right)^2 + \left(\frac{12,52 \times 0,018}{0,18^{2/3}} \right)^2}{2} \right] =$$

$$= 36 \left(\frac{0,0046 + 0,499}{2} \right) = 9,05$$

La suma de la carga específica H_o y de la pérdida por fricción, h_{perd} , es la carga total requerida

$$H_o + h_{\text{perd}} = 8,25 + 9,05 = 17,30 \text{ m}$$

siendo que la carga disponible es 18 m, hay carga suficiente para cubrir la requerida.

7.3.2.3. Diseño de transiciones

Una transición es una estructura que permite efectuar un cambio local en la sección transversal de un canal.

Las transiciones son muy utilizadas al comienzo y al final de una caída, de una alcantarilla, etc., y tienen por función reducir las pérdidas de carga y evitar que se produzcan ondas transversales y turbulencias debidas al cambio brusco de sección o de pendiente en los canales.

Cuando un canal desemboca en una caída, se produce un aumento considerable de la velocidad del flujo. A fin de mantener una sección que resulte económica, el área de la sección debe reducirse en proporción inversa a la velocidad. Pero este cambio en la forma de la sección o en su área produce perturbaciones en el flujo y pérdidas de carga. Para vencer estas pérdidas se requiere aumentar la carga por velocidad, lo que exige una reducción del nivel de agua.

De la misma manera, a la salida de un canal, cuando se pasa de alta a baja velocidad, el nivel de agua se elevará en una cantidad equivalente a la reducción en la carga por velocidad menos las pérdidas de energía.

La forma de las transiciones puede variar desde un simple alineamiento rectilíneo hasta superficies alabeadas de contornos aerodinámicos.

Cuando las transiciones se diseñan para mantener las líneas de corriente casi paralelas, a ellas puede aplicarse la teoría del flujo gradualmente variado.

La eficiencia de una transición depende de su forma. En base a experiencias sobre estructuras construidas, los factores que generalmente son tomados en cuenta al efectuar un diseño son la proporción entre las dimensiones de las estructuras que se enlazan, las pérdidas de energía que se producen y la determinación del borde libre.

En las transiciones donde las pérdidas de carga deben ser reducidas a un mínimo, la longitud de la transición, tanto a la entrada como a la salida, se determina de manera que las líneas de corriente formen como máximo un ángulo de $12^\circ 30'$ con el eje longitudinal del canal.

En aquellas donde la pérdida de carga no es relevante, tales como en las caídas, la longitud de la transición se determina de manera que dichas líneas formen como máximo un ángulo de 25° con el eje del canal.

Los cálculos teóricos para determinar las pérdidas de energía son demasiado complicados para tener un valor práctico, de manera que a tal fin se han desarrollado reglas

empíricas⁶⁶. Ejemplos ilustrativos de aplicación de los conceptos aquí expuestos se encuentran en las Referencias 33, 38 y 67.

7.4. DRENAJE TRANSVERSAL DE CARRETERAS

Como se dijo anteriormente, una de las funciones de los drenajes de una carretera es la de proveer las facilidades necesarias para dar paso a las aguas, de un lado a otro del cuerpo de la vía, función que es cumplida, generalmente, por las alcantarillas, los pontones y los puentes, estructuras que reciben el nombre genérico de drenajes transversales.

Las alcantarillas continúan o sustituyen a una zanja cuando la corriente de agua encuentra una barrera artificial como el terraplén de una carretera.

Los pontones y los puentes son estructuras que permiten el paso de corrientes más caudalosas que escurren por una quebrada, un arroyo o un río.

Hidráulicamente, las alcantarillas se definen como conductos cerrados, ya que pueden operar con la línea de carga de la corriente de agua por encima de su corona y, por consiguiente, trabajar a presión. Una alcantarilla que no trabaje a plena carga opera de la misma manera que un canal abierto, y las consideraciones hechas en las secciones anteriores de este Capítulo se aplican entonces a ellas.

Las alcantarillas pueden ser construidas de diversas formas^{68, 69}: redondas, ovaladas o abovedadas, cuadradas y



Fotografía cortesía de The Texas Highway Department.

Fig. VIII-55. Corriente de agua a través de un pontón.

rectangulares; y estar hechas de distintos materiales, concreto reforzado o sin reforzar, metal liso o corrugado, arcilla, etcétera.

7.4.1. ESTUDIOS PREVIOS AL DISEÑO DE LAS ALCANTARILLAS

El diseño de las alcantarillas requiere una serie de estudios previos que pueden agruparse en:

1. Estudios hidrológicos.
2. Estudios topográficos.
3. Estudios hidráulicos.

1. Los principios de hidrología relacionados con el estudio del drenaje de la carretera ya han sido expuestos al comienzo de este Capítulo. Ellos son aplicables al diseño de alcantarillas, siempre que se disponga de datos suficientes. Es probable, sin embargo, que información de precipitación y escurrimiento para las corrientes que se tratan de evacuar a través de las alcantarillas no sea obtenible, y que sea necesario utilizar datos deducidos de la observación del comportamiento de estructuras similares en la región⁷⁶. También



Fig. VII-54. Diversas formas de alcantarillas metálicas corrugadas.



es posible hacer predicciones del escurrimiento para áreas locales no medidas, a partir de los registros de áreas similares para las cuales el escurrimiento haya sido medido ^{71,72,73}.

Cuando las descargas de diseño se van a deducir del comportamiento de otras estructuras existentes, el proyecto no debe depender exclusivamente de las evidencias hidrográficas de las crecientes máximas recientes. La frecuencia de este acontecimiento debe tenerse en cuenta.

Una serie de factores influye en la selección del período de retorno de las alcantarillas: importancia de la vía, posibles daños que una crecida pueda ocasionar a personas y propiedades adyacentes, inconvenientes que tal crecida pudiera provocar al tráfico, costos de amortización y mantenimiento de las estructuras durante la vida de la carretera, etc.

Teniendo en cuenta estos factores, el período de retorno para pequeños puentes y alcantarillas puede variar desde 5 a 100 años, siendo uno de los valores más usados el de 25 años ⁷³.

El Manual de Drenaje del M.O.P. ¹⁵ recomienda que la frecuencia sea establecida en función de las características e importancia de la vía y del tipo de obra de drenaje, según se indica en la tabla VII-15.

Otro criterio utilizado para seleccionar la frecuencia ⁷⁴, basado en el factor económico y en los daños que una

TABLA VII-15. FRECUENCIAS DE DISEÑO PARA PONTONES Y ALCANTARILLAS

Tipo de obra de drenaje	Frecuencia de diseño			
	Autopistas		Carreteras	
	Urbanas	Rurales	Tipo A y B	Tipo C y D
Pontones	50	50	50	25
Alcantarillas de sección transversal mayor de 4 m ² ..	50	25	25	10
Alcantarillas de sección transversal menor de 4 m ² ..	25	25	15	10

inundación puede ocasionar a la carretera, establece que una alcantarilla debe evacuar la descarga correspondiente a una frecuencia de 10 años sin que se produzca carga estática en la corona a la entrada del conducto, y que el proyecto de las alcantarillas y sus obras complementarias debe ser balanceado para evitar daños severos provenientes del nivel y de la velocidad del agua que produce la descarga de 100 años de frecuencia.

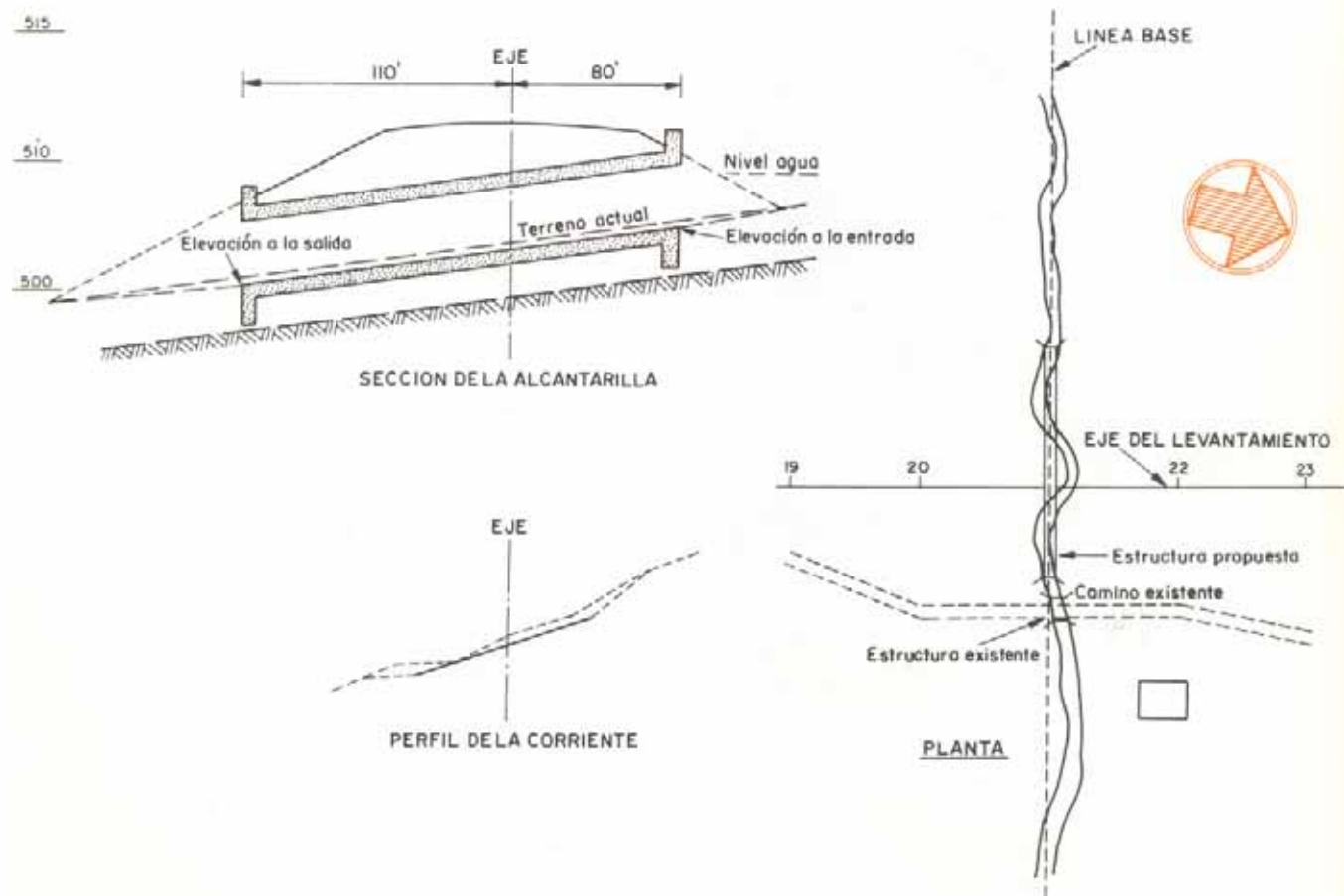


Fig. VII-56. Levantamiento topográfico para el emplazamiento de una alcantarilla.

2. La selección del tamaño y tipo de estructura de drenaje, adaptable a un sitio determinado, depende grandemente de la precisión con que se puedan señalar, sobre los planos topográficos o sobre las fotografías aéreas de los alrededores de la carretera, las cuencas de los arroyos y corrientes de agua que cruzan la vía, el perfil longitudinal del canal a la entrada y salida de la alcantarilla y su sección transversal, la sección transversal del terraplén, las cotas de inundación permisibles a la entrada y salida de la estructura, la naturaleza del lecho del canal, las posibilidades de erosión, etc.

En consecuencia, los estudios topográficos o sobre fotografías aéreas deben incluir el perfil y la sección del canal, estudios de suelo, observaciones referentes al carácter general de la topografía (llana, ondulada o montañosa), tipo de vegetación predominante, etc.

La figura VII-56 es un modelo de levantamiento topográfico donde se indican los datos fundamentales a anotar.

3. La finalidad del diseño hidráulico de las alcantarillas es encontrar el tipo y tamaño de las mismas que desagüen de la manera más económica la corriente originada por una lluvia de frecuencia establecida.

Una alcantarilla se construye para dar paso bajo la carretera al agua que escurre por una corriente o canal. Generalmente, la alcantarilla reduce el cauce de la corriente, ocasionando un represamiento del agua a su entrada y un aumento de su velocidad dentro del conducto y a la salida.

El éxito del diseño hidráulico radica, por consiguiente, en proveer una estructura con capacidad de descargar, económicamente, una cierta cantidad de agua dentro de límites establecidos de elevación del nivel de las aguas y de velocidad. Cuando la altura y la descarga han sido determinadas, la finalidad del diseño es proporcionar la alcantarilla más económica, la cual será la que con la menor sección transversal satisfaga los requerimientos del diseño.

7.4.2. CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO EN LAS ALCANTARILLAS

El proyectista de las alcantarillas de una carretera precisa conocer la mecánica básica del flujo en el conducto, pues ella permite establecer las ecuaciones que relacionan la altura de agua a la entrada con el gasto y las dimensiones de la alcantarilla.

El escurrimiento a través de una alcantarilla generalmente queda regulado por los siguientes factores: pendiente del lecho de la corriente aguas arriba y aguas abajo

del lugar, pendiente del fondo de la alcantarilla, altura de embalse permitida a la entrada, tipo de entrada, rugosidad de las paredes de la alcantarilla, y altura del remanso a la salida. Todos estos factores se combinan para determinar las características del flujo a través de la alcantarilla.

En la figura VII-58 se compara el flujo por un canal abierto y a través de un conducto cerrado.

El *gradiente de energía*, también llamado línea de carga total, es la suma de la carga por velocidad, $v^2/2g$, la profundidad del flujo o la altura piezométrica, según se trate de un canal o de un conducto cerrado, y la elevación sobre un datum arbitrario, Z .

La línea del gradiente de energía baja en el sentido del flujo, siendo su pendiente igual a la relación H_L/L , donde H_L es la pérdida total de carga en la distancia L .

El *gradiente hidráulico* o línea de carga piezométrica es la suma de la elevación Z del fondo del conducto sobre un plano de referencia más la altura de agua o la altura piezométrica, según corresponda.

Obsérvese en la figura VII-58 que en los canales abiertos, el término p/w es equivalente a la profundidad del flujo y, por consiguiente, la línea del gradiente hidráulico coincide con el nivel de la superficie del agua. En los conductos cerrados que trabajan a presión, p/w es la altura piezométrica, y la línea del gradiente hidráulico está por encima de la cara superior del conducto en tanto que la relación entre la presión interna y la presión atmosférica sea positiva.

En una sección un poco antes de la entrada de la alcantarilla, como en la Sección 1 del dibujo, el flujo es esencialmente uniforme y las líneas de gradiente hidráulico y de energía prácticamente son coincidentes. Al entrar el agua en la alcantarilla, Sección 2, el flujo se contrae y poco después se expande, debido a la geometría de la entrada, produciéndose una pérdida de energía en dicha sección. Al restablecerse aguas abajo una distribución normal de la velocidad, Sección 3, a lo largo del canal se ocasiona una nueva pérdida de energía debido a la fricción o resistencia de forma del conducto.

En la salida, Sección 4, hay una nueva pérdida de energía causada por la turbulencia de la expansión del flujo y por el retardo que éste sufre por el agua del canal de salida. Finalmente, al fluir el agua libremente en el canal, el flujo se restablece y el gradiente hidráulico coincide con la superficie del agua, Sección 5.

La figura VII-59 muestra la contracción del flujo a la entrada de un conducto, en tanto que las fotos de la figura VII-60 ilustran el comportamiento del flujo a través de un conducto cerrado.

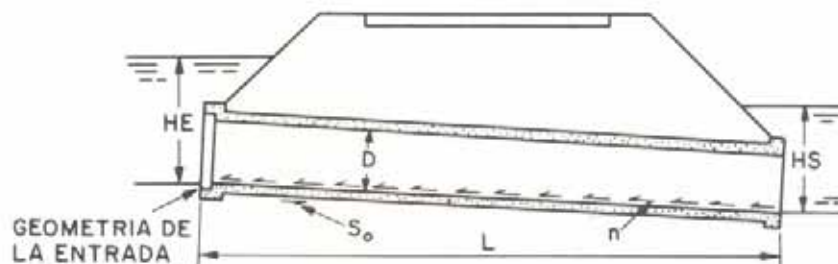
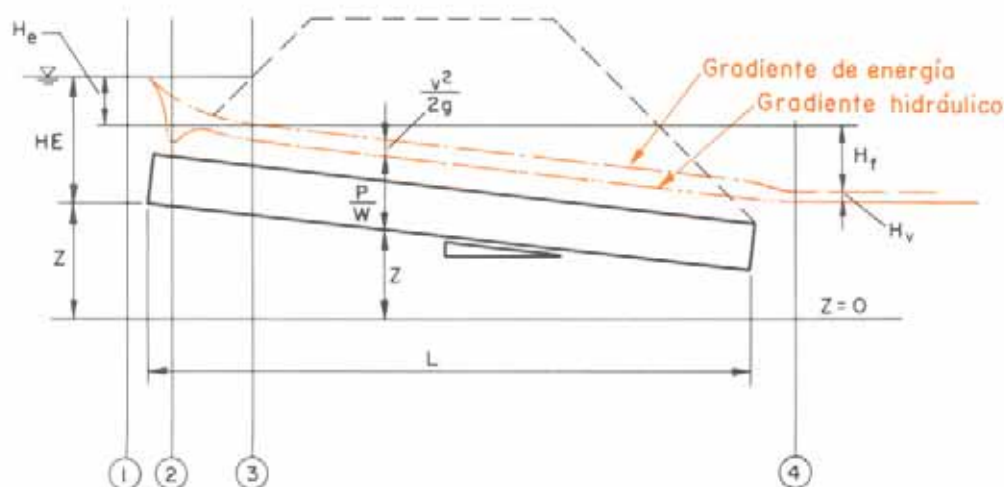
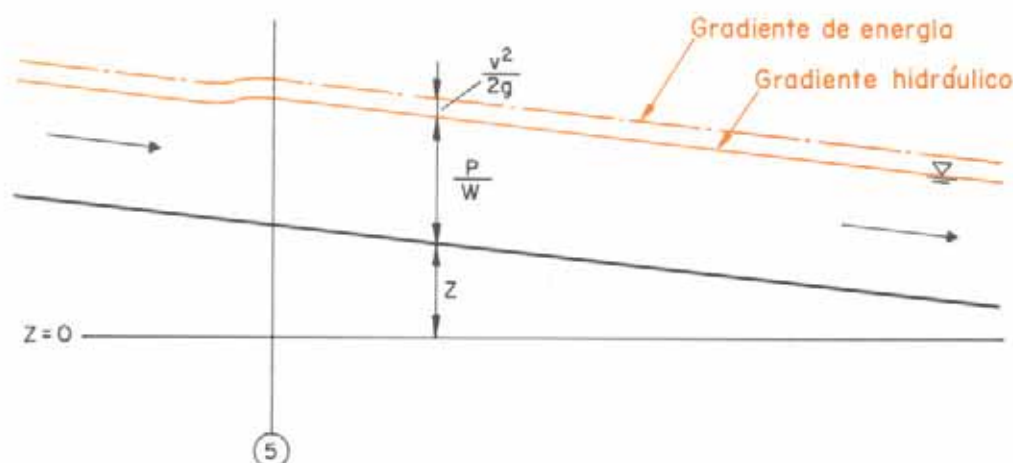


Fig. VII-57. Factores que regulan el escurrimiento a través de una alcantarilla.



FLUJO A TRAVES DE UN CANAL CERRADO



FLUJO A TRAVES DE UN CANAL ABIERTO

Fig. VII-58. Comportamiento del flujo a través de un canal abierto y de un conducto cerrado.



Fotografía cortesía de The Texas Highway Department.

Fig. VII-59. Remolino ocasionado por la contracción del flujo a la entrada de una alcantarilla.

Los ensayos de laboratorio y las observaciones de campo han evidenciado que existen dos tipos principales de flujo en las alcantarillas: flujo con control a la entrada y flujo con control a la salida, entendiéndose por *control* aquella sección donde existe una relación definida entre el gasto y la profundidad.

Control a la entrada significa que la capacidad de la alcantarilla está regulada por la geometría de la sección (área, forma y naturaleza del contorno) y por la altura de agua a la entrada del conducto, independientemente de que ésta esté descubierta o sumergida; no siendo afectada, en cambio, por la longitud, rugosidad y condiciones de salida de la alcantarilla.

La figura VII-61 muestra flujos característicos con control a la entrada. Para esta condición de trabajo, las relaciones entre altura de agua y gasto en diferentes tipos de conductos circulares y abovedados han quedado establecidas mediante observaciones de laboratorio realizadas en modelos y verificadas en prototipos ⁷⁵⁻⁷⁶.

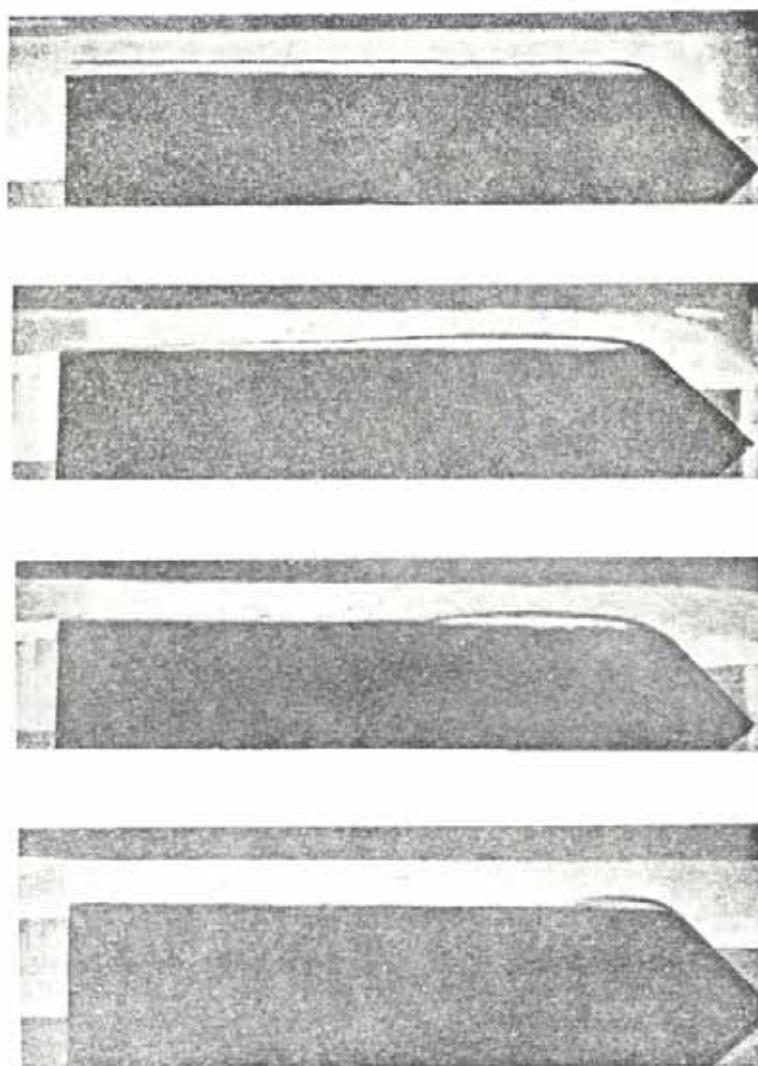
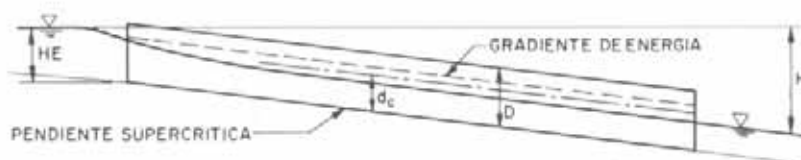


Fig. VII-60. Comportamiento del flujo en el interior de un conducto cerrado¹⁹.



CONTROL A LA ENTRADA - ENTRADA NO-SUMERGIDA

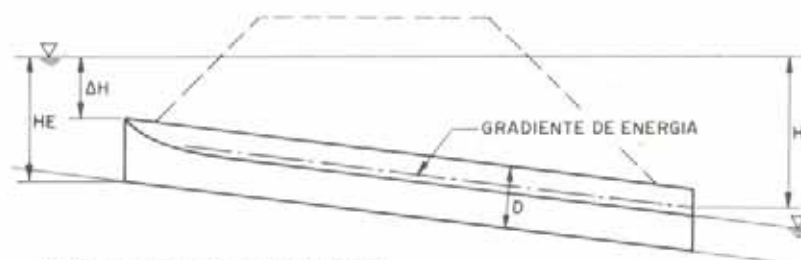
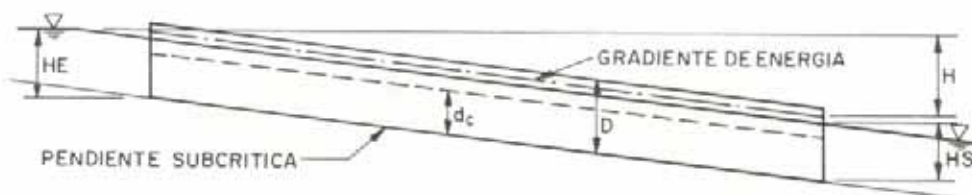


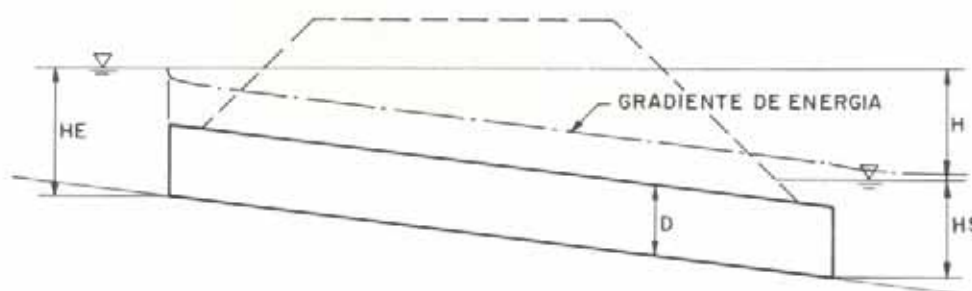
Fig. VII-61.
Alcantarillas con
control a la entrada.

SE PUEDEN PRESENTAR DOS CASOS:
1-PENDIENTE SUPERCritica
2-PENDIENTE SUBCRITICA

CONTROL A LA ENTRADA - ENTRADA SUMERGIDA



CONTROL A LA SALIDA-ENTRADA NO SUMERGIDA



CONTROL A LA SALIDA-ALCANTARILLA FLUYENDO A PLENA CAPACIDAD

Fig. VII-62. Alcantarillas con control a la salida.

Una alcantarilla puede tener su control a la entrada cuando, trabajando con ésta descubierta, la pendiente del conducto es supercrítica. Caso más común es cuando, estando la entrada sumergida, el conducto no fluye lleno.

Una alcantarilla que trabaja con control a la entrada recibe el nombre de *alcantarilla hidráulicamente corta*.

Si la altura de agua a la entrada es alta, la pendiente del conducto suave y la longitud de la alcantarilla suficientemente larga, la sección de control puede cambiar de la entrada a la salida.

Al tenerse *control a la salida*, a los factores de regulación de la capacidad de la alcantarilla considerados anteriormente se añaden otros: la longitud, pendiente y rugosidad del conducto, las pérdidas de carga a la entrada y, a veces, la altura de agua a la salida.

El control a la salida se presenta en dos circunstancias: la menos frecuente es cuando la altura de agua no sumerge la entrada y la pendiente del conducto es sub-crítica; más común es el caso de una alcantarilla fluyendo a plena capacidad.

Una alcantarilla que trabaja con control a la salida recibe el nombre de *alcantarilla hidráulicamente larga*.

Un resumen de las condiciones típicas de operación de las alcantarillas aparece en la figura VII-82.

7.4.3. HIDRAULICA DE LAS ALCANTARILLAS

El análisis hidráulico riguroso del comportamiento del flujo a través de las alcantarillas es un tema complejo. Un estudio sistemático del tema, emprendido por el U. S. Department of Commerce desde hace años, ha producido

numerosos informes ^{75 al 82} de los cuales no es posible presentar en este Capítulo ni siquiera un breve resumen. El lector interesado deberá recurrir a las Referencias citadas como información de primera mano.

Desde un punto de vista de aplicación, el diseño de las alcantarillas requiere no solo un conocimiento de la mecánica básica del flujo en los conductos cerrados, expresado en forma de ecuaciones que relacionen el gasto o caudal con las dimensiones de las alcantarillas, sino también un procedimiento de cálculo que simplifique la aplicación de las numerosas variables involucradas en dichas ecuaciones y permita relacionar la capacidad hidráulica del conducto con los requerimientos hidrológicos.

El estudio de los tipos de flujo a través de las alcantarillas ha permitido establecer las relaciones existentes entre la altura de agua a la entrada del conducto, el gasto y las dimensiones de la alcantarilla.

Para el caso de las alcantarillas trabajando con control a la entrada, los resultados experimentales obtenidos se han vertido en forma de nomogramas ⁸³, tales como los de las figuras VII-86 a VII-89.

Cuando se trata de alcantarillas que trabajan con control a la salida, para pasar una cantidad de agua a través de ellas se requiere una carga o energía H capaz de suministrar la carga de velocidad, H_v , la pérdida de carga a la entrada, H_e , y la pérdida de carga por fricción, H_f , en el conducto, es decir

$$H = H_v + H_e + H_f$$

La carga por velocidad es igual a $v^2/2g$; la pérdida de carga a la entrada depende de la geometría de la entrada, y

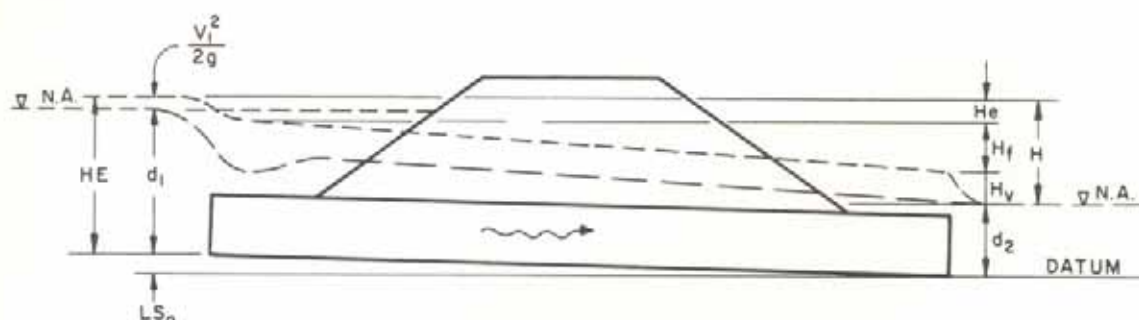


Fig. VII-63.

se expresa en función de la carga de velocidad como $C_e \cdot v^2/2g$; la pérdida de carga por fricción se puede calcular mediante la ecuación de Manning

$$H_f = \frac{19,62 \cdot n^2 \cdot L}{R^{2/3}} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

donde R y L se miden en metros, v en m/seg y g en m/seg².

Sustituyendo estos valores en la primera ecuación, se tiene

$$H = \frac{v^2}{2g} + C_e \cdot \frac{v^2}{2g} + \frac{19,62 \cdot n^2 \cdot L}{R^{2/3}} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

que también se puede escribir como

$$H = \frac{v^2}{2g} \left(1 + C_e + \frac{19,62 \cdot n^2 \cdot L}{R^{2/3}} \right)$$

ecuación que puede resolverse mediante los nomogramas de las figuras VII-90 a VII-95.

Pero, en las alcantarillas que tienen el control a la salida, no basta con determinar la carga utilizada.

Es necesario calcular la altura de agua a la entrada, HE , considerando la pendiente de la alcantarilla y las condiciones de la salida.

En la figura VII-63, igualando la energía total aguas

arriba a la energía justo a la salida de la alcantarilla, se obtiene

$$H = d_1 + \frac{v_1^2}{2g} + L \cdot S_o - d_2 = H_v + H_e + H_f$$

Si, antes de la entrada al conducto, la carga por velocidad es pequeña, su valor puede despreciarse, el nivel de la superficie del agua y la línea del gradiente de energía coinciden, y la altura de agua a la entrada será

$$HE = H + d_2 - L \cdot S_o$$

El valor de H debe medirse desde cierto plano a la salida. La elevación o cota de este plano depende del gasto o de la altura de agua a la salida. Para simplificar los cálculos, se designa como h_o a la distancia entre el fondo del conducto a la salida y este plano. De esta manera, la ecuación anterior se escribe bajo la forma

$$HE = H + h_o - L \cdot S_o$$

Para alcantarillas que fluyen llenas, h_o es igual a la altura del conducto o a la altura de agua a la salida, eligiéndose el valor que resulte mayor (Fig. VII-64).

Para alcantarillas que fluyen parcialmente llenas, h_o es igual a $(d_c + D)/2$ o a la altura del agua a la salida, tomándose aquí también el valor que sea mayor (Fig. VII-65).

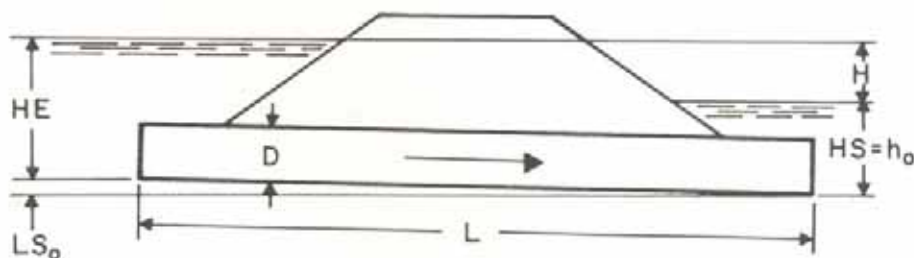


Fig. VII-64.

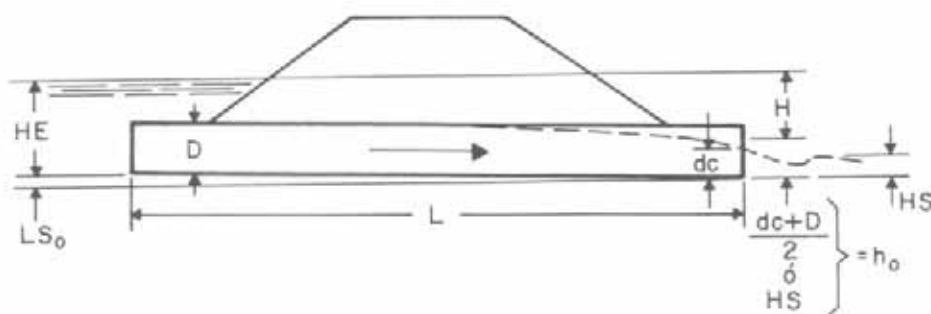


Fig. VII-65.

Como se observa en los nomogramas VII-86 a VII-95, cualquiera que sea el control del flujo de la alcantarilla, un factor importante en la capacidad del conducto es la forma de la entrada.

Una entrada adecuada incrementa la eficacia hidráulica mediante la reducción de la contracción del flujo a la entrada, sirve de protección a los terraplenes de las vías y reduce la sedimentación dentro del conducto.

Cuando la altura de agua a la entrada no es determinante en el diseño de una alcantarilla, la selección del tipo de entrada no reviste mayor importancia; pero cuando dicha altura está limitada o cuando la erosión o sedimentación pueden constituir un problema, la selección de una entrada adecuada es fundamental. Otras veces, una alcantarilla puede haber sido diseñada con el propósito de restringir el flujo aguas abajo, requiriéndose para ello la formación de un embalse aguas arriba. En estos casos, el tipo de entrada juega un papel importante en la obtención de los resultados deseados.

Los distintos tipos de entrada se evalúan a través de un coeficiente de entrada, C_e . El menor valor de este coeficiente indica una mayor eficiencia de la entrada.

De una manera general, las entradas pueden clasificarse en tres grupos:

1. Entradas salientes o proyectantes.
2. Entradas con cabezal y aletas.
3. Entradas mejoradas de diseño especial.

La capacidad y adaptabilidad de las *entradas proyectantes* varían grandemente según el tipo de conducto. La principal ventaja de este tipo de entrada es su bajo costo, aunque a veces son objetadas debido a su susceptibilidad durante las operaciones normales de mantenimiento de los taludes y calzada y por razones de seguridad vial.

En tubos de concreto, las entradas de espiga y campana o las tomas con lengüeta y ranura son altamente eficientes, con un coeficiente de entrada de 0,25. Las espigas con los bordes romos tienen un coeficiente de entrada de 0,5.

En tubos de metal corrugado, la entrada proyectante ofrece gran resistencia al flujo; su coeficiente de entrada es 0,9.

Estos tipos de entrada están ilustrados en la figura VII-66.

El comportamiento de cada una de ellas está relacionado con la contracción del flujo: una mayor contracción requiere una mayor carga para hacer pasar un gasto dado a través del conducto.

En el gráfico de la figura VII-67 se ha representado el comportamiento hidráulico de un tubo circular de 30" (0,76 m) con control a la entrada, para los tres tipos de

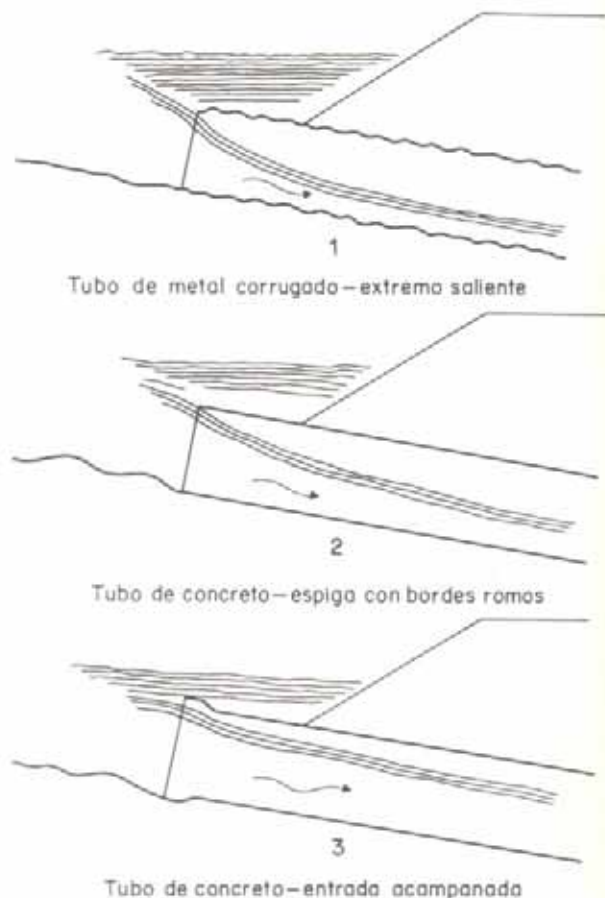


Fig. VII-66. Esquemas de la contracción del flujo a la entrada de alcantarillas convencionales.

entrada indicados en la figura anterior: tubo de metal corrugado en proyección, tubo de concreto con bordes romos y tubo de concreto con lengüeta ranurada.

Los *cabezales* son estructuras que se colocan en los extremos de las alcantarillas por una diversidad de razones: para aumentar la eficiencia de la entrada, contribuir a la estabilidad del talud de relleno y protegerlo contra la erosión.

La eficiencia de las entradas con cabezal también depende del tipo de material de la alcantarilla.

Un conducto de metal corrugado con cabezal se comporta similarmente a un borde romo, con un coeficiente de entrada de 0,4. En ellos, las pérdidas por entrada pueden reducirse redondeando la entrada. De esta manera, se ha

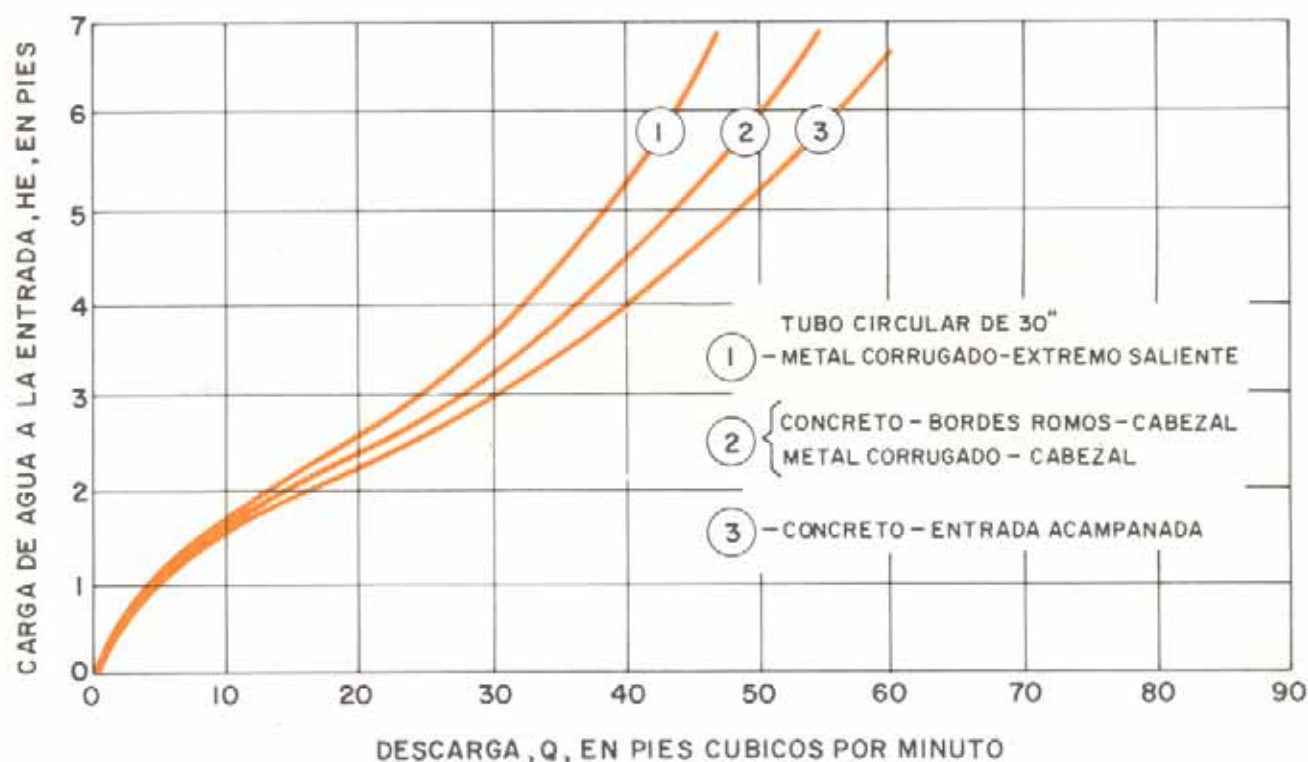


Fig. VII-67. Curvas de comportamiento para alcantarillas con control a la entrada.

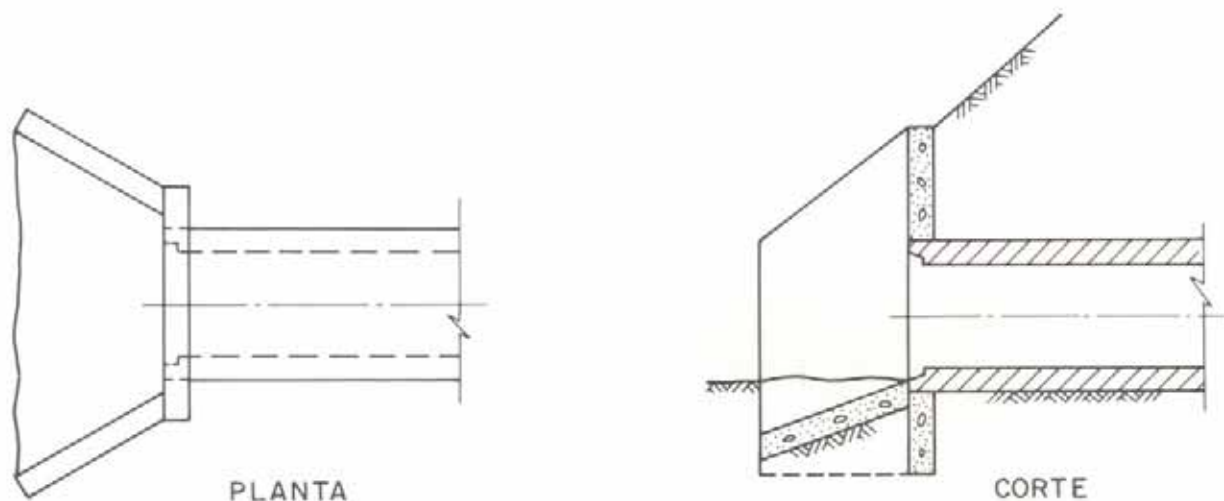


Fig. VII-68. Entrada con cabezal y aletas.

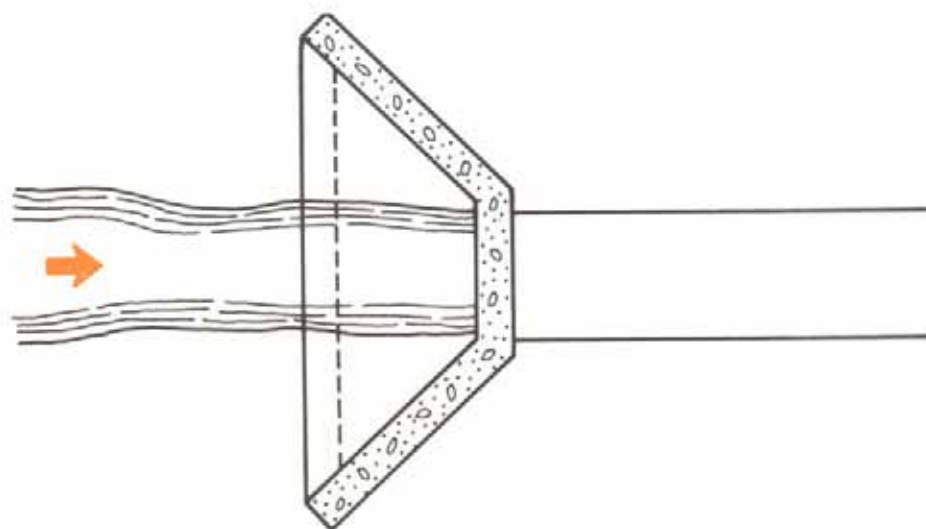
logrado rebajar el coeficiente a 0,15 cuando el radio de redondeo es 0,15 veces el diámetro del conducto y a 0,10 con un radio de 0,25 veces el diámetro.

En los tubos de concreto, no se consigue ningún mejoramiento de la eficiencia hidráulica colocando cabezales en terminales de lengüeta y ranura o en tomas acampanadas. Los coeficientes de entrada, en cada caso, son 0,2 y 0,4.

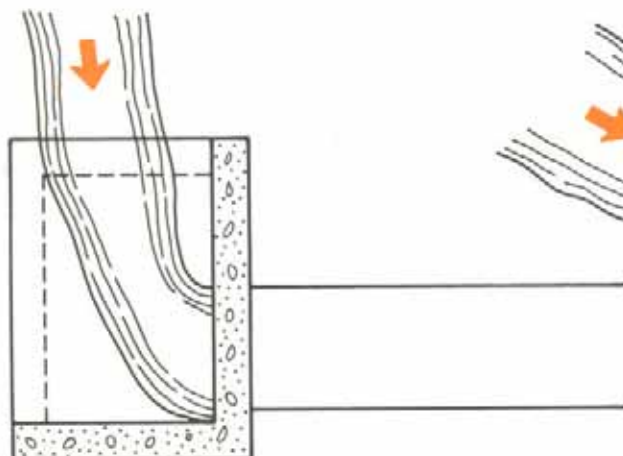
Muy frecuentemente, los cabezales son prolongados por medio de otras estructuras conocidas con el nombre de *ale-*

tas. Estas encuentran su mejor aplicación cuando los taludes del cauce de entrada son inestables o cuando la alcantarilla está en posición esviada en relación al cauce. En la figura VII-69 se indican casos que requieren el empleo de aletas. Con ellas no se mejora prácticamente la eficiencia hidráulica del conducto y sólo se justifican para resolver los problemas antes señalados.

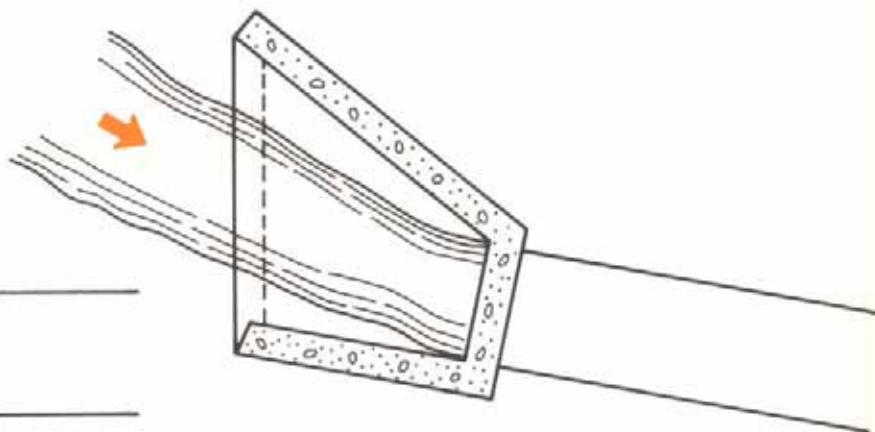
La tabla VII-16 resume los coeficientes de entrada para distintas disposiciones de las tomas ¹⁵.



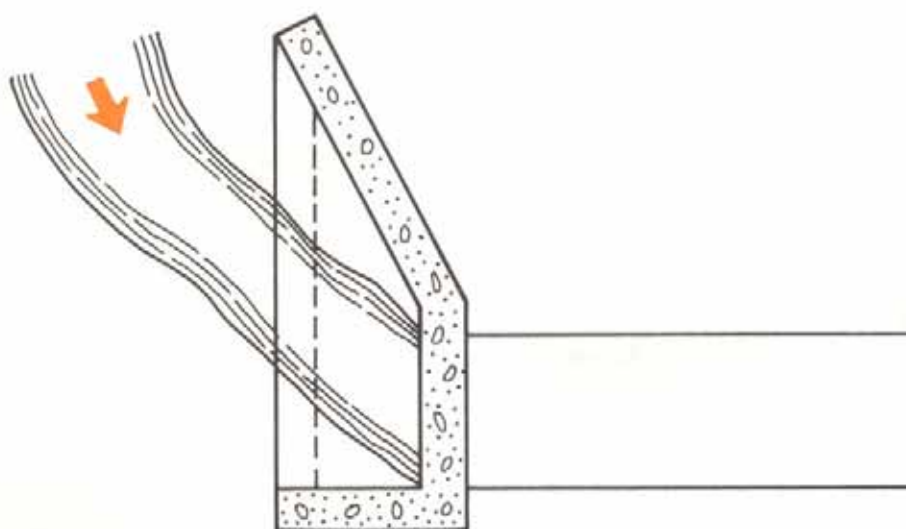
FLUJO NORMAL AL TERRAPLEN



FLUJO PARALELO AL TERRAPLEN



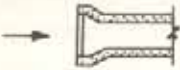

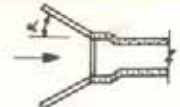
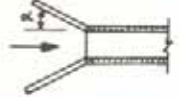

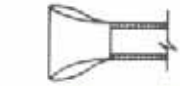
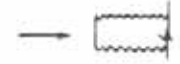

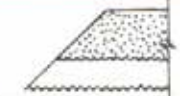
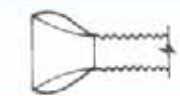
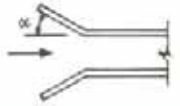
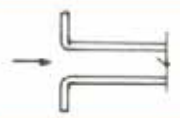
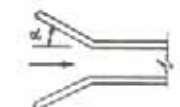
FLUJO Y ALCANTARILLA ESVIADOS



FLUJO OBLICUO AL TERRAPLEN

Fig. VII-69. Distintos casos que requieren el uso de aletas a la entrada de las alcantarillas.

TABLA VII-16. COEFICIENTES DE PERDIDA DE CARGA A LA ENTRADA DE LAS ALCANTARILLAS

	DESCRIPCION	C_E
TUBOS DE CONCRETO	 CAMPANA SALIENTE	0,2
	 ESPIGA SALIENTE (No se recomienda su uso)	0,5
	 CON ALETAS ($\alpha 0^\circ$ a 90°) CAMPANA EN EL EXTREMO	0,2
	 CON ALETAS ($\alpha 0^\circ$ a 90°) ESPIGA EN EL EXTREMO (No se recomienda su uso)	0,5
	 CON ALETAS ($\alpha 0^\circ$ a 90°) REDONDEADA (Radio = $D/12$)	0,2
	 SECCION TERMINAL PREFABRICADA DE ACUERDO CON TALUD	0,5
TUBOS O ARCOS METAL CORRUGADO	 EXTREMO SALIENTE	0,9
	 CON ALETAS ($\alpha 0^\circ$ a 90°)	0,5
	 CHAFLANADO DE ACUERDO CON TALUD	0,7
	 SECCION TERMINAL PREFABRICADA DE ACUERDO CON TALUD	0,5
CAJONES DE CONCRETO ARMADO	 ALETAS O MUROS DE CABECERAS ARISTAS SIN REDONDEAR $\alpha = 0^\circ$ $10^\circ < \alpha < 25^\circ$ $30^\circ < \alpha < 75^\circ$ $\alpha = 90^\circ$	0,7 0,5 0,4 0,5
	 MURO DE CABECERA TRES ARISTAS REDONDEADAS (Radio = $1/12$ dimensión cajón)	0,2
	 ALETA, α ENTRE 30° Y 75° ARISTA SUPERIOR REDONDEADA (Radio = $1/12$ dimensión cajón)	0,2

Además de las entradas convencionales hasta aquí descritas, se usan hoy en día otras que mejoran considerablemente la eficiencia hidráulica de las alcantarillas. Algunos de estos tipos se emplean tanto a la entrada como a la salida del conducto, para tubos de metal corrugado y para tubos de concreto. Estos tipos de entrada reciben el nombre de *entradas especiales o mejoradas*.

Cuando se usan entradas especiales en alcantarillas de metal corrugado, se obtienen las siguientes ventajas:

- Se reduce la necesidad de mantenimiento alrededor de la entrada.
- Se reduce la peligrosidad, en comparación con las entradas proyectantes, cuando un vehículo se sale accidentalmente de la calzada.
- Se aumenta la eficiencia hidráulica.

En el caso de las alcantarillas de concreto, las entradas especiales contribuyen a asegurar la estabilidad del terraplén y a reducir la erosión alrededor de la entrada.

Las investigaciones han demostrado⁸⁴ que las entradas

especiales incrementan notablemente la capacidad de las alcantarillas que trabajan con control a la entrada, al hacer que éstas funcionen a capacidad plena o casi plena. En conductos que trabajan con control a la salida, el mejoramiento de la entrada únicamente reduce las pérdidas por entrada, las cuales son sólo una pequeña parte de la carga total requerida para hacer pasar el flujo a través del conducto. Es por ello que, para esta condición, el mejoramiento de la entrada se justifica tan sólo cuando puede realizarse a un costo adicional pequeño.

Entre las entradas especiales, se han estudiado las siguientes:

- entradas con bordes achaflanados,
- entradas ahusadas lateralmente,
- entradas ahusadas verticalmente.

Las *entradas con bordes achaflanados* aumentan la capacidad de las alcantarillas de bordes romos en un 5 a 20 por ciento. Estas entradas son recomendables en todas las alcantarillas que trabajan con control a la entrada, pudiéndose



Fig. VII-70. Entrada ahusada lateralmente.

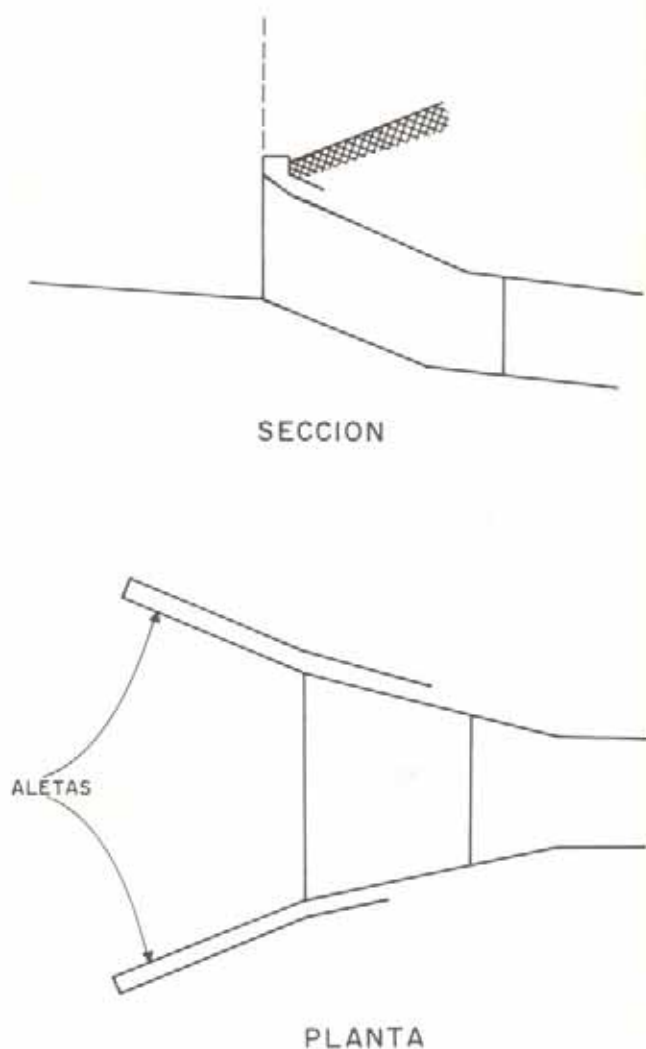


Fig. VII-71. Entrada ahusada verticalmente.

exceptuar los tubos circulares de concreto con boca acampanada, ya que éstas se comportan de forma similar. Para alcantarillas que trabajan con control a la salida, si bien no son mejoradas en la misma proporción, el coeficiente de entrada para bordes romos puede reducirse de 0,5 a 0,2.

En la figura VII-70 aparece una *entrada ahusada lateralmente* en la que también se han achaflanado los bordes. Este tipo de entrada proporciona una capacidad adicional de 25 a 40 por ciento sobre las entradas de bordes romos.

El tercer tipo de mejoramiento es la *entrada ahusada verticalmente*, figura VII-71. Su ventaja sobre la entrada ahusada lateralmente es la de proporcionar una mayor carga en la sección de control o garganta de la alcantarilla, lo cual se logra incorporando una caída en el interior de la sección de entrada.

Este tipo de entrada puede mejorar hasta en un 100 por ciento la capacidad de un conducto convencional con bordes romos. La magnitud de la mejora depende de la caída entre la entrada propiamente dicha y la garganta.

En la figura VII-72 se han trazado las curvas de rendimiento de un cajón de concreto de $1,80 \times 1,80$ m y 60 m de

largo, instalado con una pendiente de 2 por ciento y para los siguientes controles y tipos de entrada:

Curva núm.	Control y tipo de entrada
1	A la entrada-Boca de bordes romos y alas a 90°.
2	A la entrada-Bordes achaflanados.
3	A la entrada-Boca ahusada lateralmente.
4	A la entrada-Boca ahusada verticalmente con una caída mínima.
5	A la salida-Boca de bordes romos.
6	A la salida-Igual a 2, 3 y 4.

Como se aprecia en la figura, para una misma altura de agua a la entrada la capacidad del cajón varía apreciablemente según el tipo de entrada y, aunque las entradas especiales mejoran el rendimiento de los conductos trabajando con control a la salida, no lo hacen en la misma magnitud en que esto ocurre en los que operan con control a la entrada.

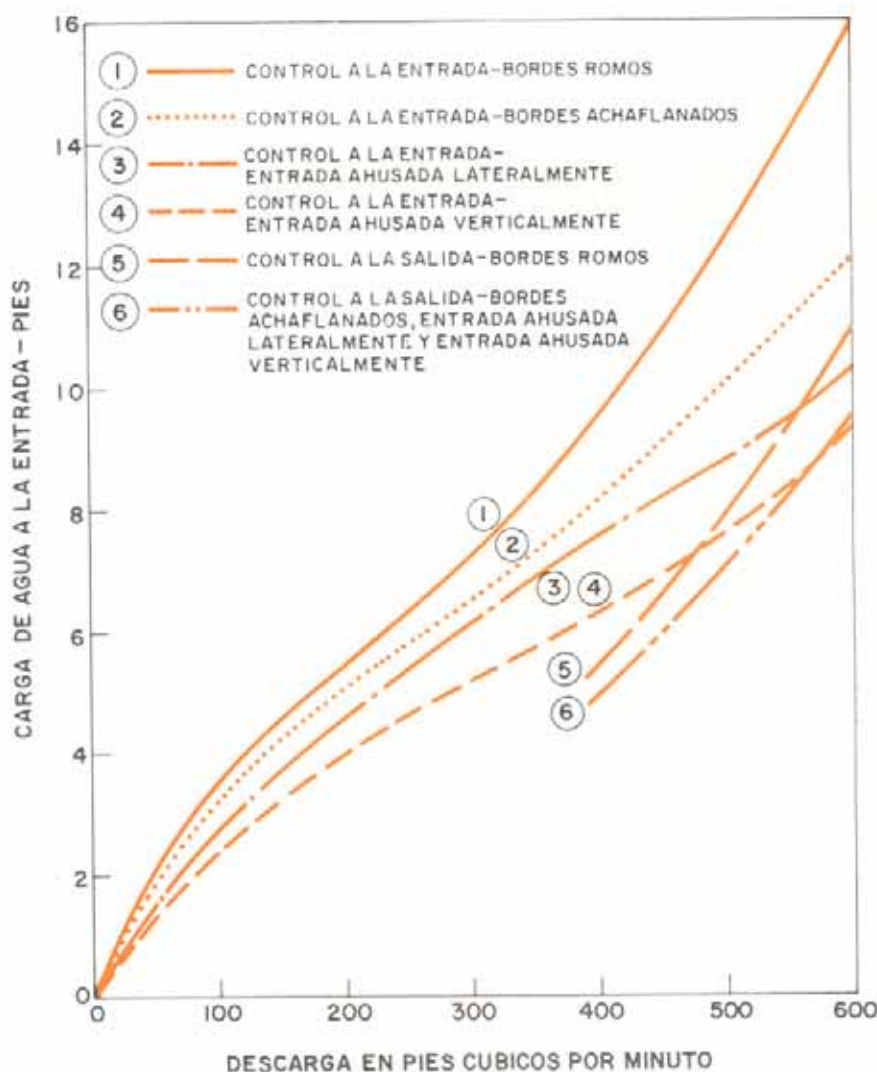


Fig. 72. Curvas de rendimiento para un cajón de $1,80 \times 1,80$ m.

7.4.4. DISEÑO DE LAS ALCANTARILLAS

El diseño de una alcantarilla, cuando se realiza integralmente, es un proceso que abarca no solamente el diseño hidráulico del conducto sino que se refiere a las condiciones de ubicación, alineamiento y pendiente que tendrá la estructura, a la selección del tipo, forma del conducto y de sus instalaciones accesorias, al estudio de los posibles daños que puede ocasionar la erosión producida por las aguas y a su remedio, a las condiciones de instalación del conducto y al cálculo estructural bajo las cargas externas a que estará sometido, a la prevención de los daños derivados de la corrosión, al análisis de la obra desde los puntos de vista de la seguridad y de la estética vial y a la justificación económica del diseño que se haya propuesto. Como los sistemas de drenaje inciden sobre el costo de conservación y mantenimiento de las carreteras, también es necesario que las alcantarillas sean diseñadas considerando que su funcionamiento deberá estar acorde con las limitaciones impuestas por los sistemas y métodos de mantenimiento.

7.4.4.1. Emplazamiento de las alcantarillas

Existen tres factores importantes que deben tomarse en cuenta en la localización de una estructura de drenaje para lograr el mayor grado de eficiencia y seguridad; estos factores son: alineamiento, pendiente y elevación.

El *alineamiento* más adecuado se logra cuando la estructura se adapta a las condiciones topográficas del lugar; esto significa que el eje de la alcantarilla deberá coincidir con el lecho de la corriente, evitando cambios bruscos que impidan o retarden el flujo normal.

Se puede lograr un alineamiento recto cambiando la dirección del cauce, alineando la alcantarilla oblicuamente con respecto al eje original de la vía, o combinando ambos métodos.

Se justifica un cambio de dirección en el cauce cuando el costo de esto sea compensado por una disminución en la longitud o diámetro de la alcantarilla; un alineamiento oblicuo aumenta la longitud de la alcantarilla, si bien aumenta en eficiencia hidráulica.

Cuando es indispensable un cambio brusco de dirección en el alineamiento horizontal, éste debe realizarse mediante curvas tan amplias como sea posible, evitando que los extremos de la alcantarilla se encuentren cerca del lugar donde la corriente cambia de curso.

Un factor que afecta directamente la ubicación de las alcantarillas es la capacidad de soporte del suelo. Cuando la obra es de envergadura, es necesario hacer los estudios previos correspondientes, ya que la naturaleza del suelo podría obligar a cambiar un alineamiento recto por otro curvo o a no utilizar total o parcialmente el cauce natural para colocar la alcantarilla, o a mejorar el material existente en los sitios que se requiera (ver Parágrafo 4.6).

Las estructuras de drenaje deben ser construidas, en general, para la misma *pendiente* del lecho del cauce. No tomar en cuenta la pendiente del drenaje natural puede provocar serias consecuencias.

Una alcantarilla con una pendiente demasiado baja provoca una reducción en la velocidad del flujo y, por lo tanto, reduce la capacidad hidráulica. La sedimentación producida por las bajas velocidades bloquea gradualmente el paso

del agua durante periodos de flujo normal, hasta el punto en que un inesperado flujo puede causar una inundación.

Por otra parte, una pendiente mayor que la del lecho de la corriente puede inducir un incremento de la velocidad capaz de desgastar y minar la estructura.

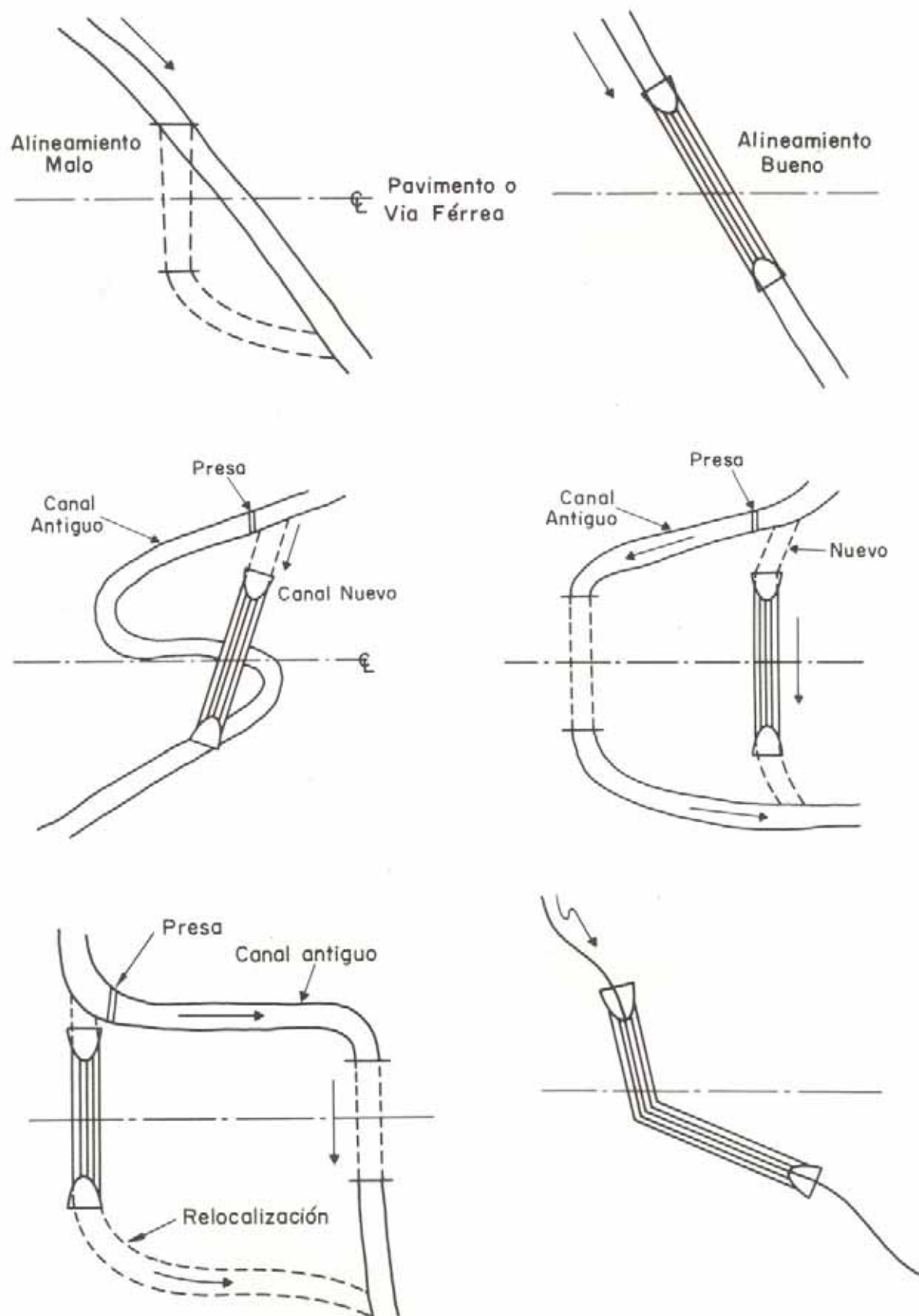
En lo que se refiere a la *elevación*, las alcantarillas deben colocarse preferiblemente con su fondo a ras del cauce y no más bajas. Cuando se requiere bajar el fondo del canal, es necesario reconformar también el lecho aguas abajo, ajustándolo a la nueva rasante y pendiente.

Una limitación para ubicar una alcantarilla en el fondo del canal, podría ser la imposibilidad de lograr un sistema práctico para la conservación y mantenimiento; otra, el alineamiento horizontal, que en ningún caso debería tener quiebres bruscos.

En el caso de no colocarse la alcantarilla en el fondo, debería ubicarse sobre terreno firme, a un lado del cauce natural.

Ahora bien, hay casos en que las recomendaciones anteriores deben variarse. Las circunstancias que a ello obligarían y las alternativas correspondientes son:

1. En zonas recientemente niveladas de declive relativamente suave, puede haber sedimentación; la alcantarilla puede colocarse unos centímetros más alta que el lecho de la corriente, pero conservando la misma pendiente.
2. Cuando la altura del terraplén es reducida, el colocar la alcantarilla más baja que el lecho de la corriente produce sedimentación y reduce el área hidráulica; aquí debe usarse una estructura ancha y de poca altura, como un tubo abovedado; en algunos casos puede elevarse la cota del camino.
3. Bajo terraplenes altos no siempre es necesario colocar el conducto al mismo nivel que el fondo de la corriente; si puede admitirse una elevación de agua a la entrada, la alcantarilla se puede colocar en un nivel más alto, reduciendo así su longitud. Colocar las alcantarillas por encima del cauce tiene como límite llevar la alcantarilla casi a nivel de la calzada, con lo cual queda un espacio sin drenaje entre el terreno natural y el terraplén. En estos casos, el terraplén deberá ser extendido hasta el terreno natural, ocupando de esta forma el volumen que existiría desde el nivel del cauce natural hasta la rasante de la obra de drenaje.
4. Bajo terraplenes altos, generalmente ocurre mayor asentamiento en el centro de la sección; la alcantarilla debe colocarse con una contraflecha; la mitad de aguas arriba casi horizontal, dándose la caída necesaria en la mitad aguas abajo.
5. En terrenos con pendientes fuertes, como las laderas, no siempre es necesario dar a las alcantarillas la misma pendiente abrupta; puede dársele la pendiente crítica y una salida con vertedero que evite la socavación; esto acorta el conducto y rebaja la cubierta.
6. En pendientes fuertes también es posible colocar bajo el terraplén un tubo con codo, aunque generalmente esto no se aconseja. Una entrada a un pozo colector permite dar a la alcantarilla una pendiente correcta.



Según el «Manual de Drenaje y Productos de Construcción», Armco ²⁵.

Fig. VII-73. Posibles alineamientos de las alcantarillas.

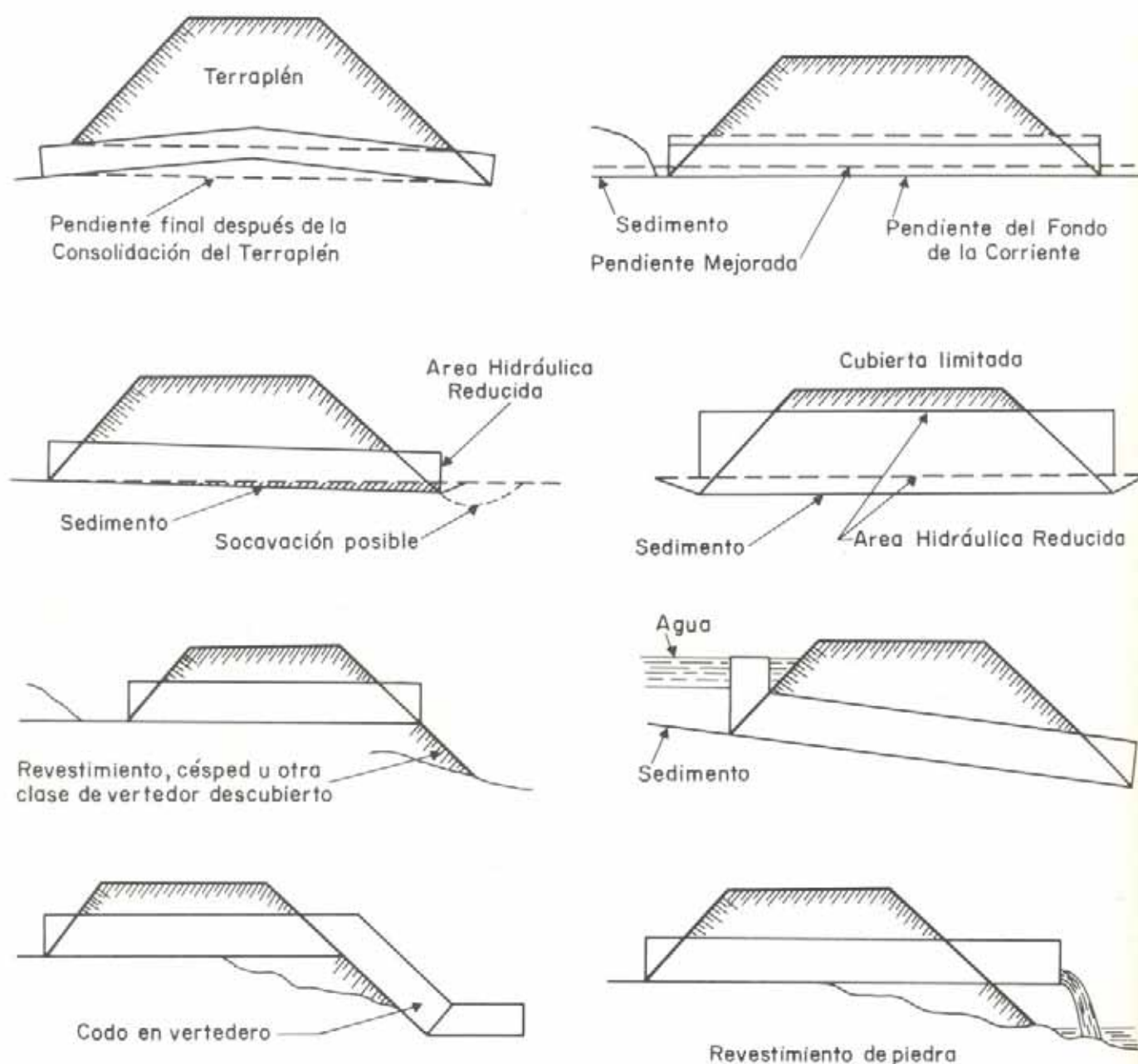


Fig. VII-74. Variaciones en la colocación de alcantarillas bajo un terraplén.

7.4.4.2. Uso de los distintos tipos y formas de alcantarillas

Las alcantarillas, según la clase del material que se emplea en su fabricación, pueden clasificarse en alcantarillas metálicas y alcantarillas de concreto; según la forma, en conductos redondos, ovalados o abovedados, cuadrados y rectangulares; y según el número de conductos que se empleen en un mismo lugar, en simples y múltiples o unicelulares y multicelulares.

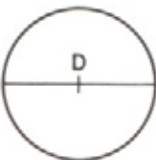
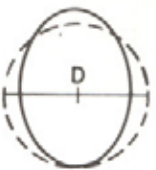
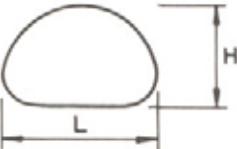
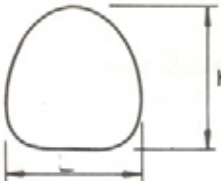
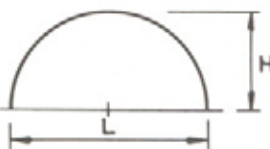
Las alcantarillas metálicas son, generalmente, corrugadas, ya que esta condición aumenta la resistencia del material, acero o aluminio, a los esfuerzos.

Las formas más utilizadas aparecen en la figura VII-75, donde se indican usos y dimensiones usuales⁸⁵.

Las alcantarillas de concreto, según su forma, pueden ser alcantarillas de cajón (cuadradas, de una o varias celdas; rectangulares, de una o varias celdas), circulares y ovaladas.

En el caso de las alcantarillas de concreto, la elección de la forma debe ser hecha cuidadosamente, dependiendo ello, entre otros factores, de la topografía del lugar y de la eficiencia hidráulica y estructural y, por supuesto, de los costos de construcción.

Inicialmente, la selección de la forma se hace buscando la que mejor se adapte al cauce del canal de drenaje. En canales estrechos y profundos, que lleven altos flujos en las épocas lluviosas, es más conveniente instalar alcantarillas estrechas y altas. En zonas planas, sin cauces definidos, el agua escurre en grandes volúmenes pero pequeñas alturas;

FORMA	DIMENSIONES (en pulgadas)	USOS COMUNES
CIRCULAR 	6 a 252	Alcantarillas, Sub-drenajes, Servicio de Túneles, Cloacas etc. Radio fijo. Para medianos y altos rellenos.
ELONGACION VERTICAL (elipse) generalmente 5% 	48 a 252 antes de la elongación	Alcantarillas, cloacas, servicio o recubrimiento de túneles. Radio variable Se utiliza por la apariencia y donde la compactación es moderada
ABOVEDADO 	L x H 18 x 11 a 247 x 158	Tiene ventajas hidráulicas para flujos pequeños y se utiliza cuando la altura del relleno es moderada
* PASO SUBTERRANEO 	L x H 68 x 69 a 244 x 214	Para peatones, paso de animales o vehículos
ARCO 	L x H 72 x 215 a 300 x 150	Para bajas aberturas con largos cursos de agua y por razones de estética

* Para igual área o abertura, la forma circular es generalmente mas económica y simple para ensamblar

Fig. VII-75. Formas más utilizadas de alcantarillas metálicas.

en este caso, una alcantarilla de cajón de varias celdas o aberturas será la indicada.

Las alcantarillas de cajón son adecuadas cuando trabajan bajo condiciones de compresión moderada o rellenos muy bajos; cuando las cargas de relleno aumentan, o cuando las presiones hidrostáticas internas son mayores que las cargas exteriores, esta forma de alcantarilla se hace menos económica.

Las alcantarillas de varias celdas se adaptan a rellenos moderados y a largos cursos de agua; son ventajosas cuando la pendiente del terreno es fuerte y la altura de relleno está restringida.

En estas alcantarillas no se presentan problemas de fundación; sobre suelos que no soportan compresión o que tienen baja capacidad de carga, las presiones se distribuyen

de forma más uniforme y sobre un área más ancha que en los otros tipos de alcantarillas; el asentamiento es menos probable y, por lo tanto, disminuye la posibilidad de hundimientos en la vía. En fundaciones sobre roca, el espesor de la losa de fondo puede ser reducido y, a veces, hasta eliminado mediante el uso de pequeñas bases.

Las alcantarillas de cajón son muy populares debido a la simplicidad de su construcción. En la figura VII-76 se indican diferentes tipos de alcantarillas de cajón.

Las alcantarillas circulares pueden ser prefabricadas o de diseño especial.

Las prefabricadas se utilizan cuando van a estar sometidas a cargas de relleno y cargas hidrostáticas, dentro de los límites normales. Cuando la eficiencia hidráulica es importante, como en el caso de alcantarillas largas, las caracterís-

ALCANTARILLA DE CAJON DE DOS CELDAS

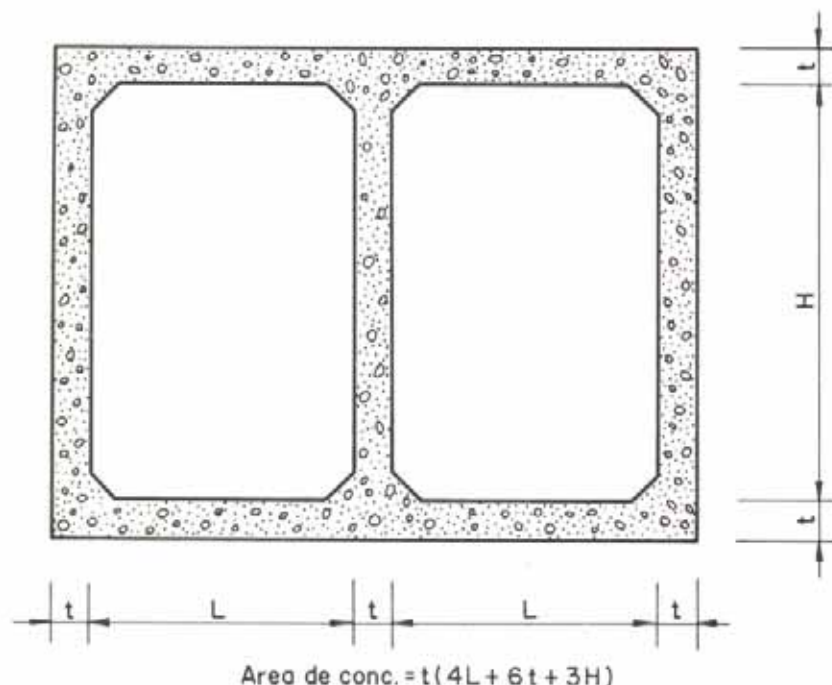
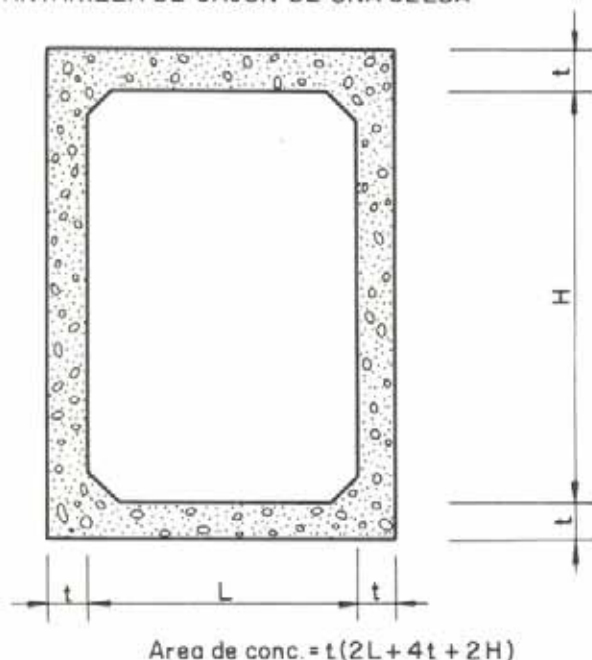


Fig. VII-76.
Alcantarillas
de cajón.

ALCANTARILLA DE CAJON DE UNA CELDA



ticas de las alcantarillas de concreto circulares son decisivas para su elección. En efecto, para un perímetro dado, la sección circular tiene mayor área que cualquier otra forma, lo que significa economía de materiales. Además, para un área dada de sección circular se tendrá el mayor flujo debido al mayor radio hidráulico.

Las alcantarillas de diseño especial son vaciadas en sitio.

Las de forma circular se utilizan debajo de grandes rellenos donde se prevén altas presiones. Son adecuadas para variadas condiciones de cargas, incluyendo grandes presiones

internas. Se diseñan con la cara inferior relativamente plana, logrando de esta manera una distribución amplia de la carga, lo cual proporciona grandes espesores y resistencia en los lados y la transmisión uniforme de los grandes empujes a las fundaciones, y pequeños espesores en la parte superior para resistir las pequeñas presiones y fuerzas cortantes. En resumen, este tipo de alcantarilla tiene el diseño hidráulico de un tubo circular, las propiedades de soporte de un arco y una base plana tan útil como las alcantarillas de cajón.

En la figura VII-77 se muestran diferentes tipos de estas alcantarillas circulares especiales.

Cuando las alcantarillas van a estar colocadas debajo de rellenos muy pesados o cuando las cargas verticales son moderadas pero las presiones laterales son muy pequeñas para ser efectivas en la reducción de momentos, el tipo de alcantarilla más económico a utilizar es el que tiene un tope parabólico. Esta forma se adapta más a la línea de presión de las cargas resultantes y, por lo tanto, gran parte de la carga se transmite como empuje directo, sin producir grandes momentos flectores.

Diferentes formas, incluyendo las parabólicas, semi-elípticas y ovoidales, son especialmente efectivas en estos casos y en el mantenimiento de buenas condiciones hidráulicas.

En la figura VII-78 se indica la sección transversal de una alcantarilla de este tipo.

En cuanto a la clase de los materiales que se emplean para la fabricación, no puede decirse que exista uno que sea universalmente superior a los demás. El contenido químico de las aguas y la acción abrasiva de las corrientes varían de un lugar a otro y la experiencia enseña que en algunos sitios las aguas y los suelos ácidos corroen las alcantarillas de metal rápidamente, en tanto que en otros, algunas aguas minerales pueden desintegrar las estructuras de concreto.

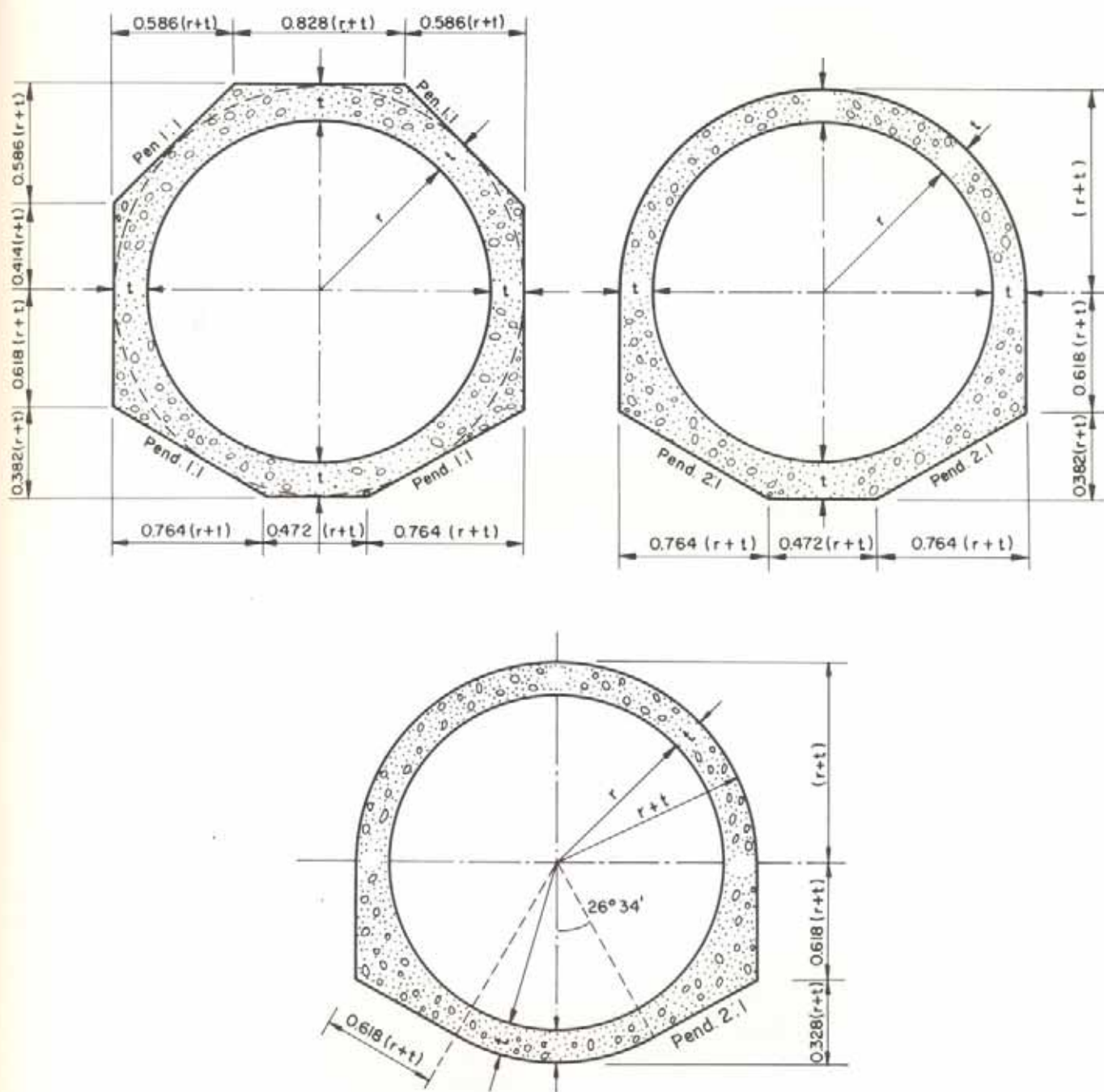


Fig. VII-77. Tipos especiales de alcantarillas circulares.

Se ha comprobado ⁸⁶ que los siguientes factores afectan la vida de una alcantarilla: gasto que fluye a través de la alcantarilla, velocidad del flujo, contenido de sedimentos abrasivos, concentración de iones hidrógeno (pH) en el agua, concentración de iones hidrógeno (pH) en el suelo, resistividad eléctrica del suelo, contenido de carbonato de calcio, sulfatos y sólidos disueltos en el agua, características geológicas de los manantiales, presencia de compuestos orgánicos en el agua y afectación de la hoya por materias contaminantes.

El acero galvanizado expuesto a una corriente de agua abrasiva sigue un ciclo de abrasión-corrosión-abrasión. El

material abrasivo remueve la relativamente blanda superficie de cinc y expone la superficie del acero; éste se oxida y el óxido es arrastrado por las corrientes abrasivas. Este mecanismo de ataque ocasiona el desgaste progresivo del fondo de las alcantarillas de acero, habiéndose observado que los mayores daños son producidos más por el efecto corrosión del par abrasión-corrosión que por la abrasión sola ⁸⁷.

El proceso progresivo del ciclo abrasión-corrosión se ha observado con todo tipo de flujos abrasivos, incluyendo aquellos que arrastran arena y grava, acentuándose el desgaste cuando el agua es también corrosiva ⁸⁸.

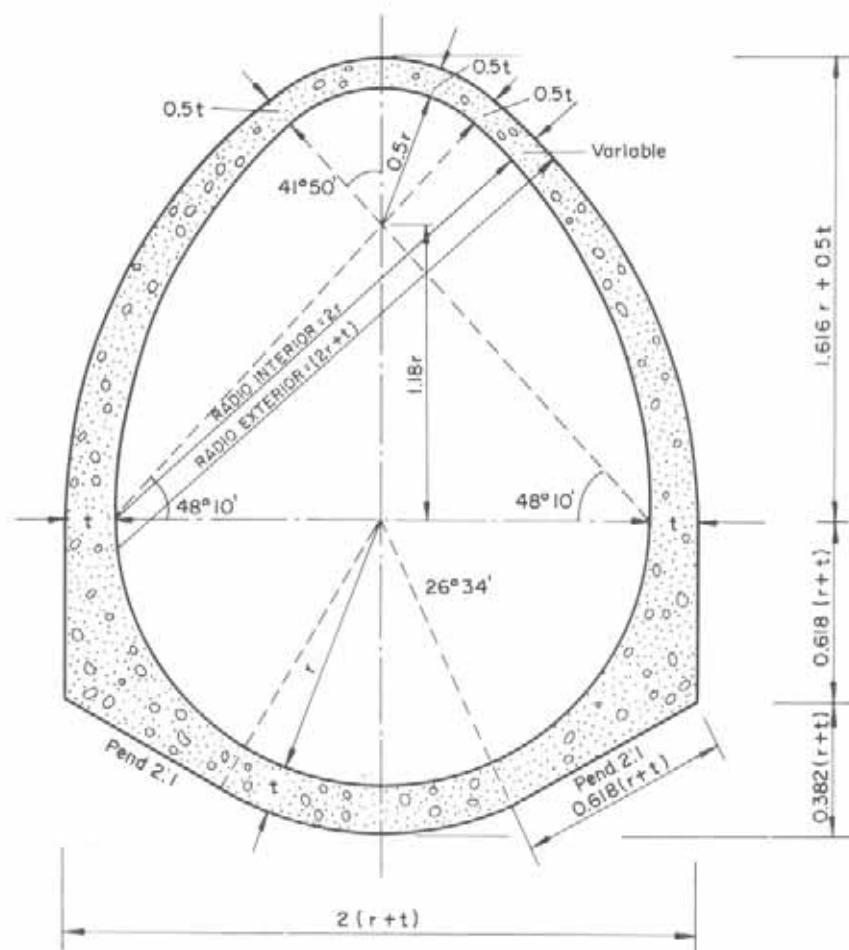


Fig. VII-78. Alcantarilla ovalada.

Cuando se utilizan conductos de aluminio, la resistencia del aluminio a la corrosión debería, teóricamente, eliminar la porción del ataque que corresponde a este agente. Esta resistencia surge de la protección que produce la delgada capa de óxido o película de aluminio que se forma en la superficie, la cual, cuando es dañada, se repone instantáneamente. La película de óxido de aluminio es dura y tenaz, excelente dieléctrico e inerte a la mayoría de los agentes ambientales.

Sin embargo, también las alcantarillas de aluminio sufren el efecto de la corrosión, debido a que el metal que se usa en la construcción de las alcantarillas es una aleación. Los otros metales que se añaden para mejorar la resistencia afectan la estructura de la película de óxido, ocasionando puntos débiles en ella.

Cuando se produce el ataque en estos puntos, se forma una picadura en la superficie metálica, la cual queda posteriormente cubierta o desplazada por el óxido de aluminio resultante de la corrosión del sustrato del material. Este óxido protege el material subyacente del ataque subsiguiente, aunque el aluminio queda visiblemente picado como consecuencia de esta corrosión^{89,90}.

El comportamiento del aluminio bajo abrasión es, generalmente, independiente de la corrosión. La abrasión del fondo de la alcantarilla es el resultado acumulativo del impacto de partículas de dureza igual o mayor que la del

metal. Factores tales como el tamaño de los fragmentos de roca, abundancia, velocidad del arrastre, forma y dureza, influyen notablemente en los efectos abrasivos⁹¹.

A fin de proteger las alcantarillas contra la corrosión, se han empleado diversos tipos de recubrimientos y aleaciones: las alcantarillas de acero se galvanizan, y se emplean revestimientos asfálticos tanto en las alcantarillas galvanizadas como en las de aluminio; en condiciones críticas, las alcantarillas de acero se revisten de asfalto y asbesto mediante un proceso adhesivo especial, en tanto que las de concreto se recubren con plástico o arcilla vitrificada o se emplean cementos especiales.

7.4.4.3. Diseño hidráulico de las alcantarillas

El conocimiento del comportamiento del flujo a través de las alcantarillas permitió establecer las relaciones existentes entre la altura de agua a la entrada del conducto, el gasto y las dimensiones de la alcantarilla.

En muchos casos es difícil predecir el tipo de operación que se producirá para un gasto dado y determinada alcantarilla. En algunos casos, el control del flujo cambia al variar el caudal, fluctuando ocasionalmente de la entrada a la salida o viceversa. Es por ello que, cualquiera que sea el mé-

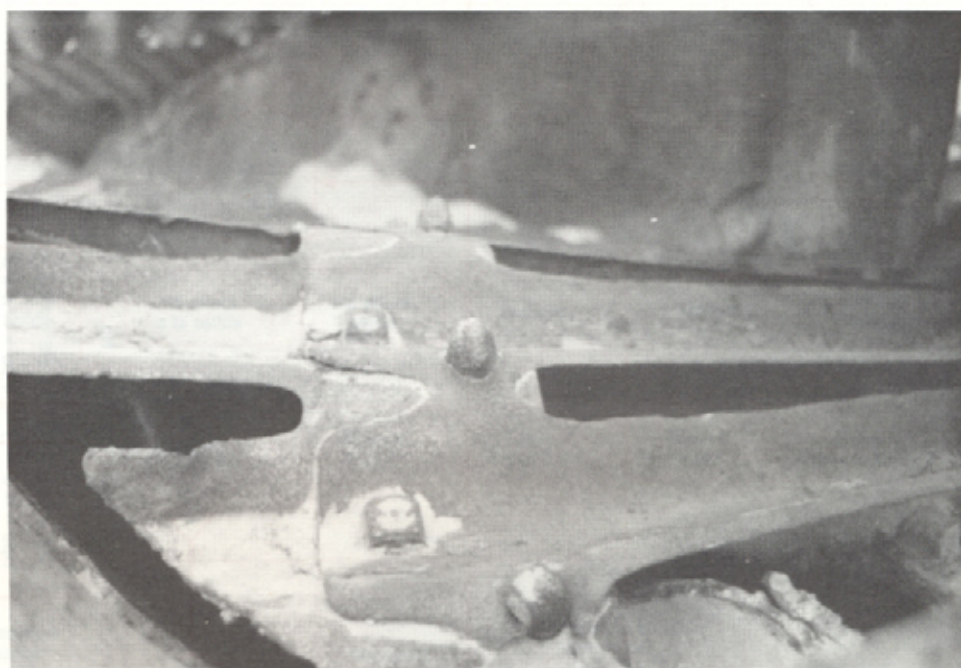


Fig. VII-79.
*Efecto de las aguas
corrosivas en una
alcantarilla metálica.*

todo de diseño que se siga, es necesario analizar ambos flujos, de manera de poder realizar el diseño para las condiciones más adversas.

Diversos métodos han sido propuestos para el diseño hidráulico de las alcantarillas ⁹² al ¹⁰⁰. Algunos de ellos ^{96, 99} siguen un procedimiento elaborado, el cual conduce a determinar la clase y tipo de operación del conducto. Los diagramas de las figuras VII-80 y VII-81 corresponden a los métodos desarrollados por los Departamentos de Carreteras de Texas y Kentucky (U. S. A.), respectivamente. No se da mayor explicación sobre estos métodos por considerar que los procedimientos abreviados de las «Hydraulic Engineering Circulars» resultan hoy en día más expeditos.

A partir del año 1961, fecha en que fue publicada la Hydraulic Engineering Circular núm. 5, «Hydraulic Charts for the Selection of Highway Culverts», por el U.S. Department of Commerce ⁸³, el método allí sugerido ha adquirido aceptación general y es la base actual para el diseño hidráulico de las alcantarillas. Posteriormente, el método fue complementado en sucesivas publicaciones ^{84, 97}.

Antes de proceder al diseño de una alcantarilla, el proyectista deberá fijar el gasto de diseño, la altura de agua permisible a la entrada, la altura de agua a la salida, la pendiente con que se colocará el conducto, su longitud y el tipo de entrada que se ha seleccionado, y la velocidad del flujo permisible a la salida.

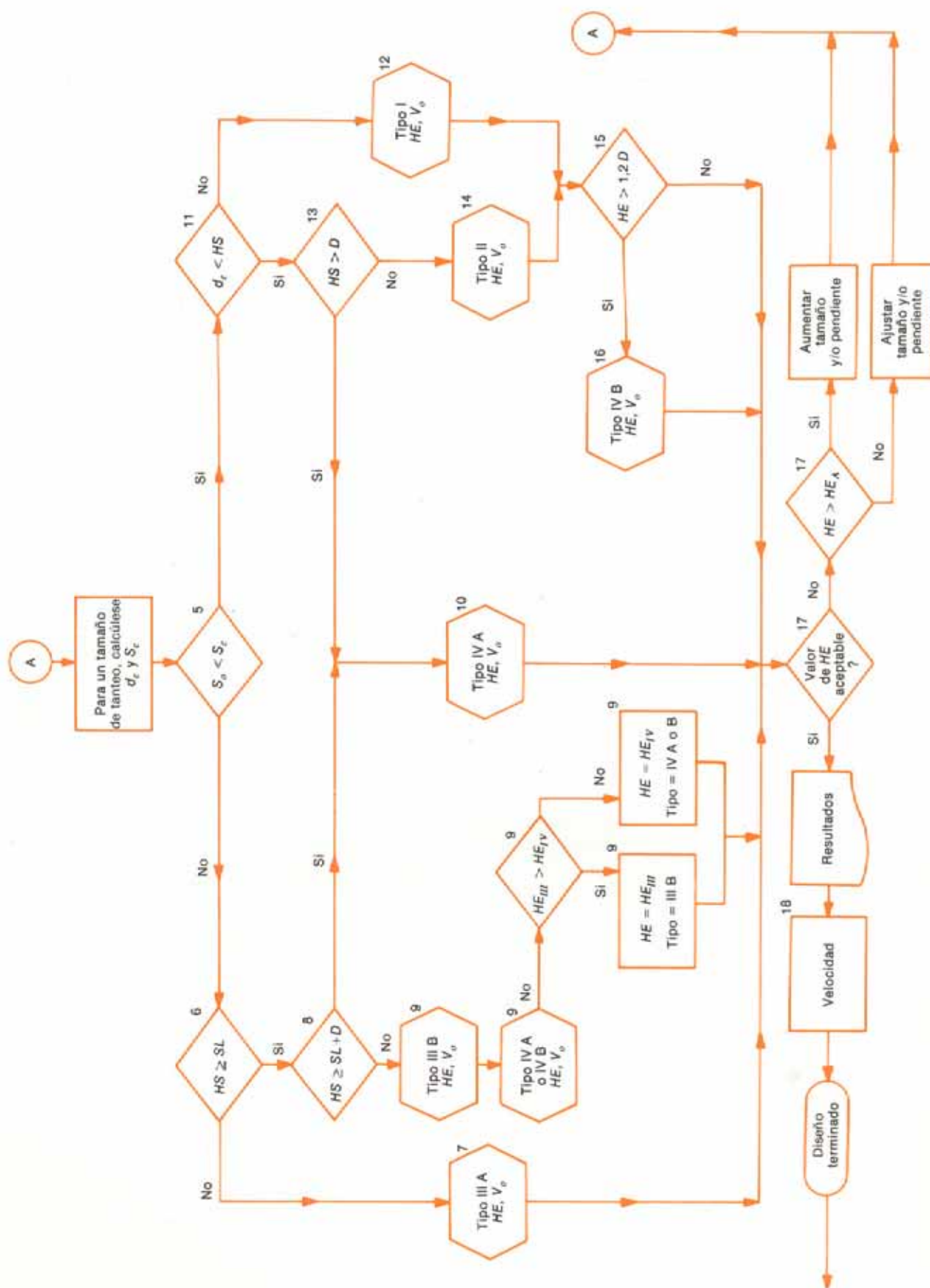
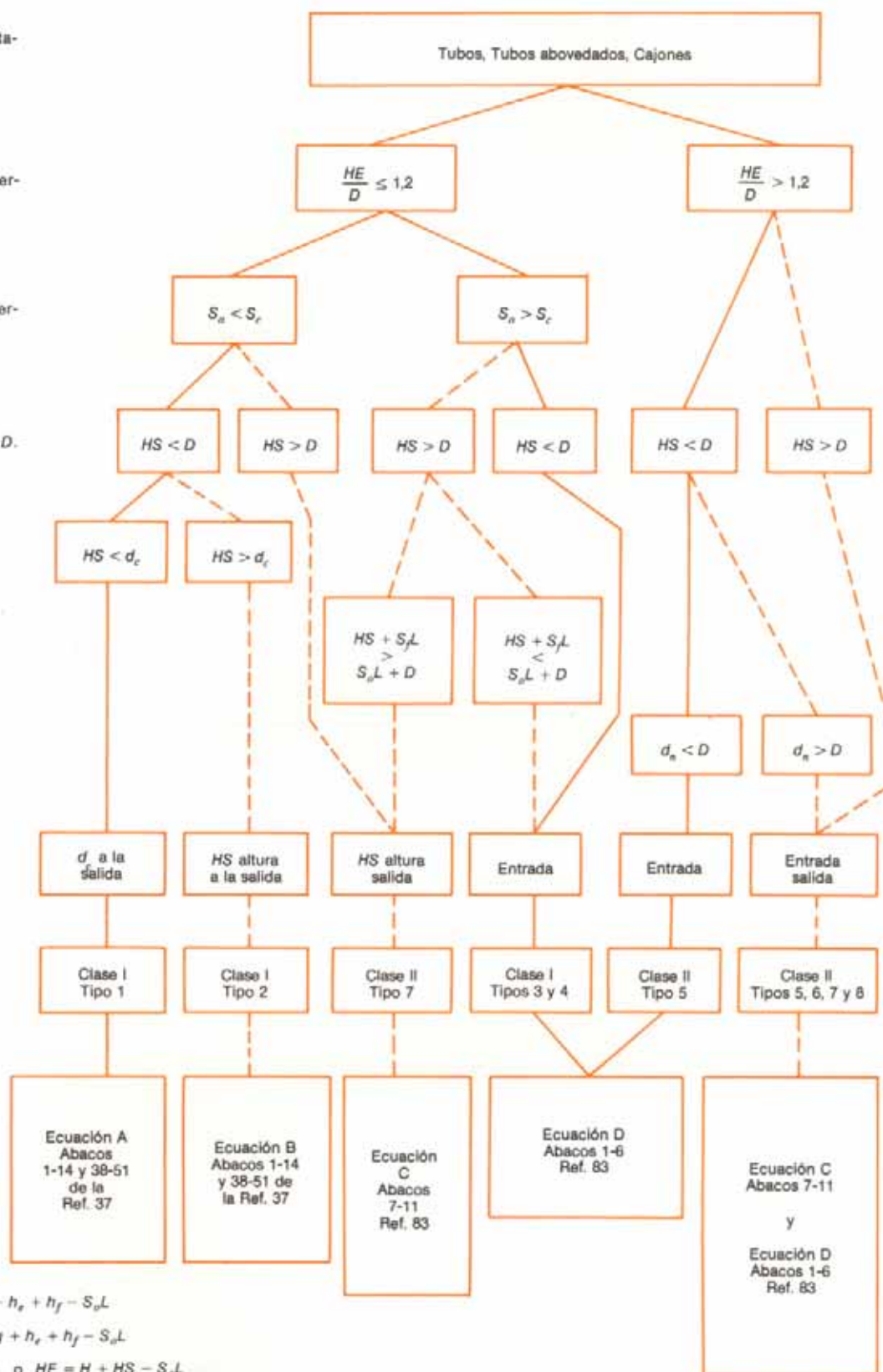


Fig. VII-80. Diagrama de procedimiento para el diseño de alcantarillas, según el Departamento de Carreteras de Texas, U. S. A.

10. Método para determinar HE.



Ecuación A $HE = d_c + V_c^2/2g + h_e + h_f - S_oL$

Ecuación B $HE = HS + V \frac{V^2}{2g} + h_e + h_f - S_a L$

Ecuación C $HE = H + D - S_p L$ o $HE = H + HS - S_p L$

Ecuación D $HE = H$

Drenaje superficial de carreteras 411

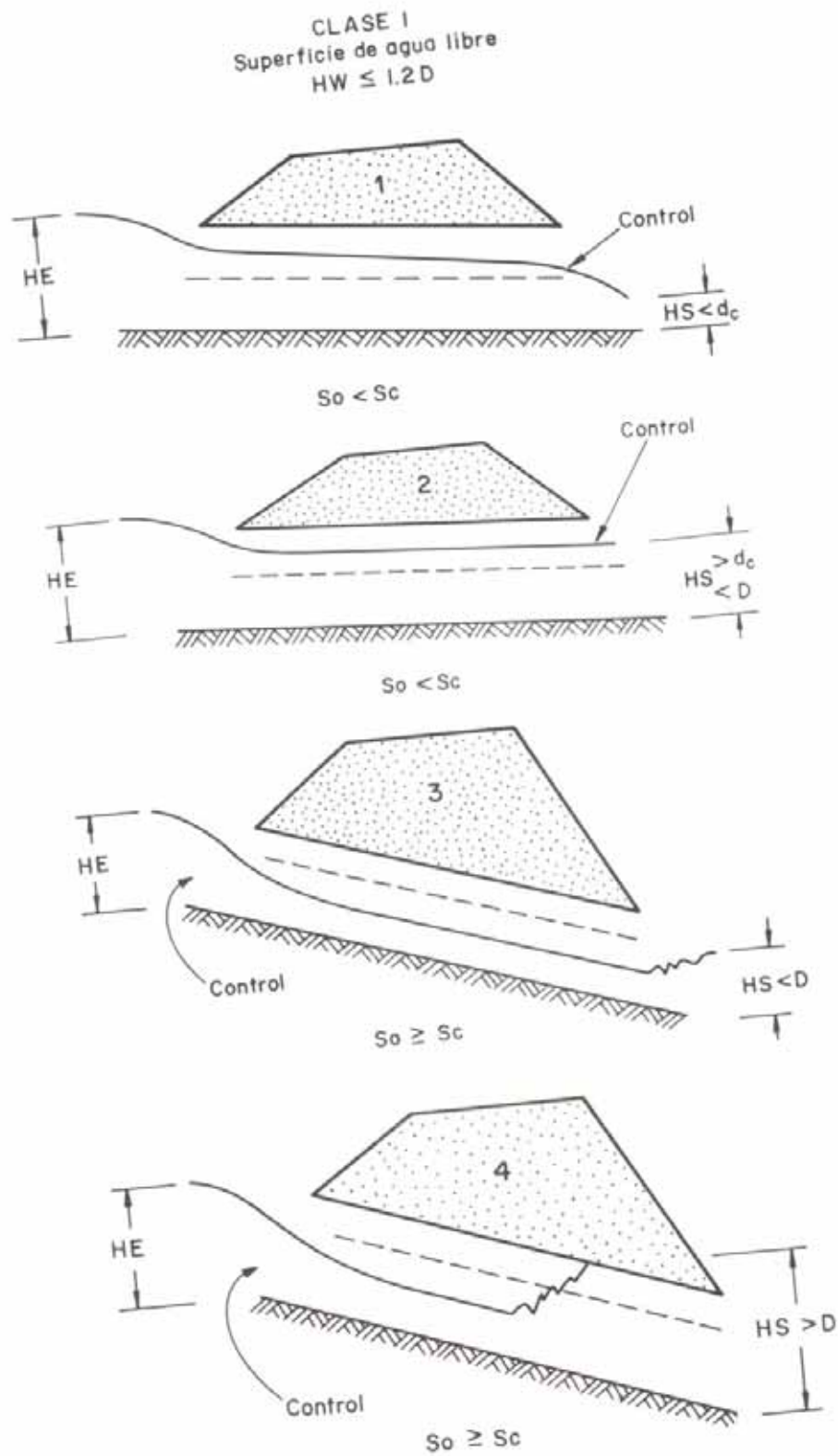


Fig. VII-82. Condiciones típicas de operación de las alcantarillas: clasificación de los conductos.

CLASE II
Entrada sumergida
 $HW > 1.2 D$

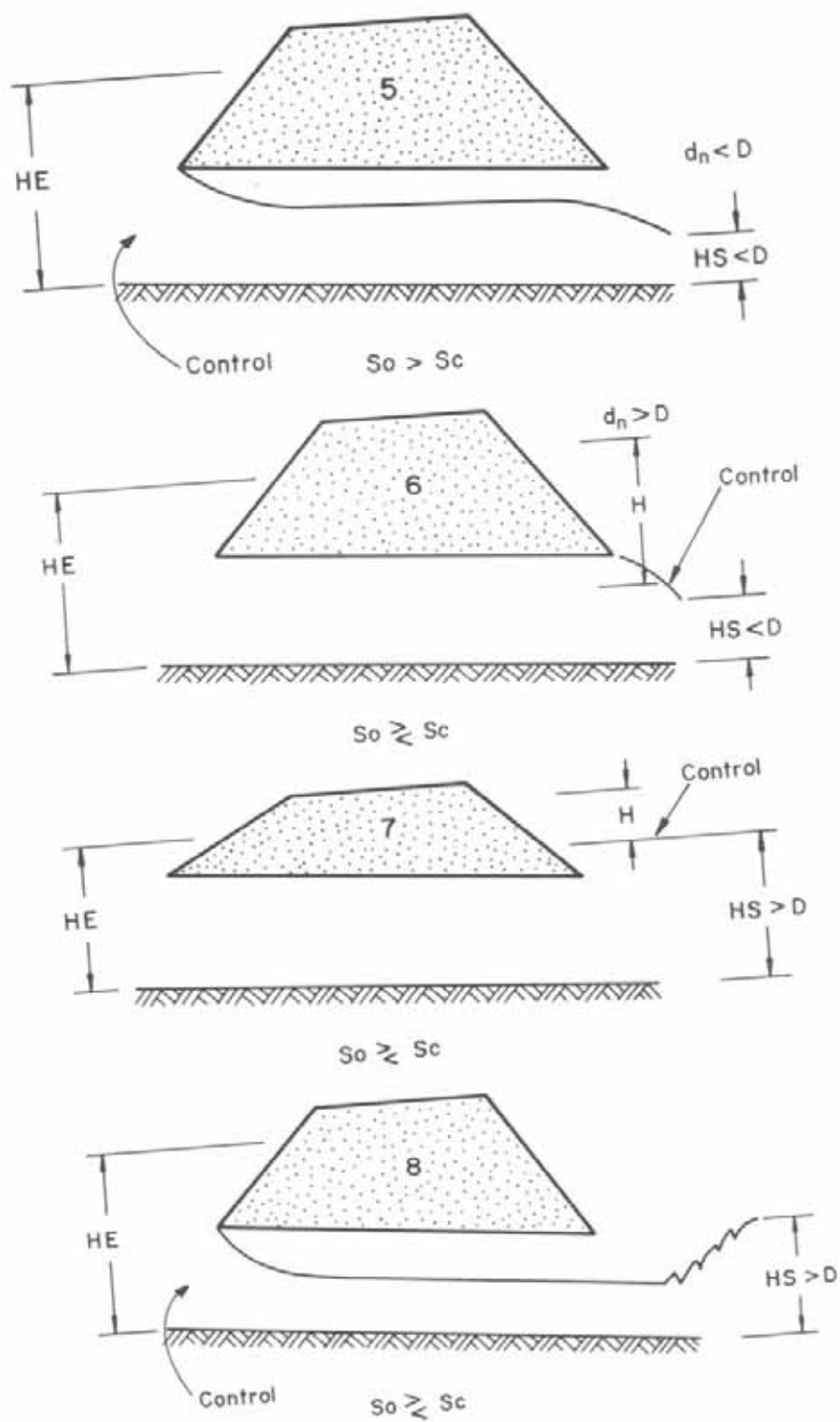


Fig. VII-82 (Continuación).

La altura de agua permisible a la entrada (HEP) se considera como la máxima profundidad que deberá alcanzar el agua para garantizar un borde libre mínimo de 0,40 m entre la superficie del agua y el nivel de la subrasante de la carretera y evitar en lo posible inundaciones en las propiedades aguas arriba de la alcantarilla.

El conocimiento de la altura de agua a la salida es importante para determinar la capacidad de las alcantarillas que fluyen con control a la salida. En muchos casos, el canal de salida será relativamente ancho, y la profundidad del agua en él será menor que la altura de agua a la salida del conducto. En estos casos, la altura de agua a la salida no constituye un control, por lo que será innecesario calcularla. Otras veces, la altura de agua, aguas abajo, estará controlada por alguna obstrucción aguas abajo o por un remanso producido por la confluencia con otra corriente de agua.

En los casos en que se hace necesario determinarla, la altura de agua a la salida se considera como la profundidad normal del cauce o canal donde desemboca la alcantarilla. Cuando éste es un cauce natural, de sección, pendiente longitudinal y rugosidad relativamente uniformes, la profundidad normal puede aproximarse mediante la fórmula de Manning, elaborando una curva de régimen.

Este procedimiento requiere fijar una sección transversal representativa del cauce, aguas abajo de la estructura, el valor del coeficiente de rugosidad, y la pendiente del canal.

Cuando la sección transversal es de forma irregular, o cuando en la sección deban considerarse distintos coeficientes de rugosidad, será necesario subdividirla con líneas verticales en los puntos de cambio.

Establecidos los datos de diseño, la curva de régimen se determina de la siguiente manera:

1. Se dibuja la sección transversal y se consideran en ella distintas profundidades de agua. Utilizando la fórmula de Manning, se calcula para cada profundidad el gasto del canal, teniendo en cuenta los diferentes valores de n estimados para cada subsección y considerando el perímetro mojado de la sección sólo a lo largo de la línea sólida del canal y no

tomando en cuenta la línea de agua que separa las subsecciones (Fig. VII-83).

2. Después de calcular los gastos correspondientes a distintas profundidades, se dispondrá de algunos valores por debajo y otros por encima de los de la descarga de diseño. Estos valores se representan gráficamente y de la curva de régimen resultante se podrá leer la profundidad correspondiente a la descarga de diseño (Fig. VII-84).

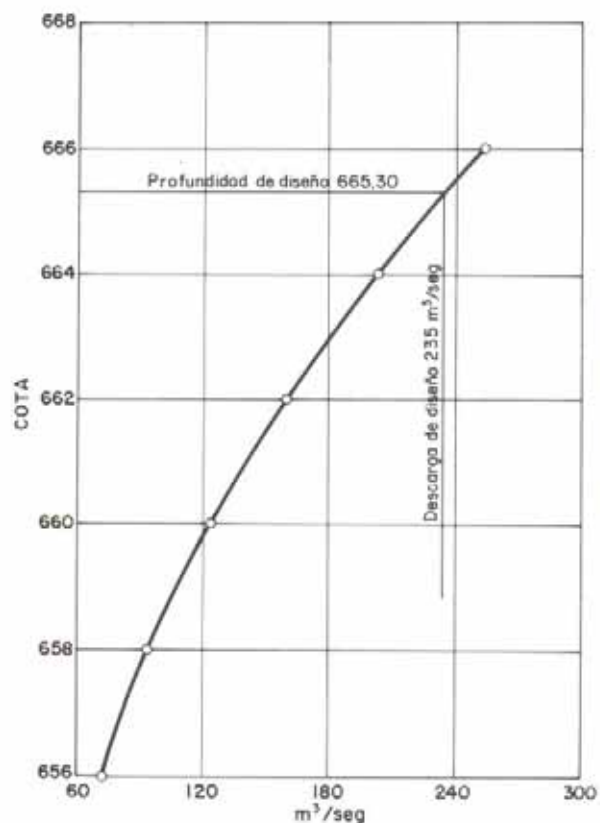


Fig. VII-84. Representación gráfica de la curva de régimen.

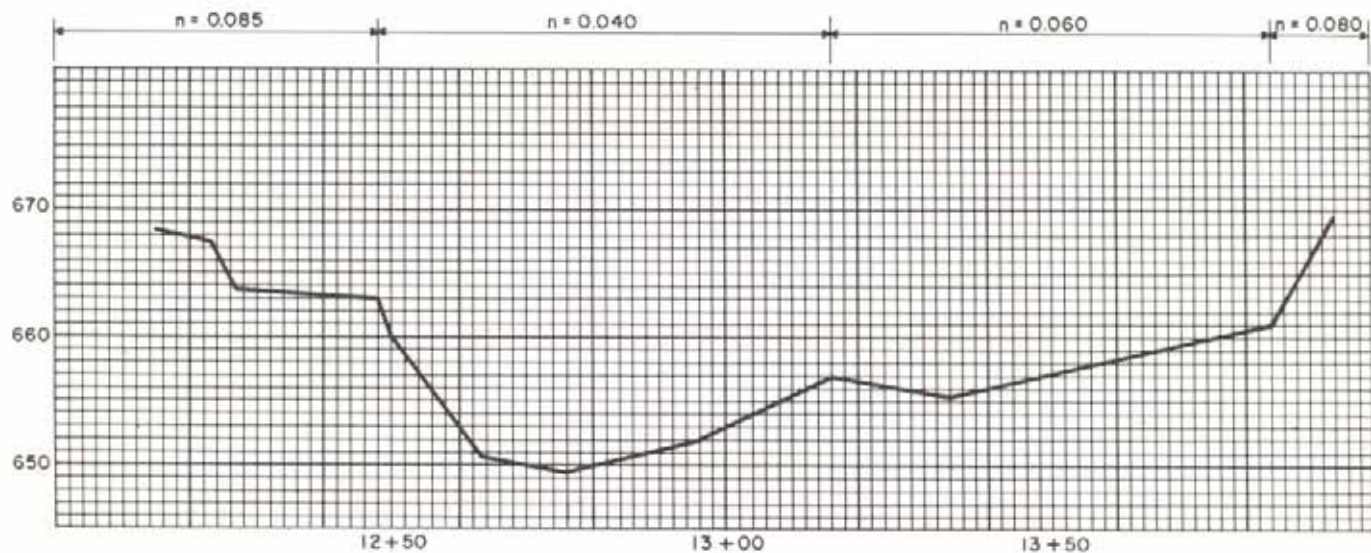


Fig. VII-83. Sección transversal de un canal irregular.

Si la altura de agua a la salida estuviese determinada por algún control aguas abajo, su determinación deberá hacerse por procedimientos más elaborados, como por ejemplo el cálculo del perfil de agua correspondiente a la curva de remanso que se forme.

La *velocidad permisible a la salida* deberá ser aquella que evite la erosión del terreno en el canal de salida.

Para canales no revestidos, las velocidades máximas recomendables son las siguientes ¹⁵:

TABLA VII-17. VELOCIDADES MAXIMAS RECOMENDABLES EN CANALES NO REVESTIDOS

Tipo de suelo	Velocidades en m/seg
Arena fina - no coloidal	0,75
Greda arenosa - no coloidal	0,75
Greda limosa - no coloidal	0,90
Greda firme	1,00
Grava fina	1,20
Arcilla dura - muy coloidal	1,40
Limos aluvionales - coloidales	1,40
Limos aluvionales - no coloidales	0,90
Materiales gradados - no coloidales:	
Greda a grava	1,40
Limo a grava	1,60
Esquisto arcilloso	1,80
Grava	1,80
Grava gruesa	2,00
Grava a cantos rodados	2,30

Con los datos requeridos indicados anteriormente y utilizando un formato como el de la figura VII-85 y los nomogramas de las figuras VII-86 a VII-95, el procedimiento de diseño hidráulico de las alcantarillas es el siguiente:

1. Determinación del tamaño de tanteo.

- Se emplean los nomogramas de las figuras VII-86 a VII-89 (control a la entrada).
- Utilizando una relación HE/D entre 1,2 y 1,5 y la escala que corresponde al tipo de entrada seleccionada, se determina el tamaño de tanteo siguiendo las indicaciones dadas sobre los mismos nomogramas.
- Si el tamaño así obtenido resultare excesivamente grande para las limitaciones impuestas por la altura del terraplén, se tantea con un valor de HE/D diferente o se utiliza una batería de alcantarillas, correspondiéndole a cada alcantarilla un gasto igual al gasto total dividido entre el número de conductos que se van a emplear. Otras alternativas a considerar, como la elevación del terraplén o el uso de tubos abovedados o cajones, deben analizarse también desde el punto de vista económico.

2. Cálculo de la altura de agua a la entrada.

- Cálculo de la altura de agua a la entrada, con control a la entrada.
Utilizando el nomograma de control a la entrada apropiado al tipo de alcantarilla y considerando el tamaño tentativo antes seleccionado,

se determina en la escala correspondiente la relación HE/D . Se calcula $HE = (HE/D) \times D$.

- Cálculo de la altura de agua a la entrada, con control a la salida.

La altura de agua a la entrada, HE , se calcula a partir de la ecuación

$$HE = H + h_o - S_o \cdot L$$

en la que H se determina empleando el nomograma apropiado (control a la salida) al tipo de alcantarilla seleccionada (Figs. VII-90 a VII-95), considerando el tamaño tentativo ya determinado; y donde el valor de h_o depende de la altura de agua a la salida. Así, si HS es mayor o igual que la altura de la alcantarilla, $h_o = HS$. Si la salida no está sumergida, como en el esquema b de la figura VII-96, el valor de h_o será igual al mayor valor entre HS y $(d_c + D)/2$, siendo d_c la altura crítica en el conducto para el gasto de diseño, la cual se puede calcular con las curvas de las figuras VII-97, VII-98 ó VII-99, según se trate de conductos rectangulares, circulares o abovedados, respectivamente, o utilizando las cartas de la Referencia 37.

De la comparación de los valores HE obtenidos para el conducto funcionando con control a la entrada y control a la salida se obtiene, para el mayor de ellos, la ubicación de la sección de control para las condiciones de diseño fijadas.

3. Cálculo de la velocidad a la salida.

- Alcantarillas que fluyen con control a la entrada.

Si se ha determinado que el control será a la entrada, la velocidad promedio a la salida puede aproximarse calculando la velocidad para el conducto trabajando como canal abierto, mediante la fórmula de Manning.

Para secciones no rectangulares, la velocidad normal puede calcularse determinando previamente la capacidad y velocidad a sección plena a partir de los gráficos de las figuras VII-100 a VII-104. Conocida la relación entre el gasto de proyecto y la capacidad a sección plena, con la ayuda del gráfico de la figura VII-105 se determina la velocidad normal para el gasto de proyecto.

Para secciones rectangulares, el gráfico de la figura VII-106 permite calcular la profundidad normal, de donde, aplicando la fórmula de Manning, la velocidad normal.

- Alcantarillas que fluyen con control a la salida.

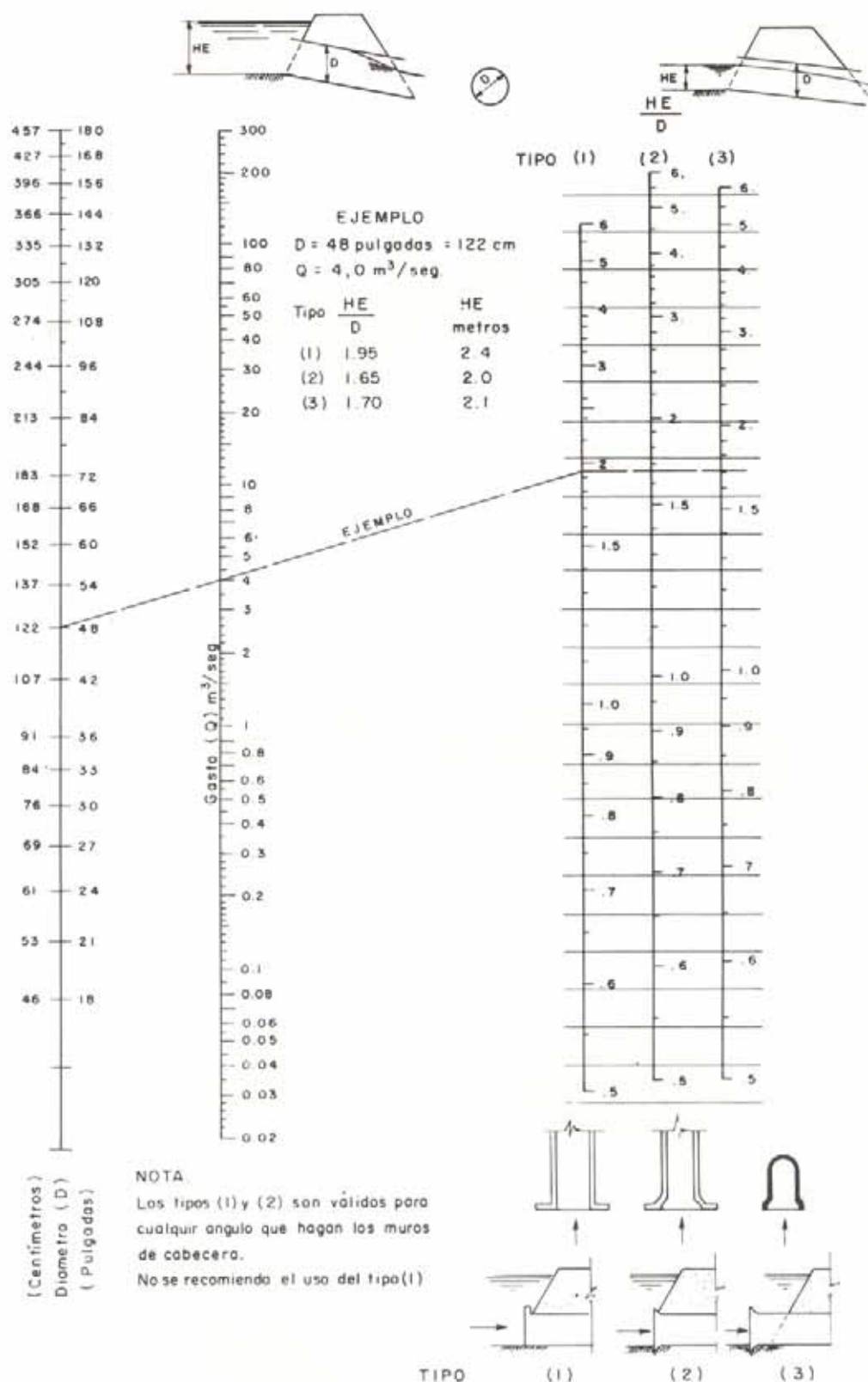
Si el control está a la salida, la velocidad promedio a la salida será $V = Q/A$, siendo A el área de la sección del flujo a la salida.

Si d_c o HS son menores que la altura del conducto, se usará el A calculado con d_c o HS (el que dé mayor área de flujo).

Si se ha determinado la velocidad a sección plena empleando los gráficos VII-100 a VII-104, a partir de la relación d_c/D o HS/D y utilizando también el gráfico de la figura VII-105, se obtiene el valor V/V_p , de donde se deduce el valor buscado.

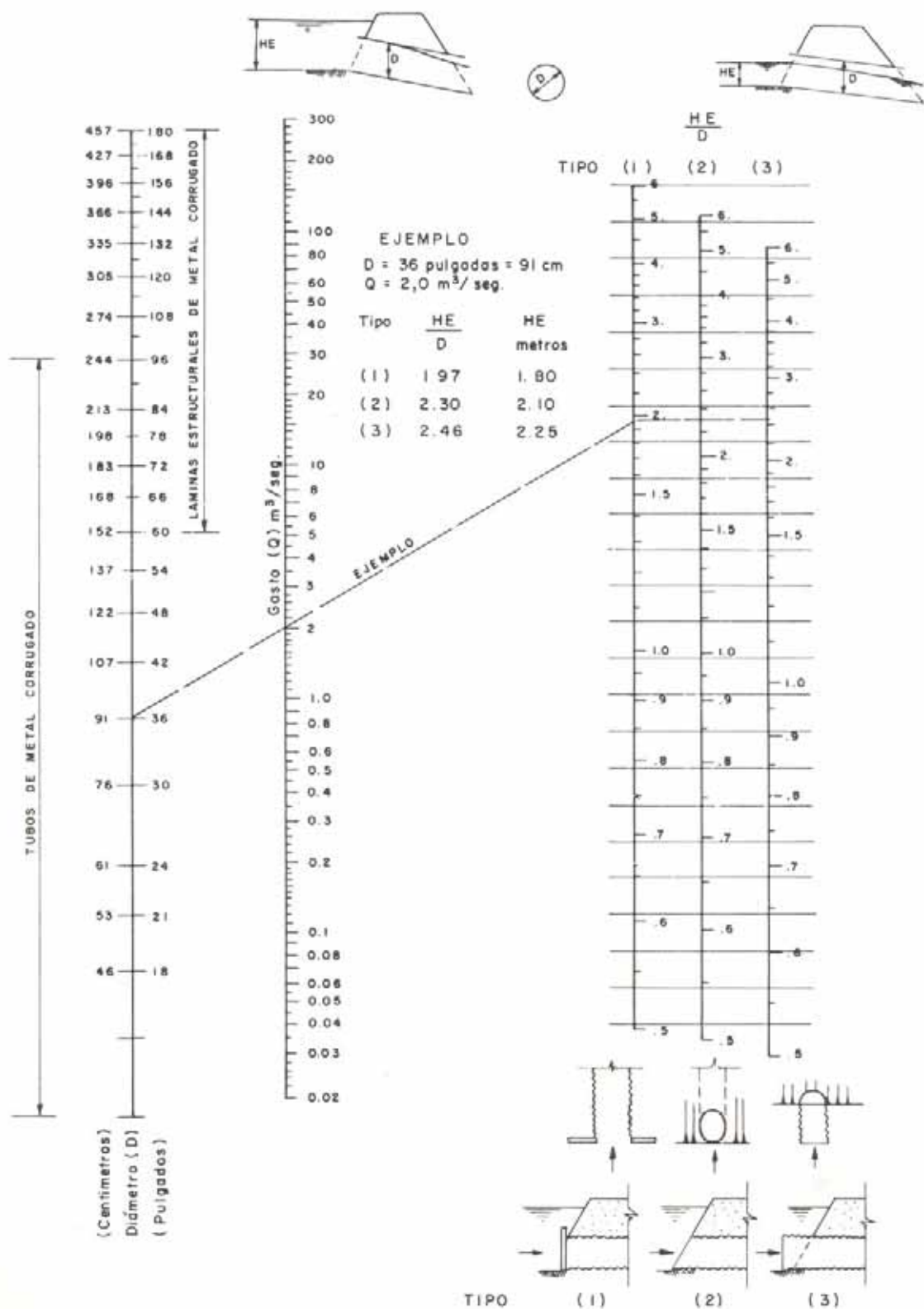
[illegible]

Fig. VII-85. Formato para disponer el cálculo de alcantarillas.



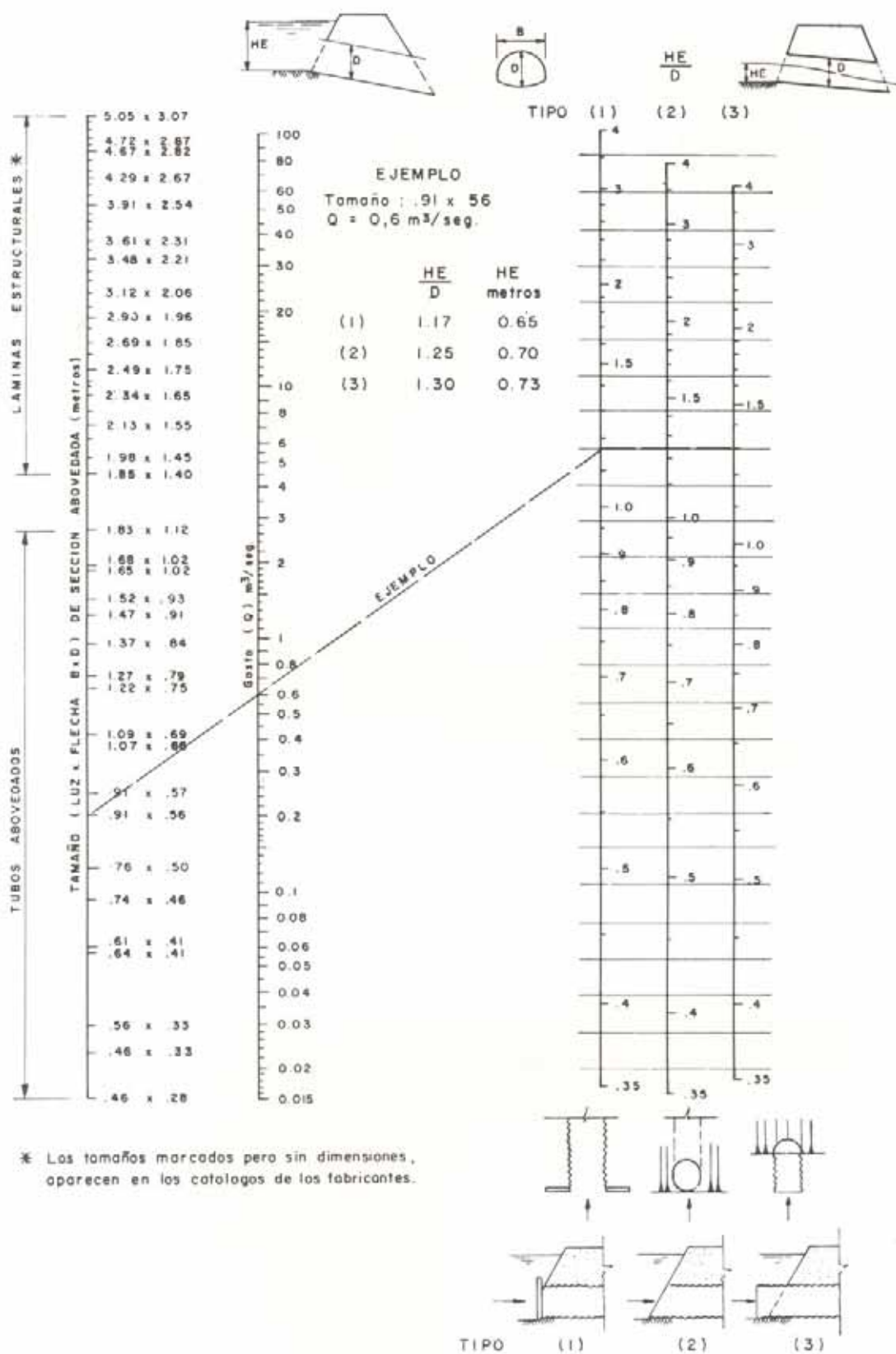
REF.: U. S. BUREAU OF PUBLIC ROADS
 ENERO DE 1963

Fig. VII-86. Nomograma para el cálculo de tubos de concreto con control a la entrada.



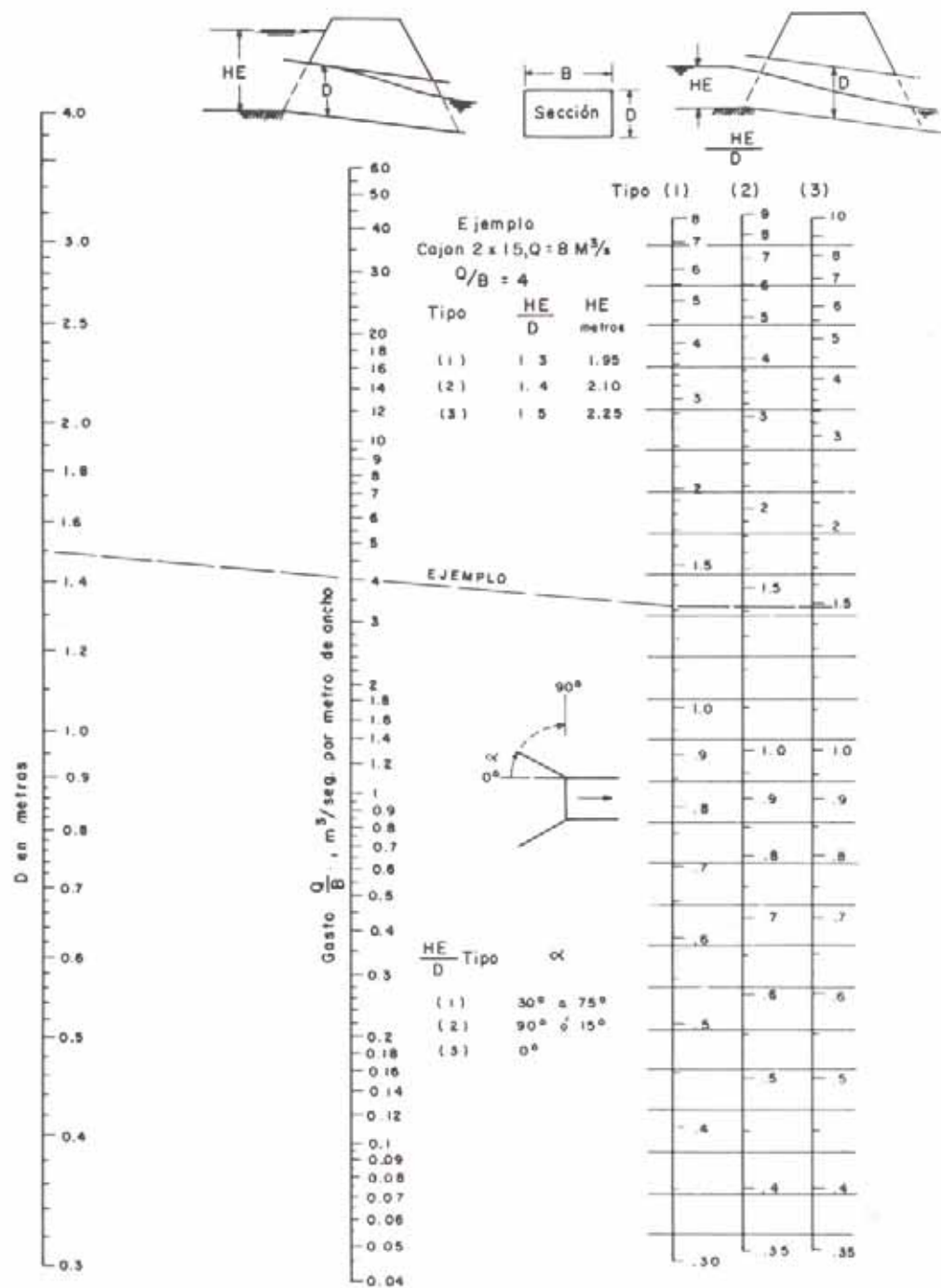
REF.: U. S. BUREAU OF PUBLIC ROADS
ENERO DE 1963

Fig. VII-87. Nomograma para el cálculo de tubos de metal corrugado con control a la entrada.



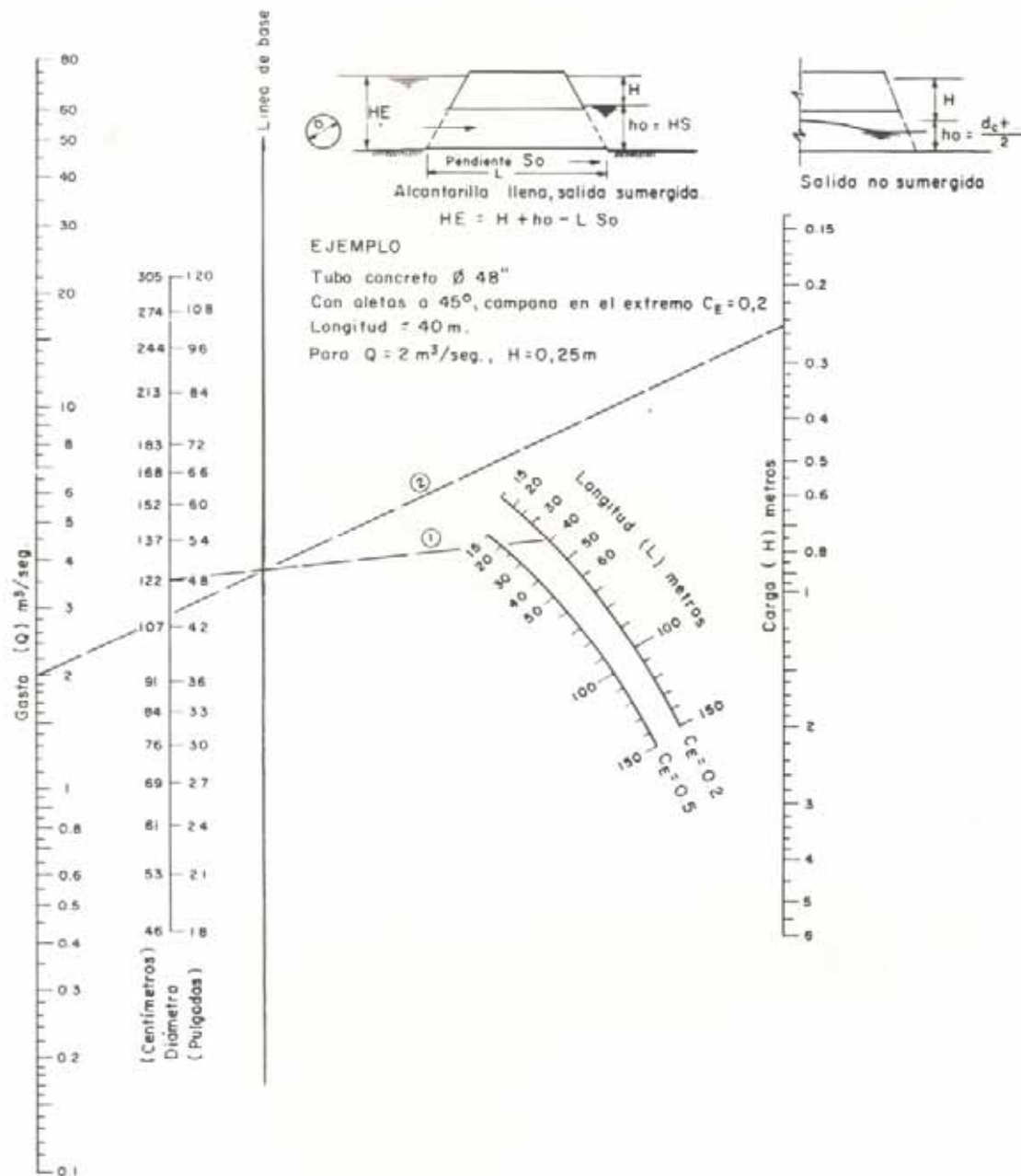
REF.: U. S. BUREAU OF PUBLIC ROADS
 ENERO DE 1963

Fig. VII-88. Nomograma para el cálculo de secciones abovedadas de metal corrugado con control a la entrada.



REF.: U. S. BUREAU OF PUBLIC ROADS
 ENERO DE 1963

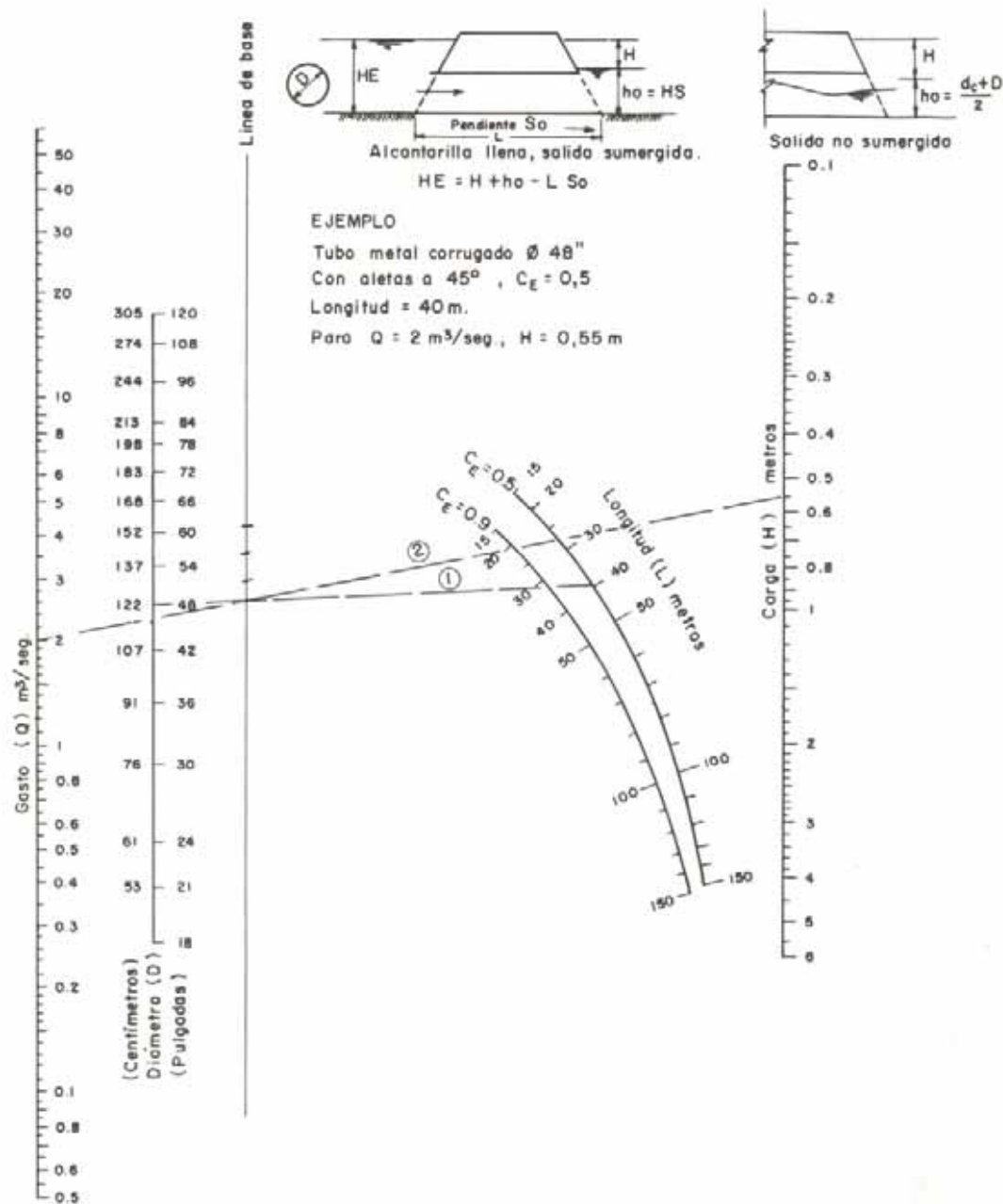
Fig. VII-89. Nomograma para el cálculo de cajones con control a la entrada.



REF.: U. S. BUREAU OF PUBLIC ROADS
 ENERO DE 1963

PARA COEFICIENTES C_E , VER TABLA VII-16

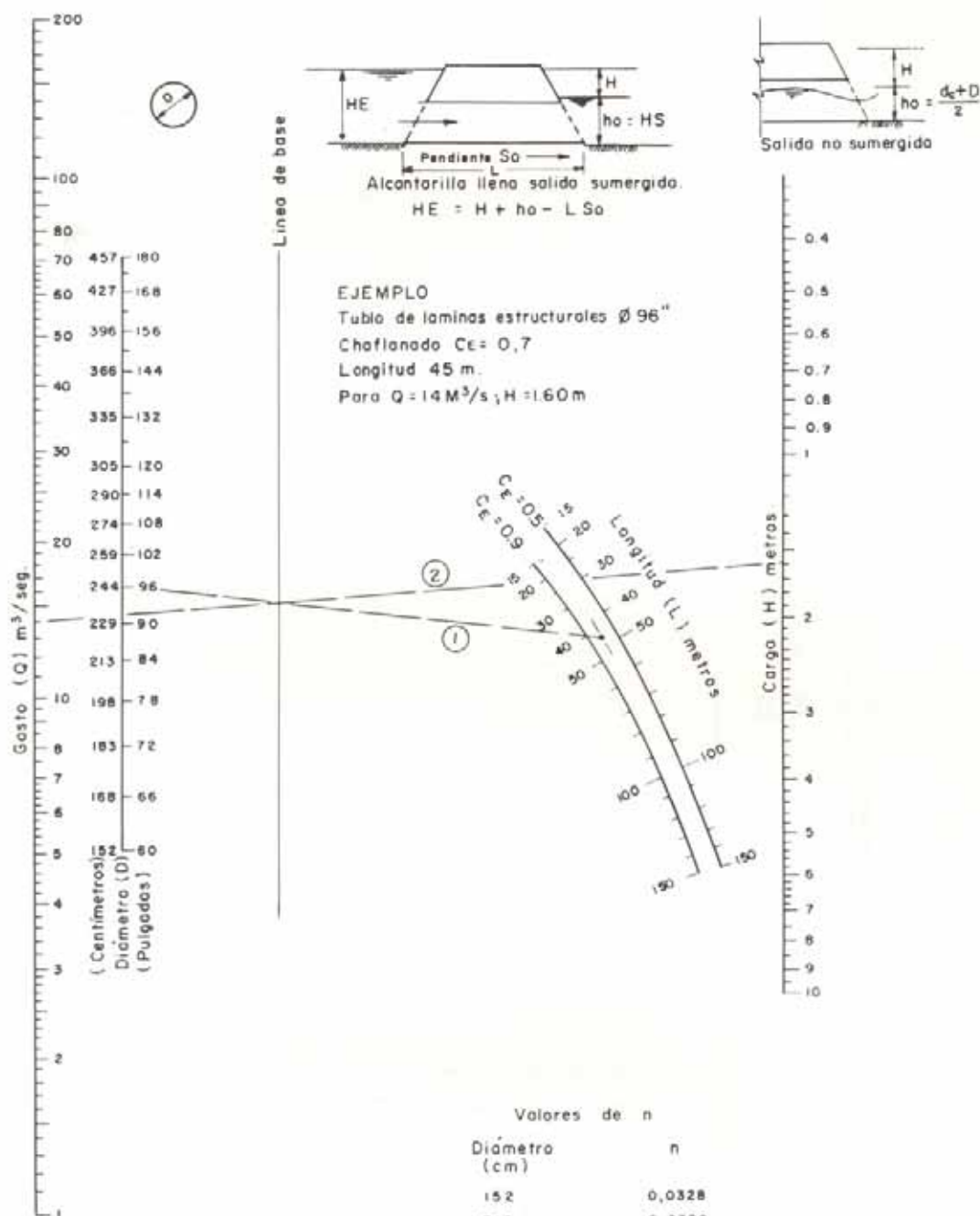
Fig. VII-90. Nomograma para el cálculo de tubos de concreto a sección plena con control a la salida. $n = 0,012$.



REF.: U. S. BUREAU OF PUBLIC ROADS
ENERO DE 1963

PARA COEFICIENTES C_E , VER TABLA VII-16

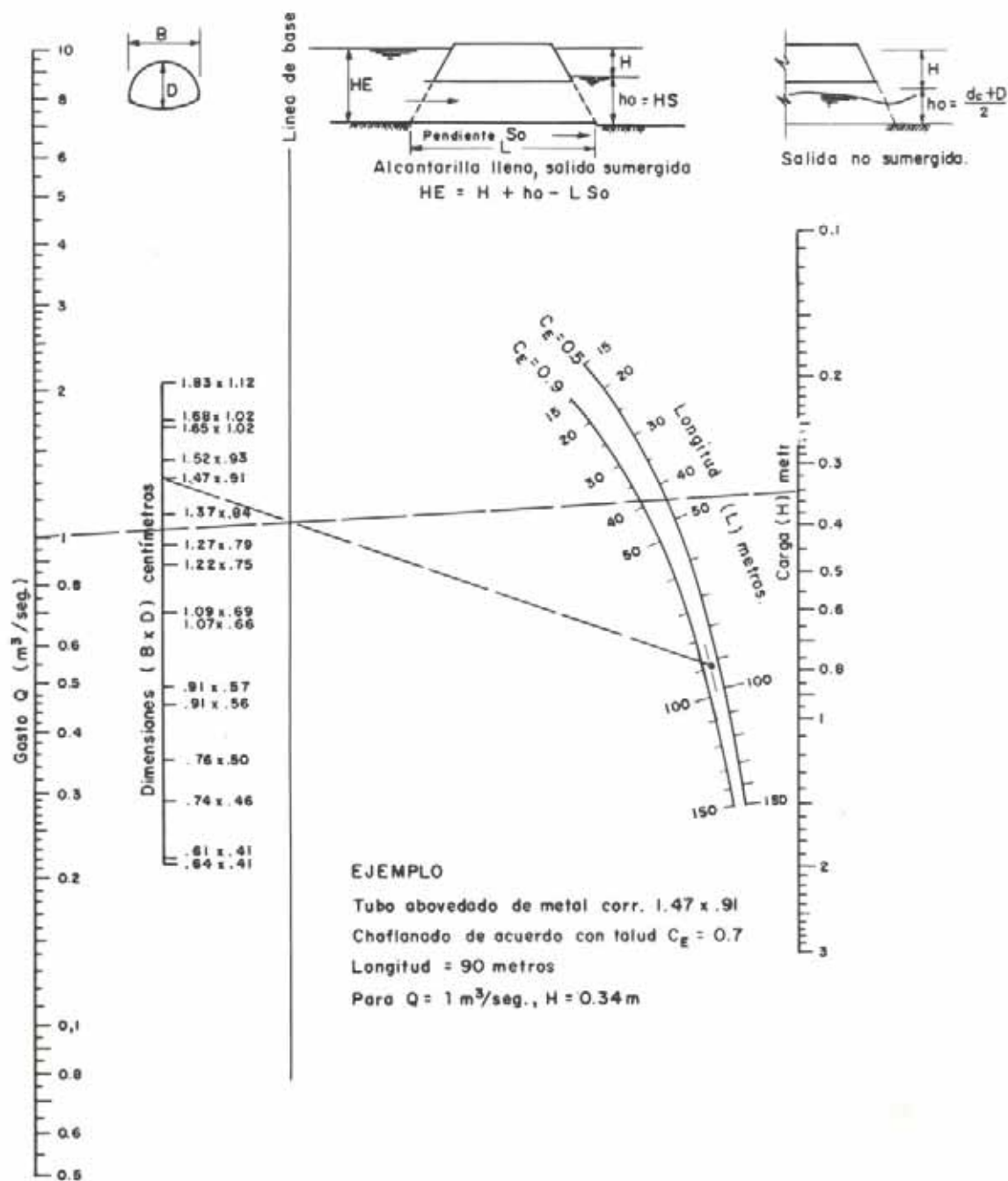
Fig. VII-91. Nomograma para el cálculo de tubos de metal corrugado a sección plena con control de salida. $n = 0,024$.



REF.: U. S. BUREAU OF PUBLIC ROADS
 ENERO DE 1963

PARA COEFICIENTES C_e , VER TABLA VII-16

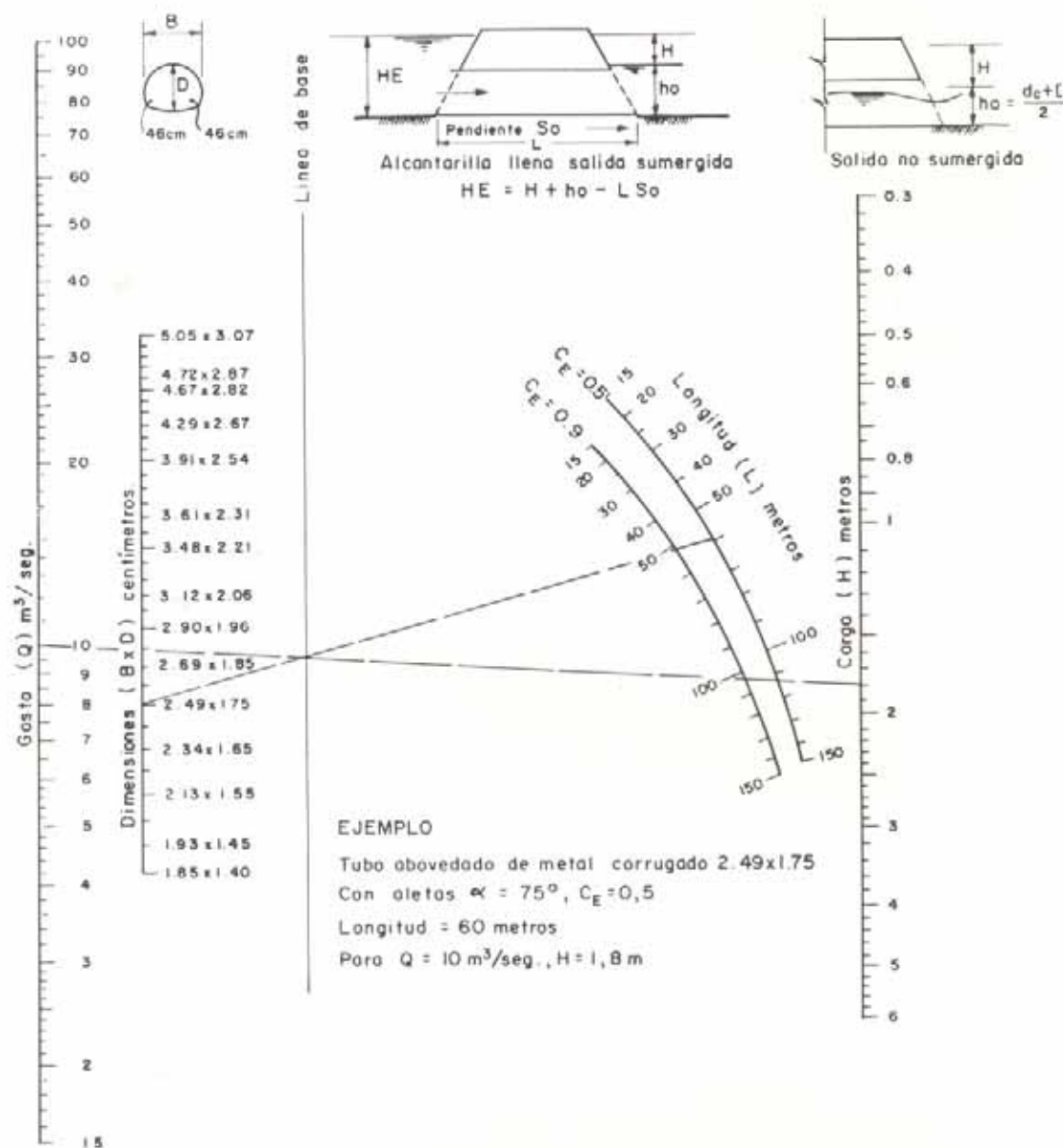
Fig. VII-92. Nomograma para el cálculo de tubos de láminas estructurales de metal corrugado a sección plena con control a la salida. $n = 0,0328$ a $n = 0,0302$.



REF.: U. S. BUREAU OF PUBLIC ROADS
ENERO DE 1963

PARA COEFICIENTES C_E , VER TABLA VII-16

Fig. VII-93. Nomograma para el cálculo de secciones abovedadas de metal corrugado a sección plena con control a la salida. $n = 0,024$.

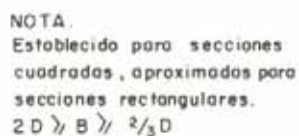


Valores de n	
Dimensiones (cm)	n
1.85 x 1.40	0,0327
2.49 x 1.75	0,0321
3.48 x 2.21	0,0315
5.05 x 3.07	0,0306

REF.: U. S. BUREAU OF PUBLIC ROADS
 ENERO DE 1963

PARA COEFICIENTES C_E , VER TABLA VII-16

Fig. VII-94. Nomograma para el cálculo de secciones abovedadas de láminas estructurales de metal corrugado a sección plena con control a la salida. $n = 0,0327$ a $n = 0,0306$.



PARA COEFICIENTES C_F , VER TABLA VII-16

426 Carreteras

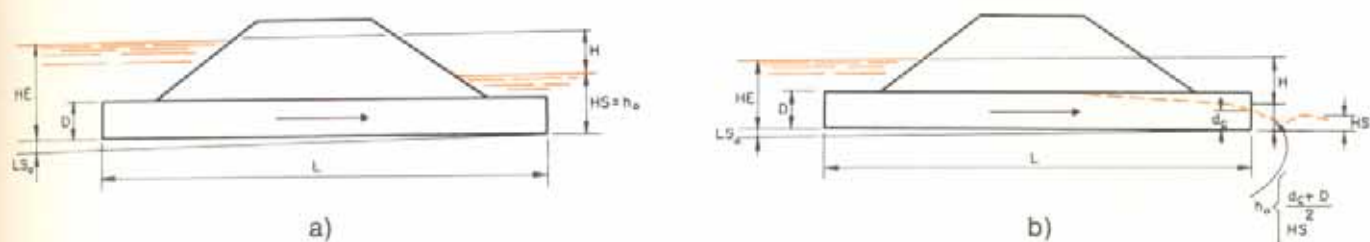


Fig. VII-96. a. Alcantarilla con salida sumergida; b. Alcantarilla con salida no sumergida.

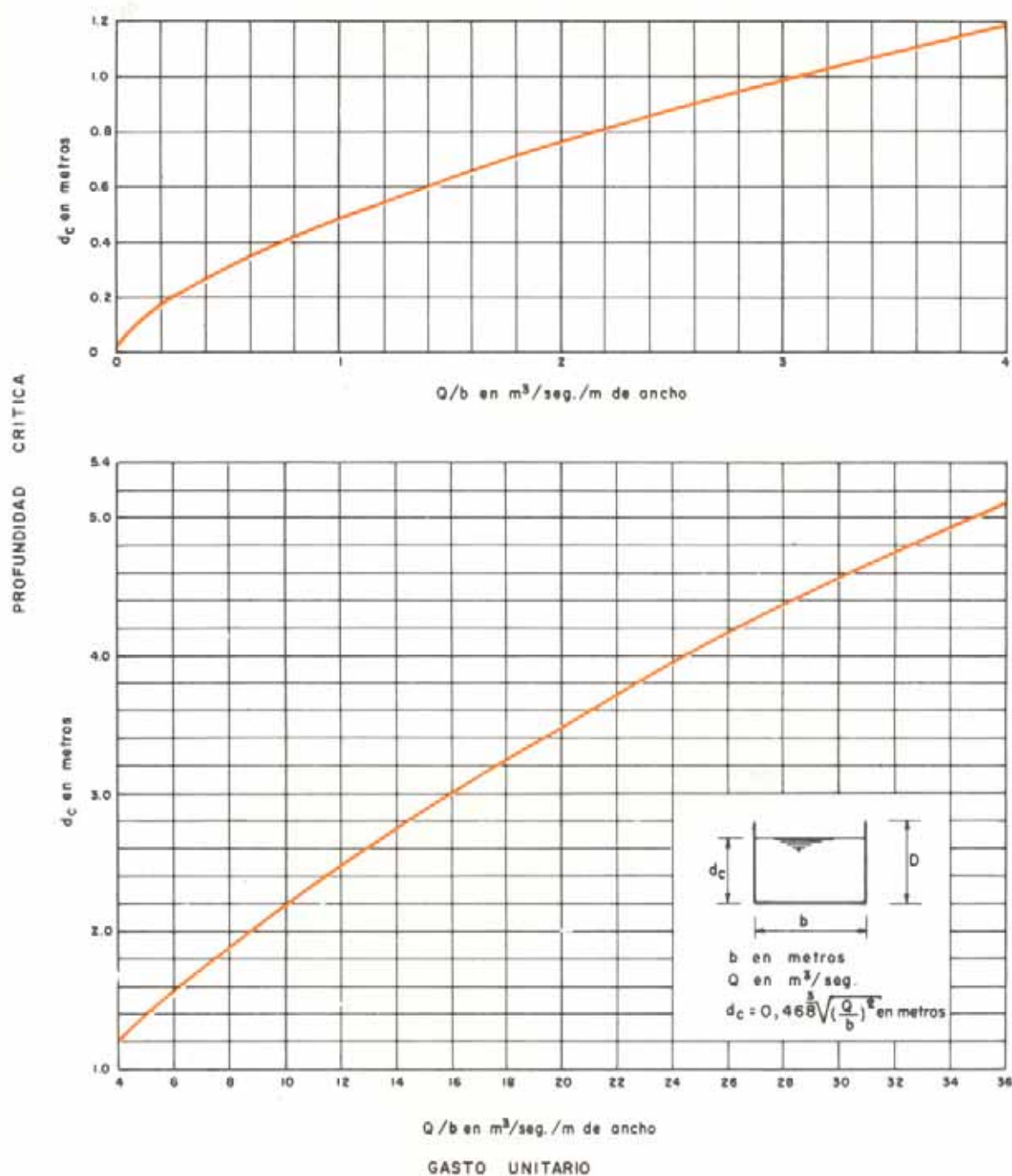


Fig. VII-97. Gráfico para el cálculo de la profundidad crítica en canales rectangulares.

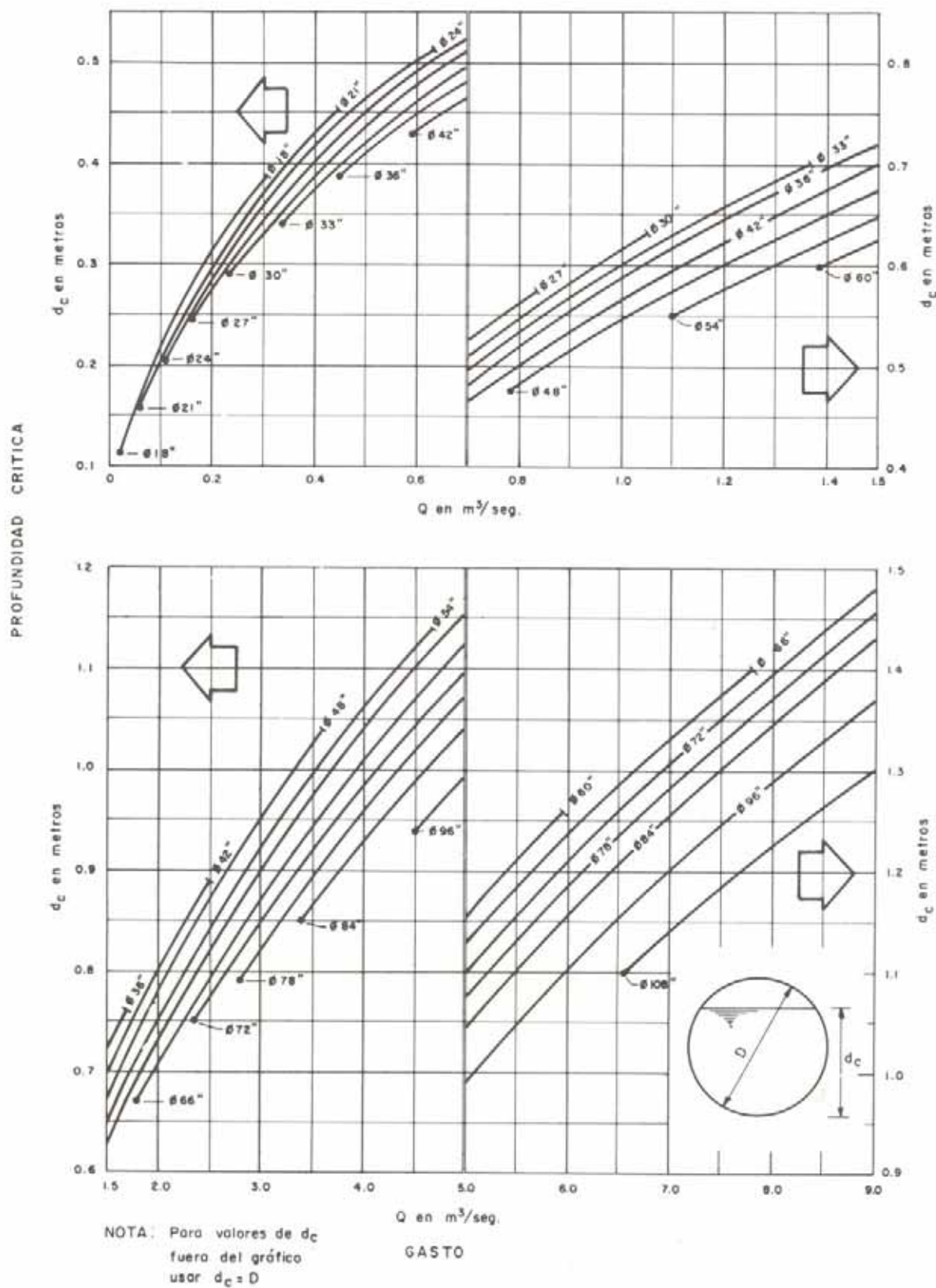
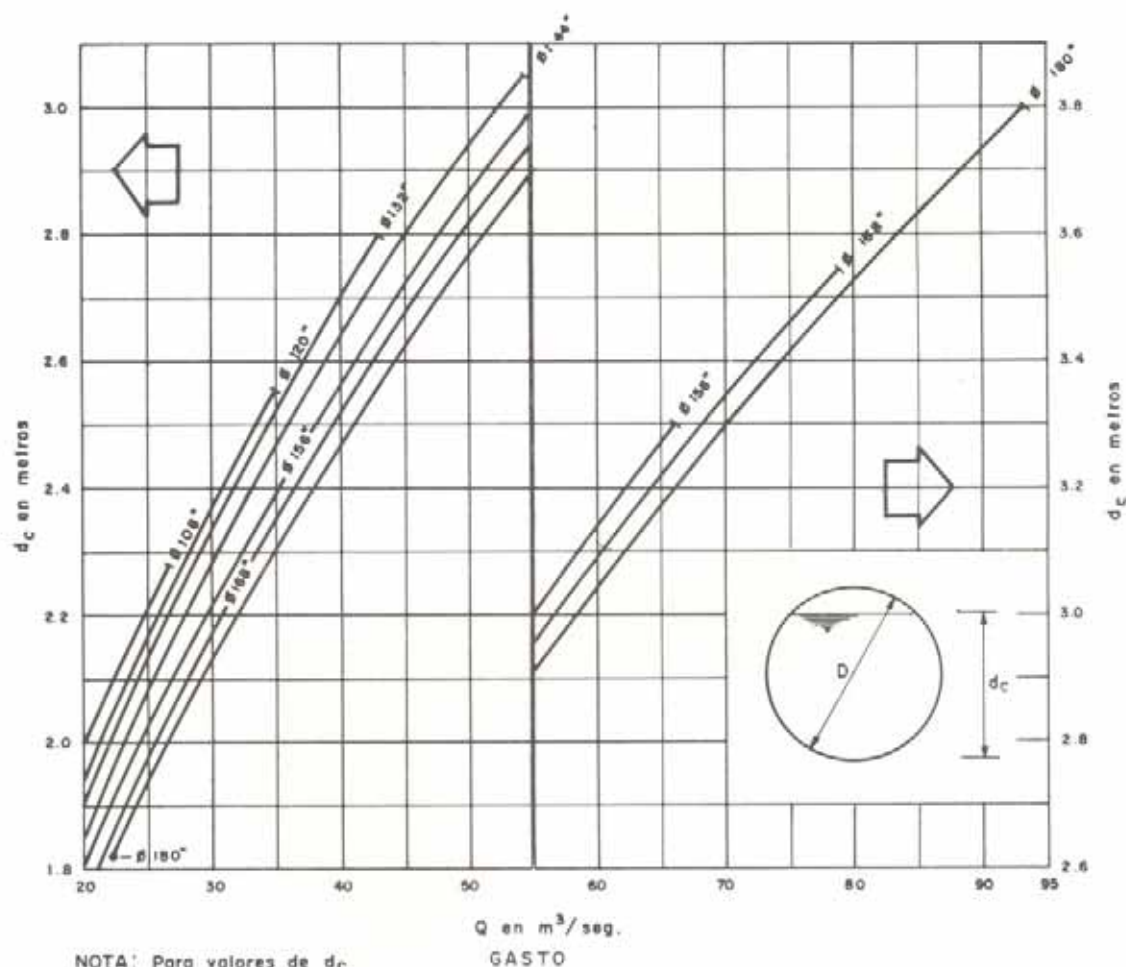
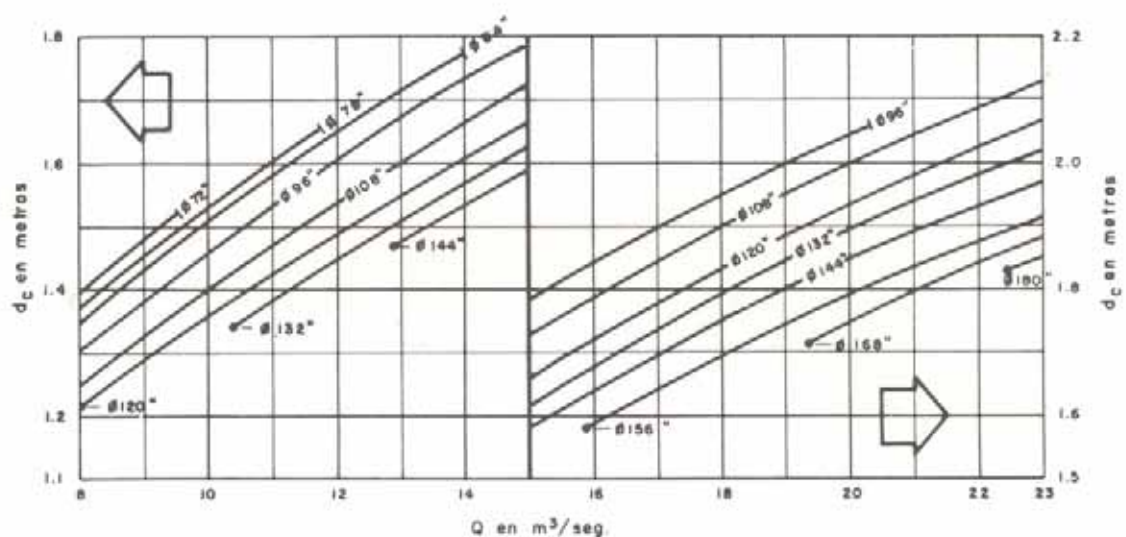


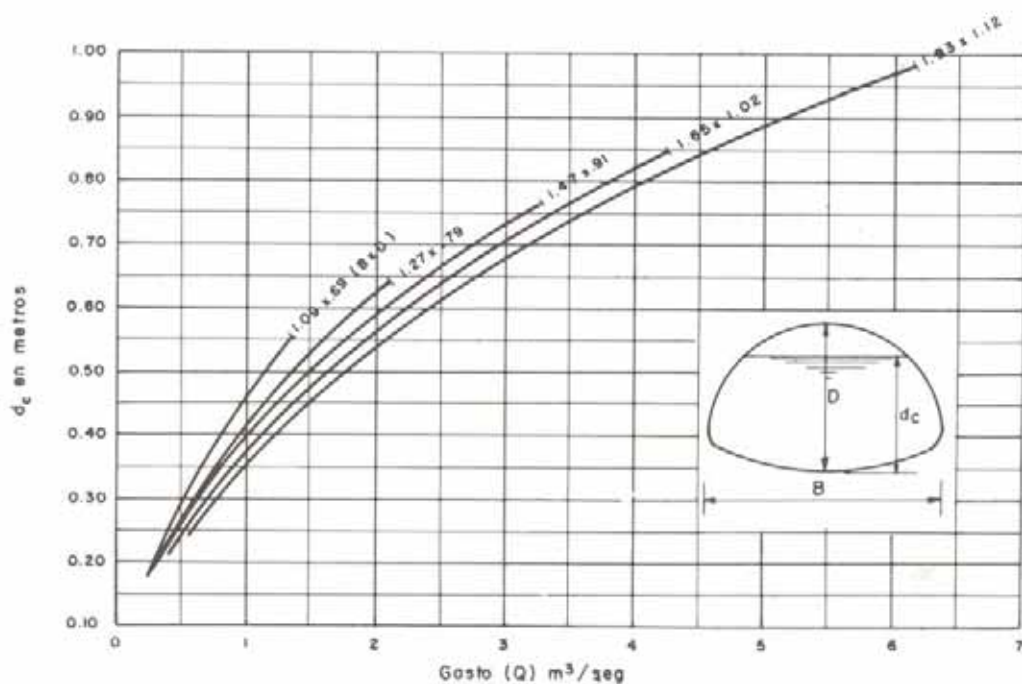
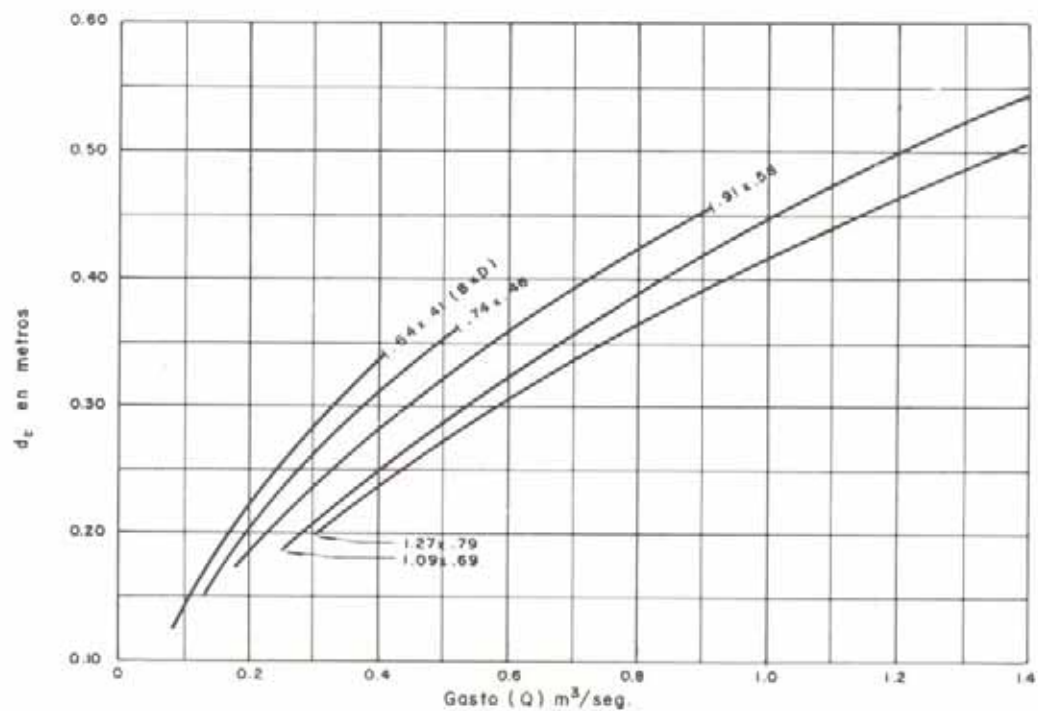
Fig. VII-98a. Gráfico para el cálculo de la profundidad crítica en conductos circulares.



NOTA: Para valores de d_c fuera del gráfico usar $d_c = D$

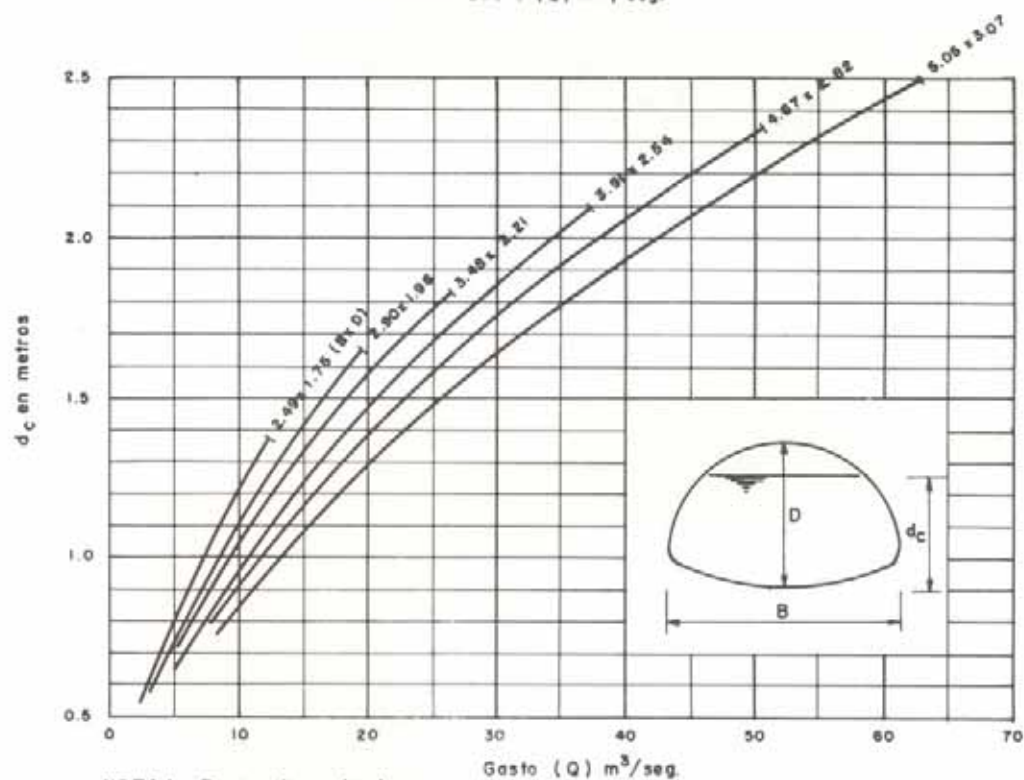
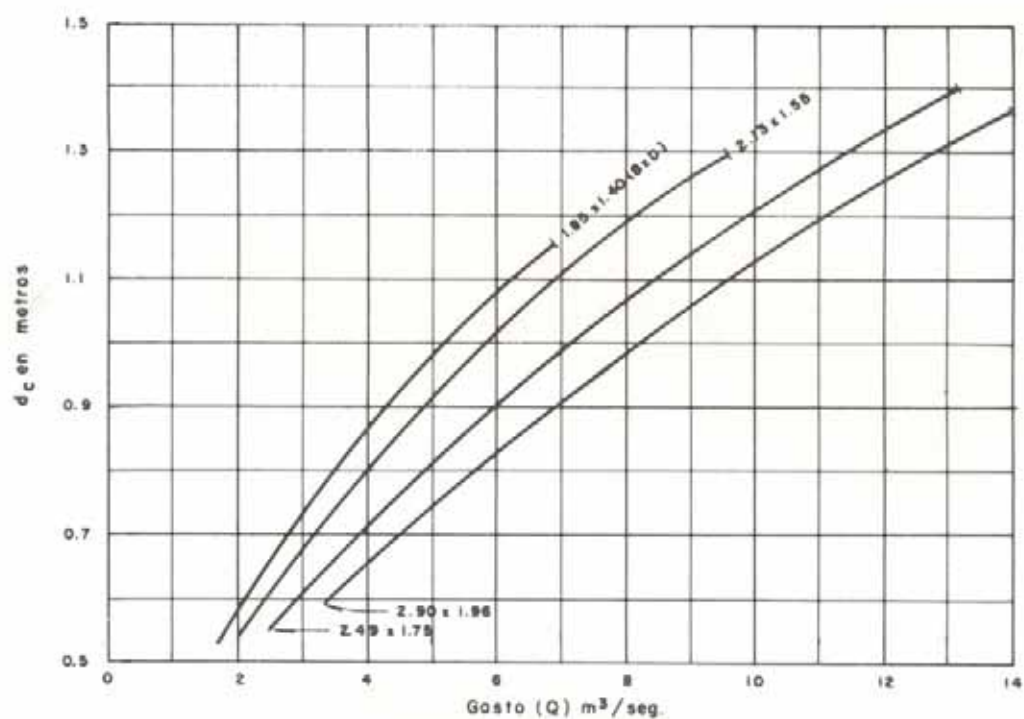
GASTO

Fig. VII-98b. Gráfico para el cálculo de la profundidad crítica en conductos circulares.



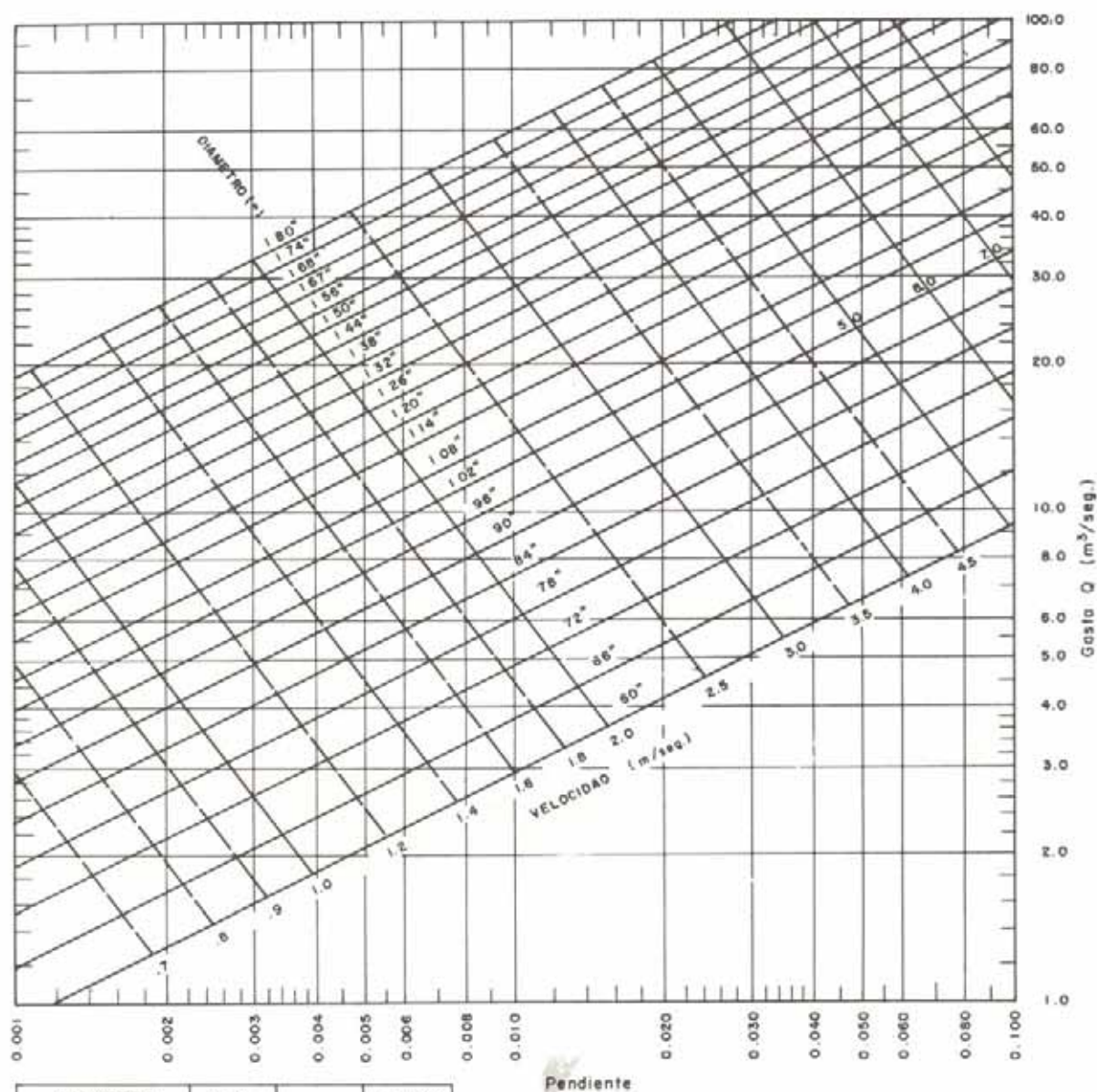
NOTA: Para valores de d_c fuera del gráfico usar $d_c = D$

Fig. VII-99 a). Gráfico para el cálculo de la profundidad crítica en secciones abovedadas de metal corrugado.



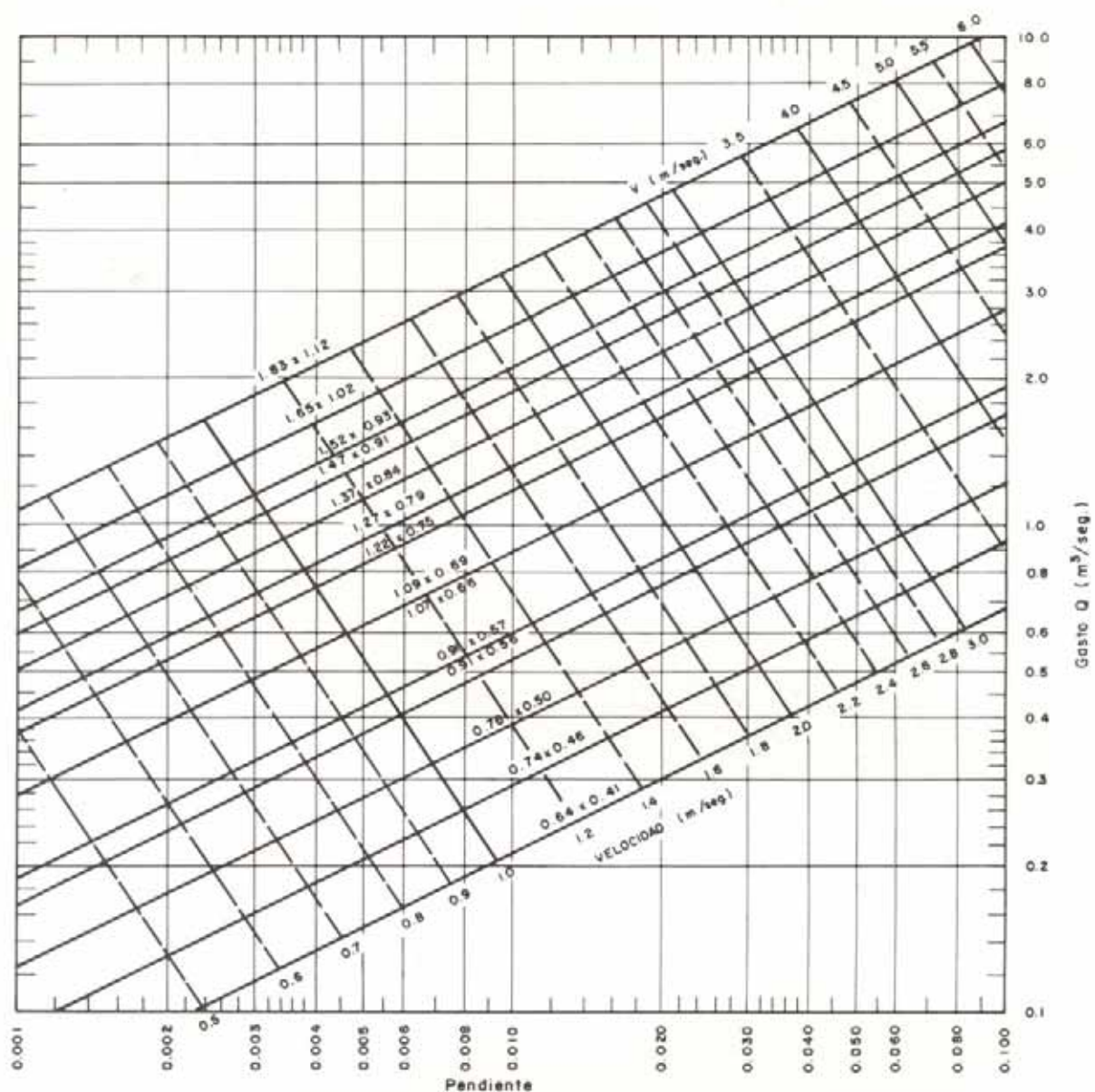
NOTA: Para valores de d_c fuera del gráfico usar $d_c = D$

Fig. VII-99 b). Gráfico para el cálculo de la profundidad crítica en secciones abovedadas de láminas estructurales de metal corrugado.



DIAMETRO		Area m ²	n	$\frac{AR^{2/3}}{n}$
Pulgados	metros			
60	1.52	1.82	0.0328	29.2
66	1.68	2.21	0.0326	37.9
72	1.83	2.63	0.0324	48.0
78	1.98	3.08	0.0322	60.0
84	2.13	3.58	0.0320	73.5
90	2.29	4.10	0.0318	88.6
96	2.44	4.67	0.03165	106.0
102	2.59	5.27	0.0315	125.1
108	2.74	5.91	0.0314	142.1
114	2.90	6.61	0.0312	170.9
120	3.05	7.30	0.0311	195.7
126	3.20	8.04	0.0310	223.
132	3.35	8.83	0.0309	254.
138	3.51	9.67	0.0308	288.
144	3.66	10.51	0.0307	324.
150	3.81	11.40	0.0306	361.
156	3.96	12.33	0.0305	400.
162	4.11	13.27	0.0304	443.
168	4.27	14.30	0.0303	490.
174	4.42	15.34	0.03025	542.
180	4.57	16.42	0.0302	595.

Fig. VII-102. Gráfico para el cálculo de tubos de láminas estructurales de metal corrugado a sección plena.
 $n = 0,0328$ a $n = 0,0302$.



DIMENSIONES (metros)	A m²	$\frac{AR^{2/3}}{n}$
0.64 x 0.41	0.20	2.10
0.74 x 0.46	0.26	2.89
0.91 x 0.56	0.41	5.26
1.09 x 0.69	0.59	8.74
1.27 x 0.79	0.81	13.10
1.47 x 0.91	1.06	18.70
1.65 x 1.02	1.33	25.40
1.83 x 1.12	1.64	33.60

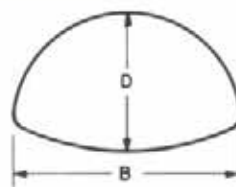
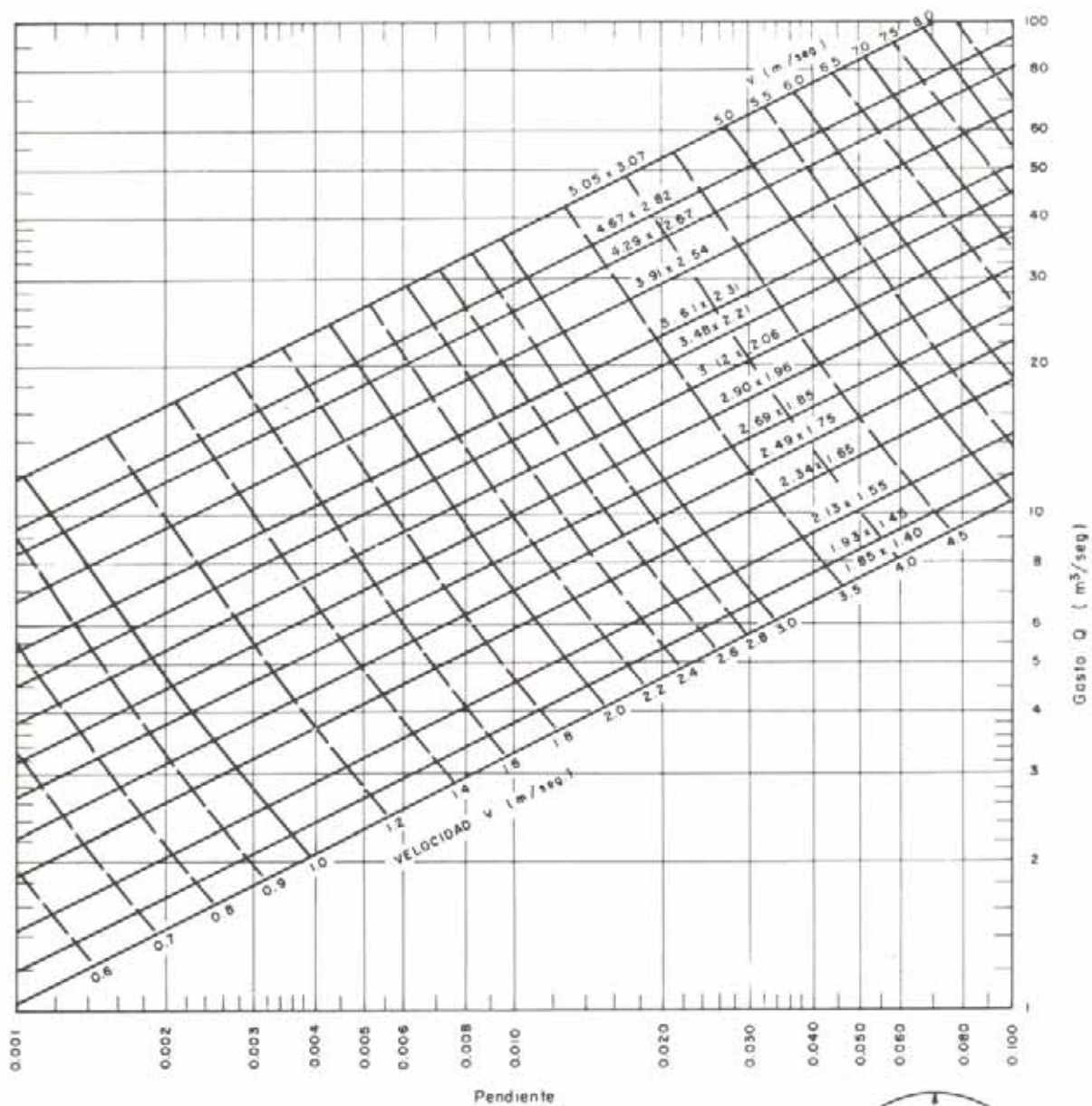


Fig. VII-103. Gráfico para el cálculo de secciones abovedadas de metal corrugado a sección plena. $n = 0,024$.



Nº	DIMENSIONES (metros)	A m²	n	$\frac{AR^{2/3}}{n}$
(1)	1.85 x 1.40	2.04	0.0327	33.2
(2)	2.13 x 1.55	2.60	0.0324	46.0
(3)	2.49 x 1.75	3.53	0.0321	70.2
(4)	2.90 x 1.96	4.55	0.0318	99.0
(5)	3.48 x 2.21	5.95	0.0315	142.4
(6)	3.91 x 2.54	7.90	0.0312	209.0
(7)	4.67 x 2.82	10.13	0.0308	294.0
(8)	5.05 x 3.07	12.17	0.0306	377.0

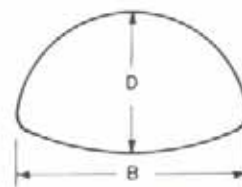
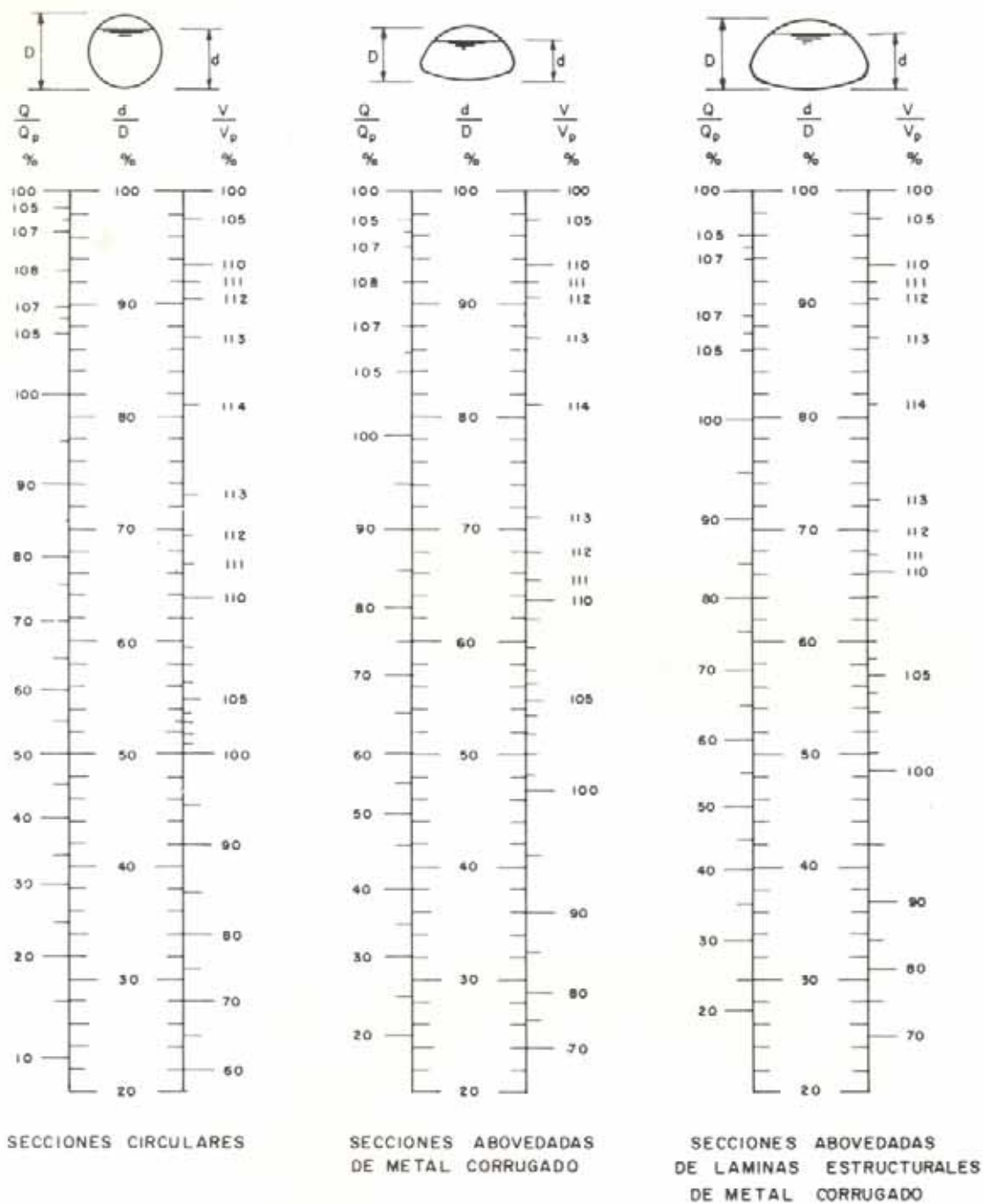


Fig. VII-104. Gráfico para el cálculo de secciones abovedadas de láminas estructurales de metal corrugado a sección plena.
 $n = 0,0327$ a $n = 0,0306$.



Q_p = Gasto a sección plena.
 V_p = Velocidad a sección plena.

Fig. VII-105. Gráficos para el cálculo de la relación entre los elementos hidráulicos (secciones circulares y abovedadas).

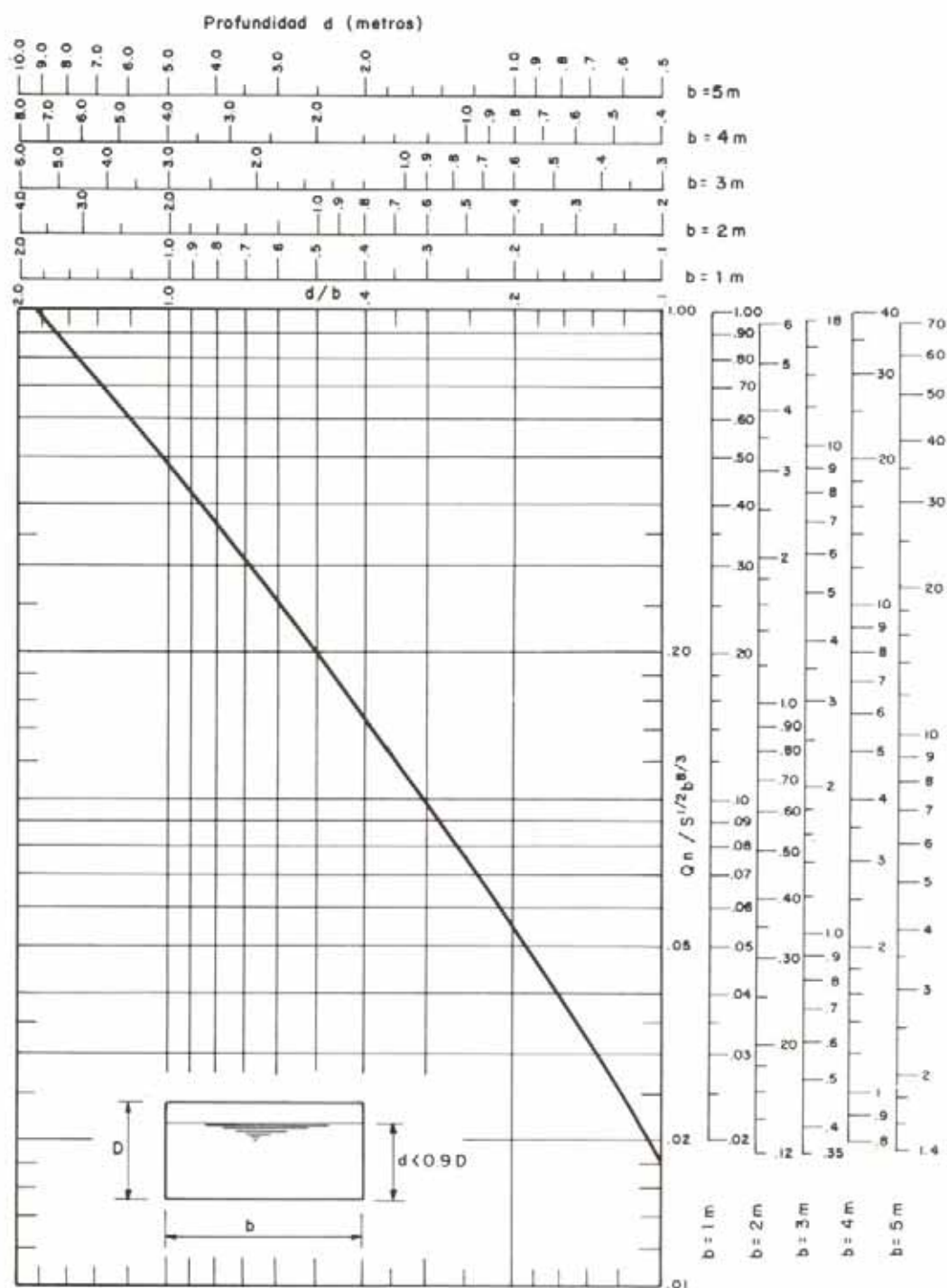


Fig. VII-106. Gráfico para el cálculo de la profundidad normal en secciones rectangulares.

7.4.4.3.1. Ejemplo de diseño de alcantarillas

PROYECTO: _____		CALC. _____		REV. _____		HOJA N° _____ DE _____	
		FECHA _____		FECHA _____			
FRECUENCIA DISEÑO: <u>25</u> años		Frecuencia de verificación: <u>50</u> años					
GASTO DISEÑO Q: <u>5</u> m³/seg.		6,5 m³/seg.					
PROFUNDIDAD AGUA SALIDA HS: <u>0,91</u> m		estimada					
CARGA PERMISIBLE A LA ENTRADA HEP: <u>3</u> m		calculada					
PROGRESIVA <u>5+300</u>		1.22 m					
COTA RASANTE CARRETERA <u>120</u>							
COTA RASANTE ENTRADA ALCANTARILLA <u>100</u>							
PENDIENTE ALCANTARILLA S: <u>5%</u>		estimada					
LONGITUD ALCANTARILLA L: <u>60</u> m							
VELOCIDAD PERMISIBLE CANAL SALIDA <u>6</u> m/seg.							

ALCANTARILLA Tipo, material, descripción de la entrada, etc.	Q m³/seg	TAMAÑO	CALCULOS DE LA CARGA EN LA ENTRADA (HE)										OBSERVACIONES			
			CONTROL A LA ENTRADA		CONTROL A LA SALIDA (HE = H + h _o - L S _o)						HE (max) (m)					
			HE/D (m)	HE (m)	C _E	H (m)	d _c (m)	d _c ²/D (m)	HS (m)	h _o (m)		L S _o (m)		HE (m)		
Tubo metal corrugado con entrada proyectante	5	60"	1,48	2,25	0,9	4,7	1,32	1,32	0,91	1,32	3	0,02	2,25	5,08	Probar tamaño menor	
	5	54"	2,13	2,88	0,9	3,1	D		1,37	0,91	1,37	3	1,47	2,88	5,01	Aparentemente cumple, verificar para 50 años
	6,5	54"	3	4,14	0,9	5	D		1,37	1,22	1,37	3	1,37	8,37	HE > 3, volver a 60"	
	6,5	60"	2	3,04	0,9	2,6	D		1,52	1,22	1,52	3	1,12	3,04	5,25	Satisfactorio

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
Úse una alcantarilla redonda de metal corrugado de 60" de diámetro, con entrada proyectante

7.4.4.3.2. Programas de computación para el cálculo de alcantarillas

La amplia aceptación del método de cálculo de alcantarillas descrito por el U. S. Department of Commerce en la Hydraulic Engineering Circular núm. 5⁹³, condujo a dicho Departamento a publicar una serie de programas de computación que abarcaban el diseño de las alcantarillas circulares¹⁰¹, de cajón¹⁰² y ovaladas¹⁰³.

Las mejoras del comportamiento de las alcantarillas con entradas modificadas⁸⁴ justificó posteriormente la sustitución de los dos primeros programas por otro¹⁰⁴ que permite el análisis de las alcantarillas de concreto circulares y de cajón para cualquier condición hidrológica y topográfica y en el cual se contempla, además de las alcantarillas convencionales, el diseño de aquellas con entradas modificadas.

7.4.4.3.3. Procedimiento alternativo de diseño de alcantarillas

Como procedimiento complementario de diseño al método de tanteos, expuesto anteriormente, se ha desarrollado un conjunto de cartas que permiten la selección directa de una determinada alcantarilla sin necesidad de estudiar las alternativas de control⁹⁷. Estas cartas no sustituyen a los nomogramas presentados sino que, junto con ellos, dan solución a la mayoría de los problemas que generalmente se plantean en un proyecto. Dentro de ciertos rangos de operación hidráulica, ambos procedimientos dan el mismo resultado; sin embargo, los nomogramas deberán utilizarse para los casos de altura de agua a la entrada elevada y para los casos que trabajan con la salida sumergida, en tanto que las cartas dan una solución más acertada para alturas de agua a la entrada bajas.

Las cartas han sido elaboradas para ser usadas en la mayoría de los tipos y formas de conductos usados normalmente en el drenaje de carreteras. Así, se dispone de cartas para tubos de concreto y de metal corrugado; cuadrados, rectangulares, circulares, ovalados y abovedados; con entrada con cabezales y aletas o proyectantes.

Cada carta contiene varias curvas que dan la capacidad del conducto, en pies cúbicos por segundo, para distintas alturas de agua a la entrada, en pies, para diferentes tamaños de un mismo tipo de conducto.

Para cada tamaño corresponden dos curvas; una en trazo sólido y otra en trazo interrumpido. A cada curva está asociado un número que es la relación entre la longitud del conducto, en pies, y su pendiente, en tanto por ciento. La línea punteada corresponde al máximo valor de $L/100 S_o$

para el que pueden ser utilizadas directamente las curvas. Para valores de $L/100 S_o$ menores que los indicados sobre las curvas sólidas, el conducto estará trabajando con control a la entrada y el valor de la altura de agua a la entrada se determina a partir de las mismas, las cuales han sido dibujadas de información experimental.

Las curvas punteadas de control a la salida fueron calculadas para alcantarillas de distintas longitudes, en pendientes relativamente suaves, con descarga libre a la salida.

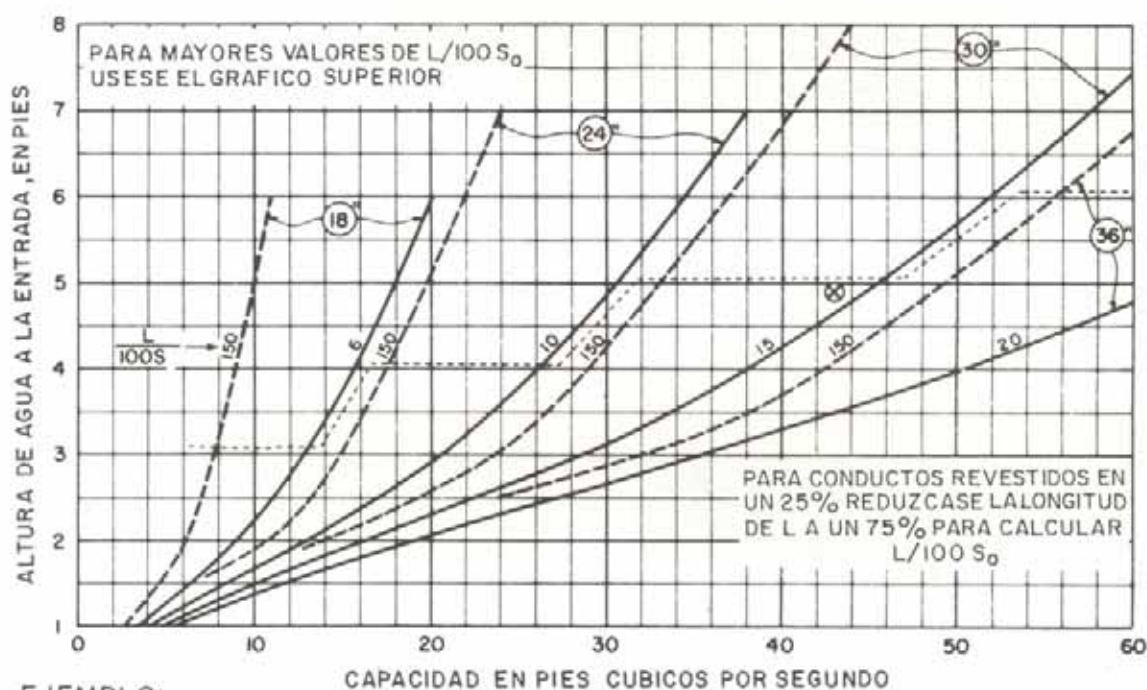
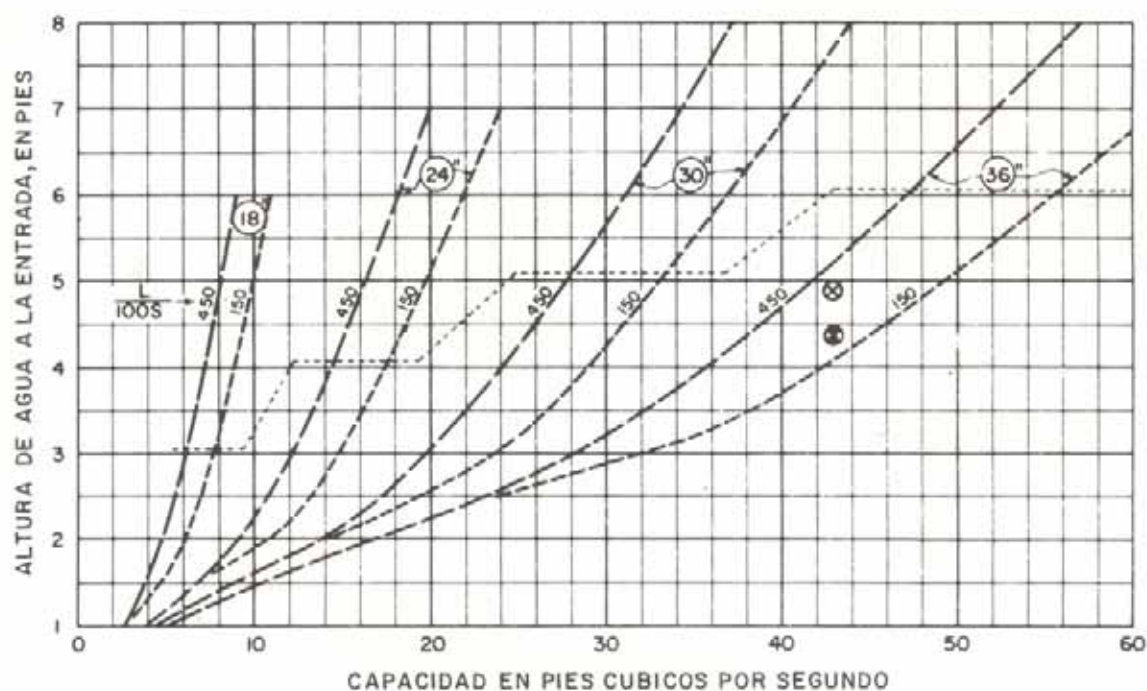
Excepto para conductos de gran tamaño, la altura de agua a la entrada se extiende hasta tres veces la altura del conducto; para tubos abovedados y ovalados, esta altura llega sólo hasta dos veces y media, puesto que, generalmente, estos conductos se emplean bajo terraplenes bajos. En las cartas, la línea punteada indica alturas de agua aproximadamente iguales al doble de la altura del conducto; por encima de esta línea, la altura de agua debe verificarse con los nomogramas.

Aunque, en realidad, la altura de agua a la entrada dada por las cartas corresponde a la carga total a la entrada (profundidad de agua más carga por velocidad a la entrada), el nivel de agua aguas arriba de la entrada, se aproxima tanto a este valor que, para fines prácticos, ambos valores se pueden hacer coincidir.

El uso de estas cartas se explica a continuación:

1. Se determinan los siguientes datos de diseño: gasto (pies cúbicos por segundo), longitud de la alcantarilla (pies), carga permisible a la entrada (pies), pendiente, tipo de alcantarilla y de entrada.
2. Se calcula la relación $L/100 S_o$.
3. Se selecciona la carta adecuada y en ella se entra con el gasto de diseño.
4. Se lee el valor de $L/100 S_o$ para el conducto más pequeño que da paso al gasto de diseño. Si este valor está por encima de la línea punteada, se emplearán los nomogramas para verificar el valor de HE .
5. Si $L/100 S_o$ calculado es menor que el valor dado por la curva sólida, la altura de agua a la entrada será la que resulte a partir de esta curva. Si $L/100 S_o$ es mayor que el valor de la curva punteada para control a la salida, se utilizan los nomogramas.
6. Se compara el valor de HE obtenido con el permisible. Si aquél fuera mayor, se prueba con el tamaño siguiente.

Las cartas de las figuras VII-107 a VII-114 son reproducción de las originales para conductos circulares. Para otros tipos de conductos, consúltese la Referencia 97.



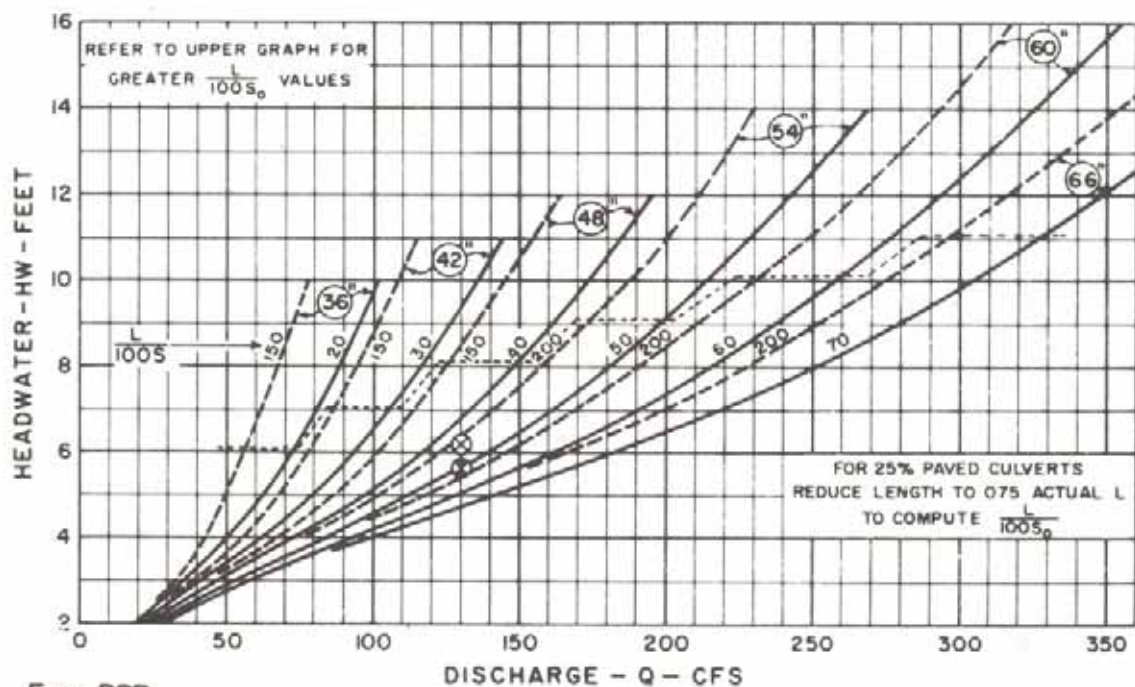
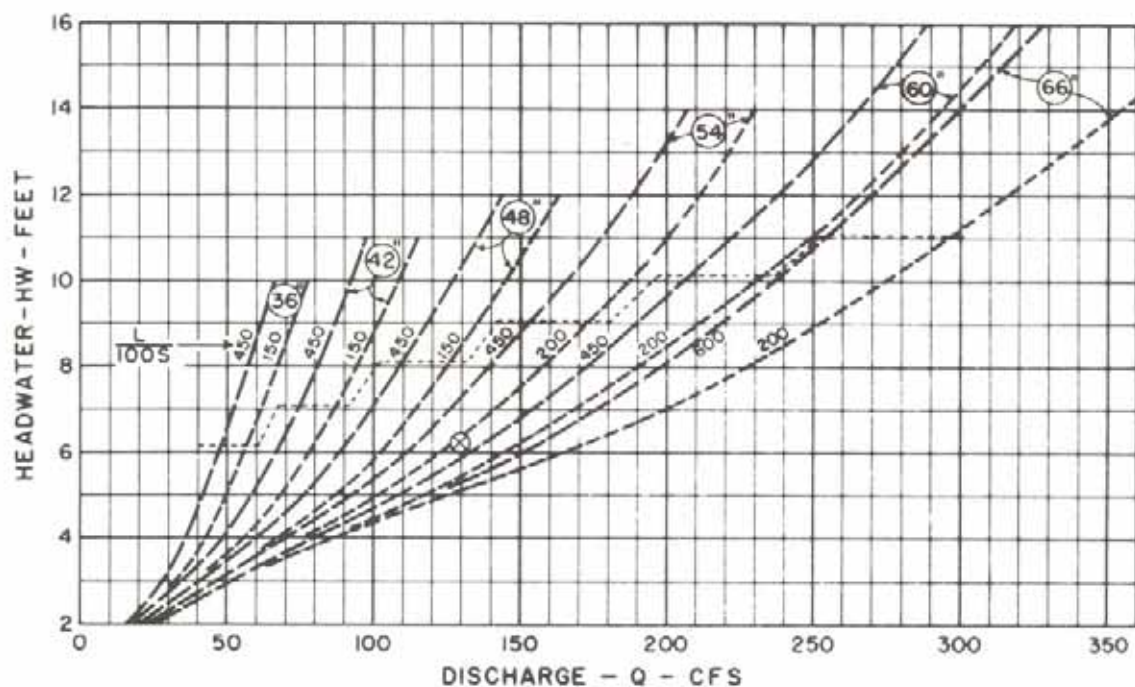
EJEMPLO:

⊗ DADOS
43 PCS; HEP = 4.9 PIES
 $L = 72$ PIES; $S_0 = 0.003$

⊗ ELIJASE UN CONDUCTO DE 36"
SIN REVESTIMIENTO
HE = 4.4 PIES

CULVERT CAPACITY
STANDARD
CIRCULAR CORR. METAL PIPE
HEADWALL ENTRANCE
18" TO 36" ○

Fig. VII-107. Cartas para el cálculo de tubos circulares de metal corrugado con cabezal. Ø 18" a 36".

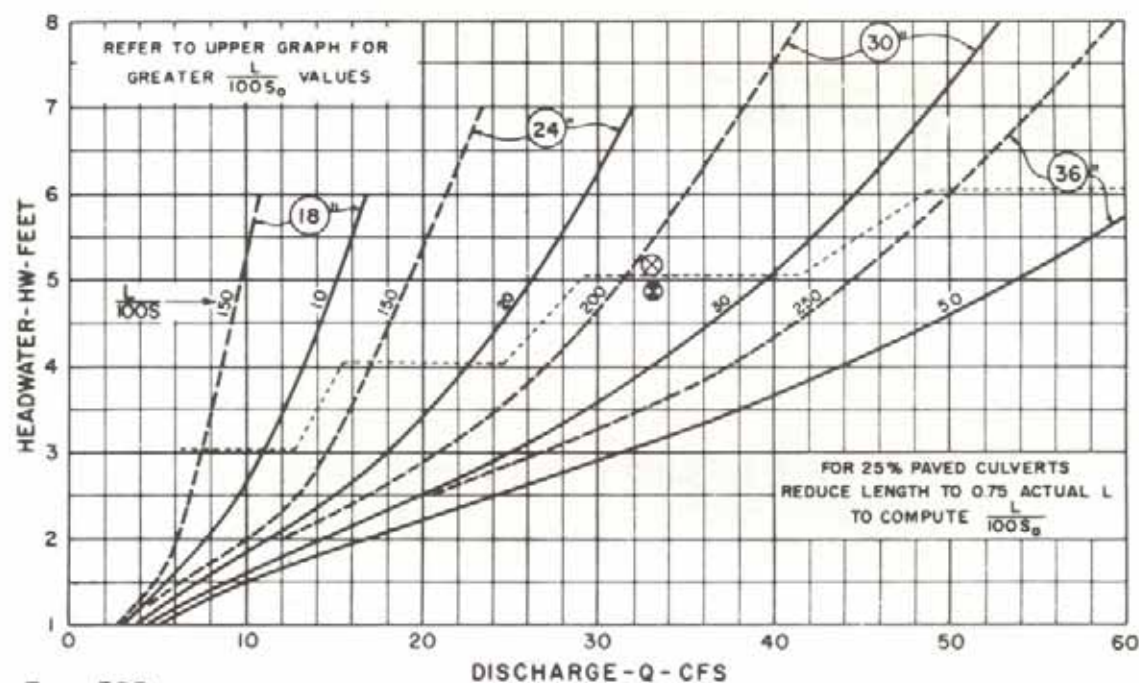
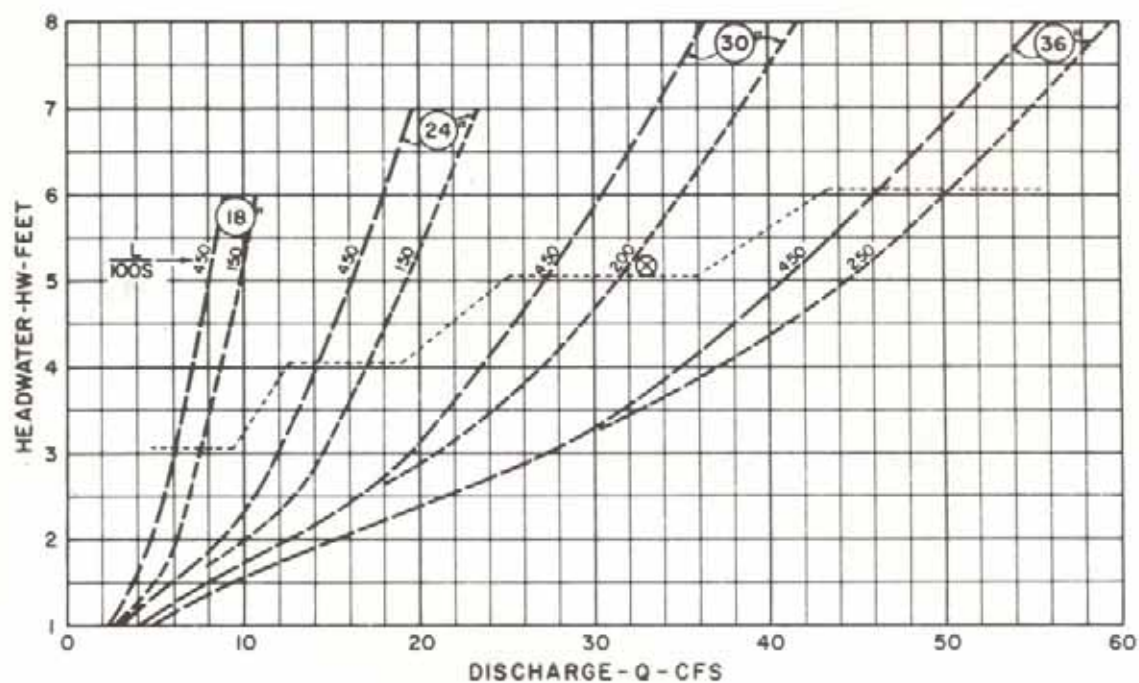


From BPR
EXAMPLE

- ⊗ GIVEN:
130 CFS; AHW = 6.2 FT.
L = 120 FT; $S_o = 0.025$
- ⊙ SELECT 54" UNPAVED
HW = 5.6 FT.

CULVERT CAPACITY
STANDARD
CIRCULAR CORR. METAL PIPE
HEADWALL ENTRANCE
36" TO 66" ○

Fig. VII-108. Cartas para el cálculo de tubos circulares de metal corrugado con cabezal. Ø 36" a 66".

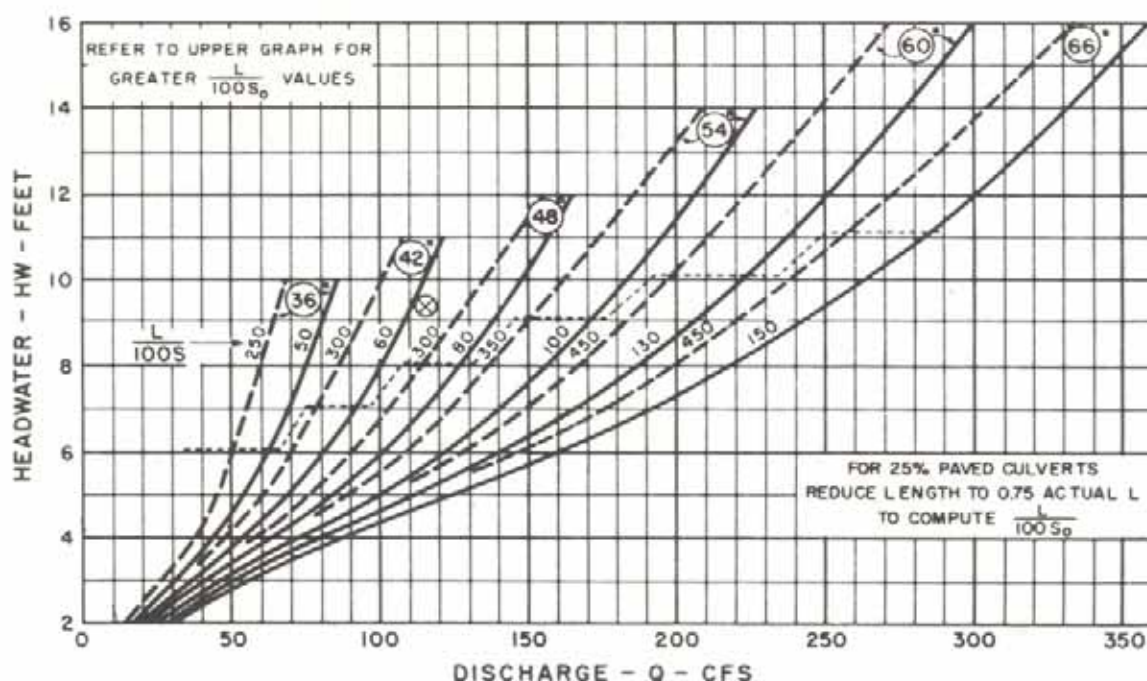
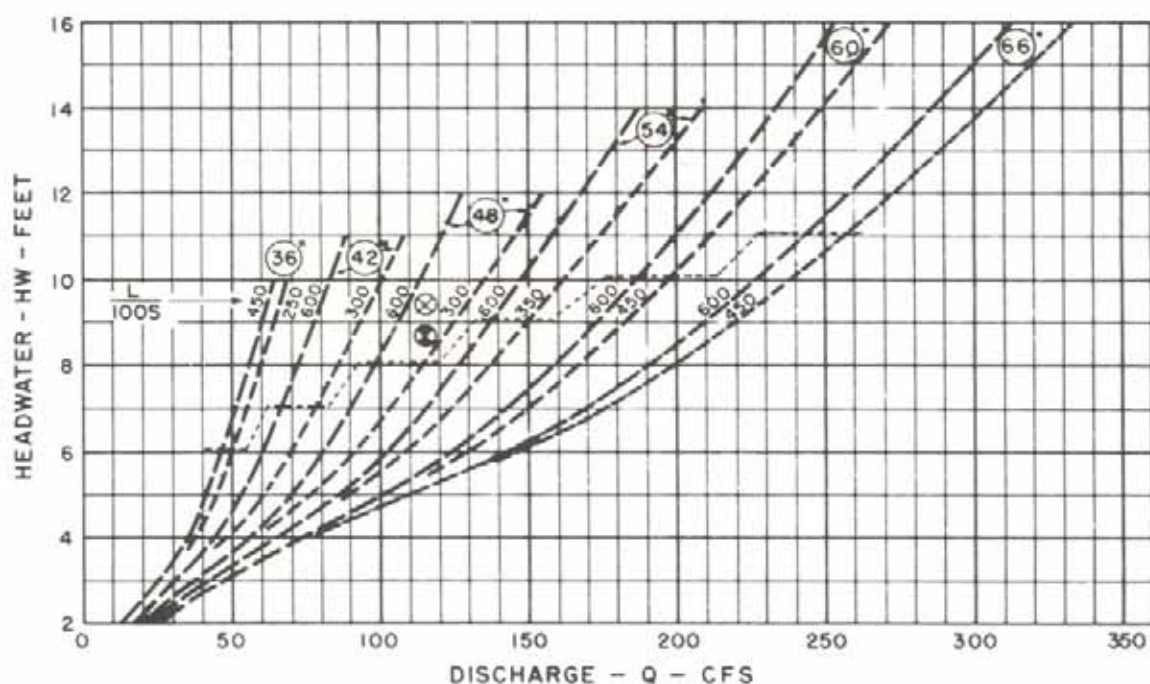


From BPR
EXAMPLE

- ⊗ GIVEN:
33 CFS; AHW = 5.2 FT.
L = 70 FT; $S_0 = 0.005$
- ⊙ SELECT 30" UNPAVED
HW = 4.9 FT.

CULVERT CAPACITY
STANDARD
CIRCULAR CORR. METAL PIPE
PROJECTING ENTRANCE

Fig. VII-109. Cartas para el cálculo de tubos circulares de metal corrugado con entrada proyectante. Ø 18" a 36".

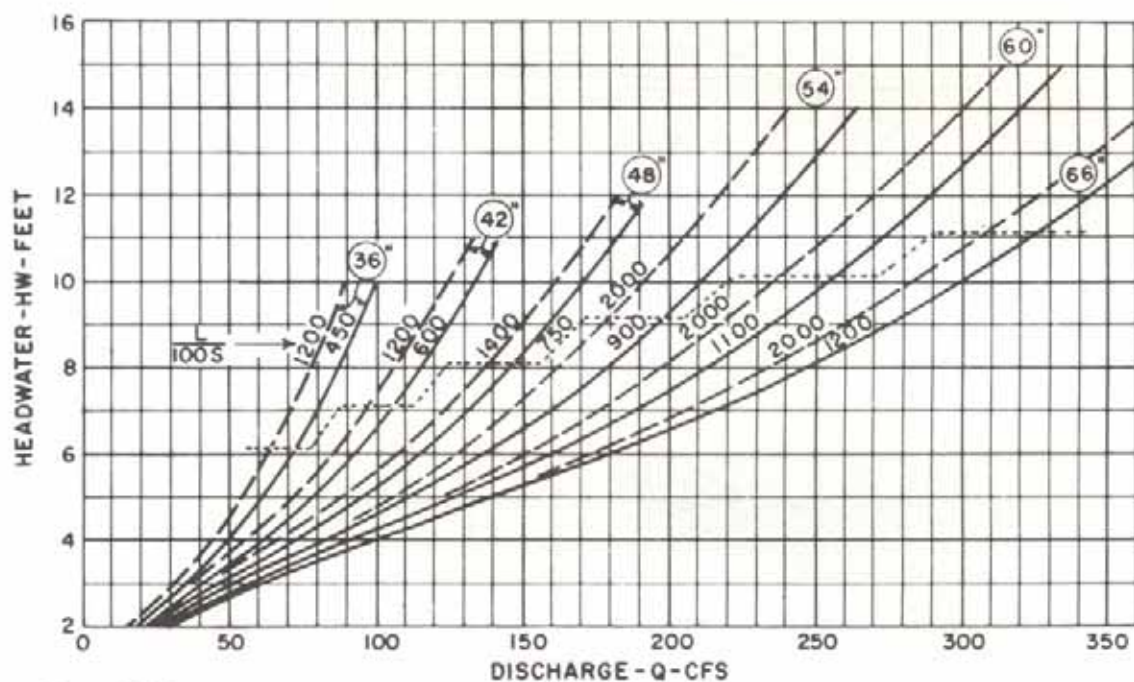
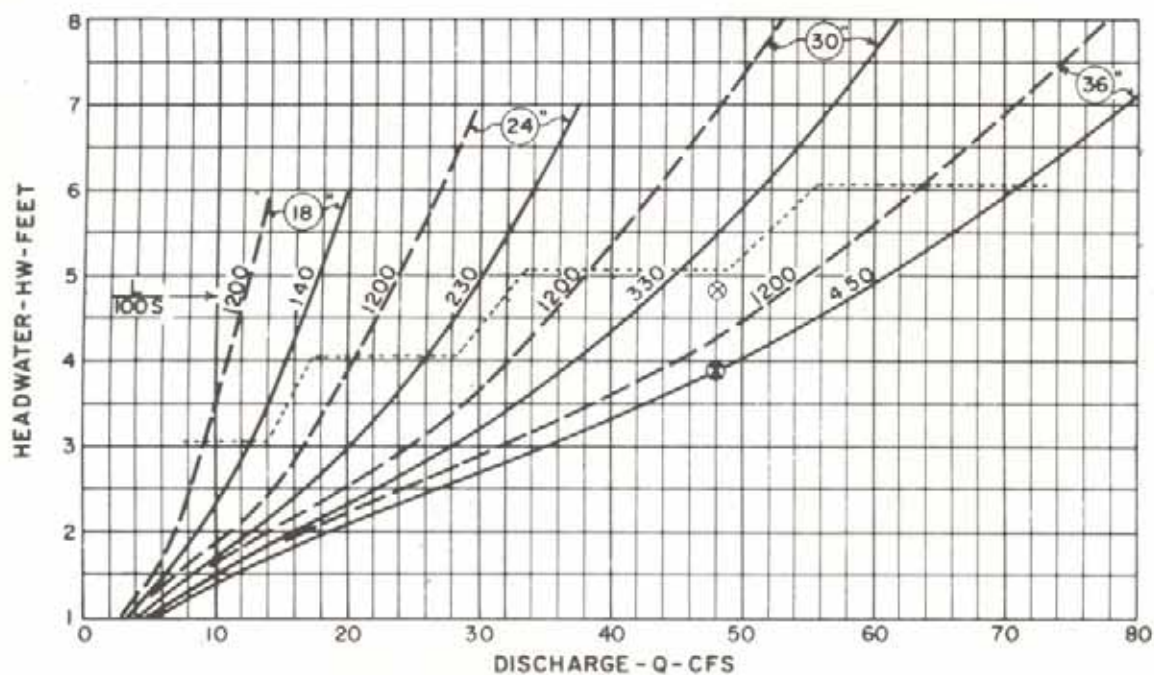


From BPR
EXAMPLE

- ⊗ GIVEN:
115 CFS; AHW = 9.4 FT.
L = 135 FT.; $S_0 = 0.0034$
- ⊙ SELECT 48" UNPAVED
HW = 8.6 FT.

CULVERT CAPACITY
STANDARD
CIRCULAR CORR. METAL PIPE
PROJECTING ENTRANCE

Fig. VII-110. Cartas para el cálculo de tubos circulares de metal corrugado con entrada proyectante. Ø 36" a 66".

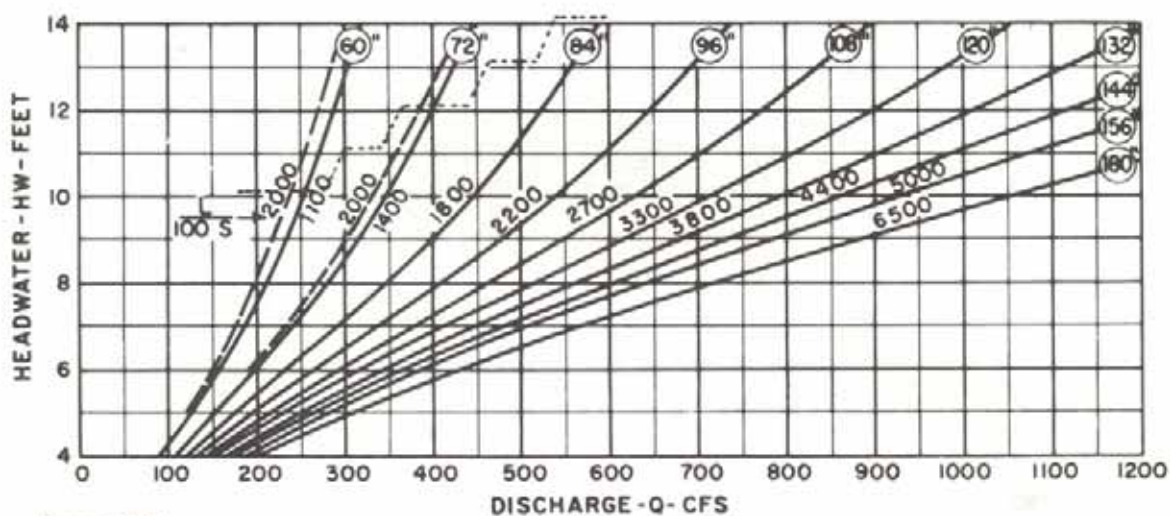
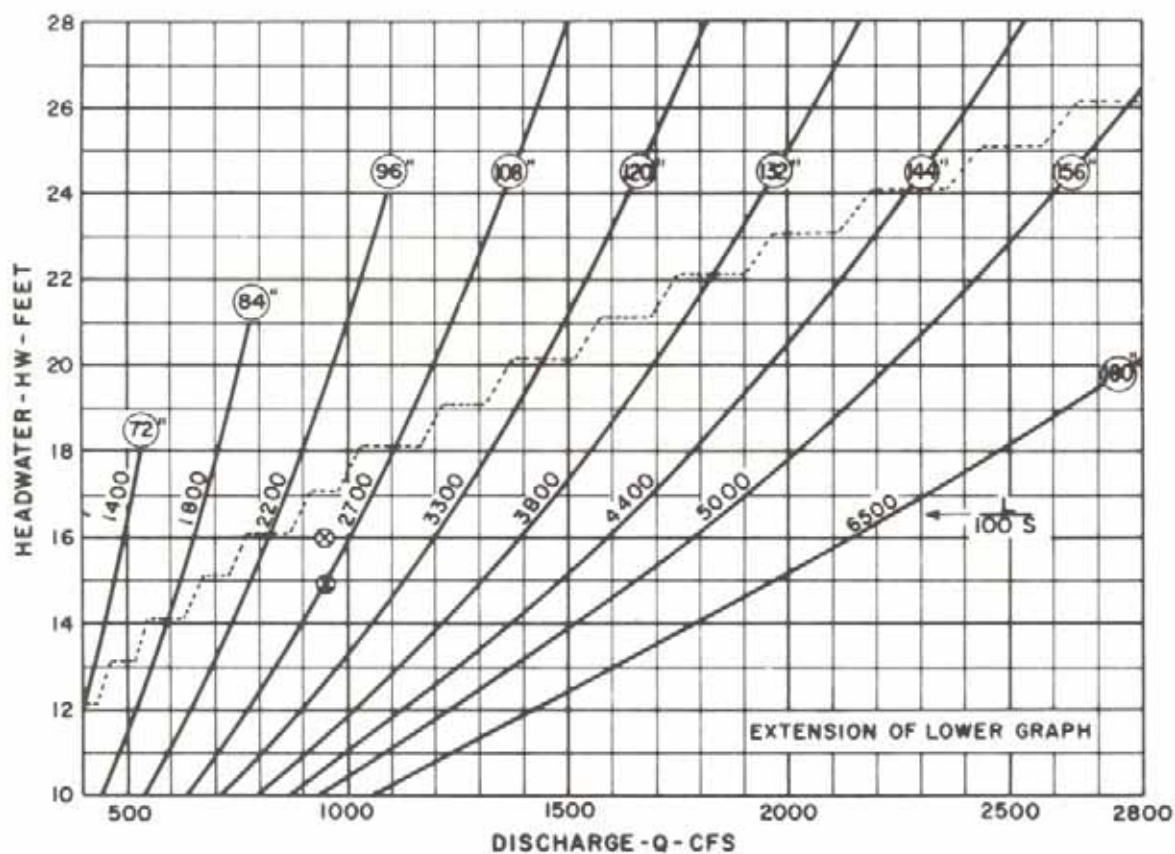


From BPR
EXAMPLE

- ⊗ GIVEN:
48 CFS; AHW = 4.8 FT.
L = 60 FT; $S_o = 0.003$
- ⊙ SELECT 36"
HW = 3.9 FT.

CULVERT CAPACITY
CIRCULAR CONCRETE PIPE
SQUARE-EDGED ENTRANCE
18" TO 66" ©

Fig. VII-111. Cartas para el cálculo de tubos circulares de concreto con bordes romos. ϕ 18" a 66".

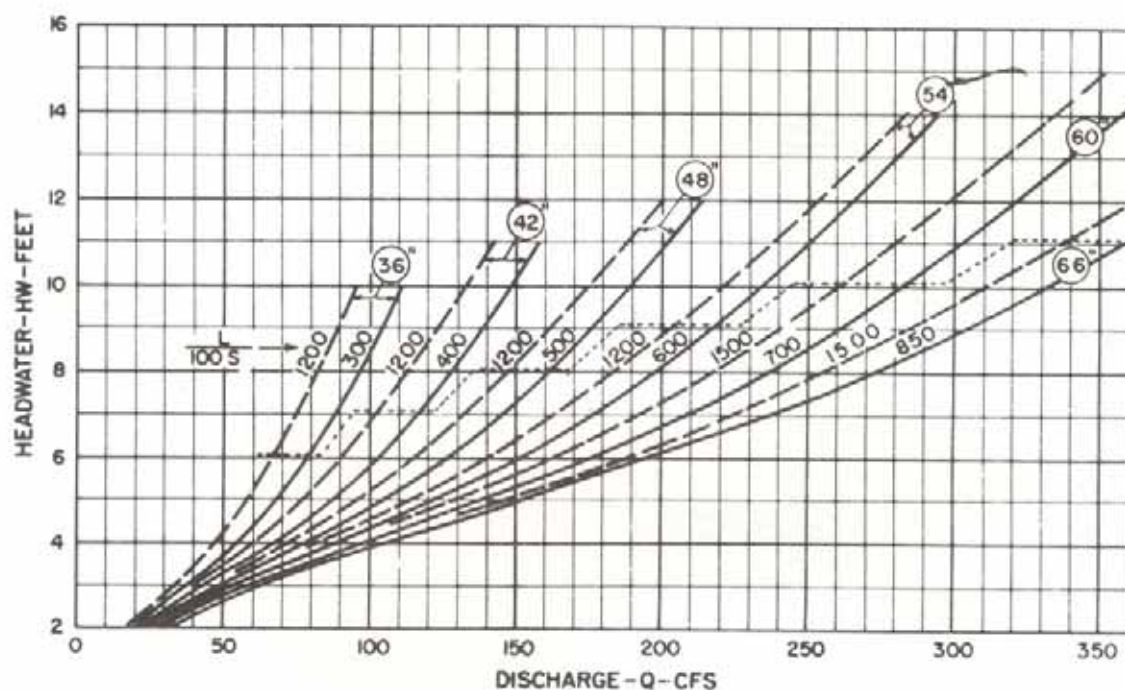
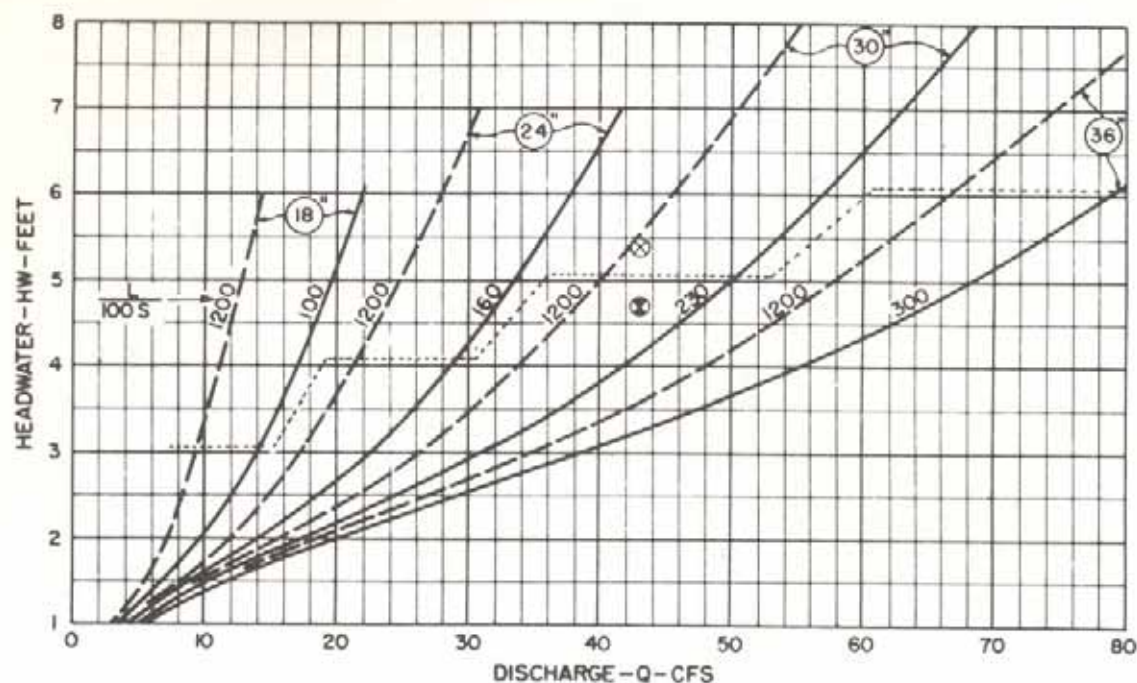


**From BPR
EXAMPLE**

- ⊗ GIVEN:
950 CFS; $HW = 16$ FT.
 $L = 480$ FT; $S_0 = 0.040$
- ⊙ SELECT 108"
 $HW = 15.0$ FT.

CULVERT CAPACITY
CIRCULAR CONCRETE PIPE
SQUARE - EDGED ENTRANCE
60" TO 180" ⊙

Fig. VII-112. Cartas para el cálculo de tubos circulares de concreto con bordes romos. \varnothing 60" a 180".



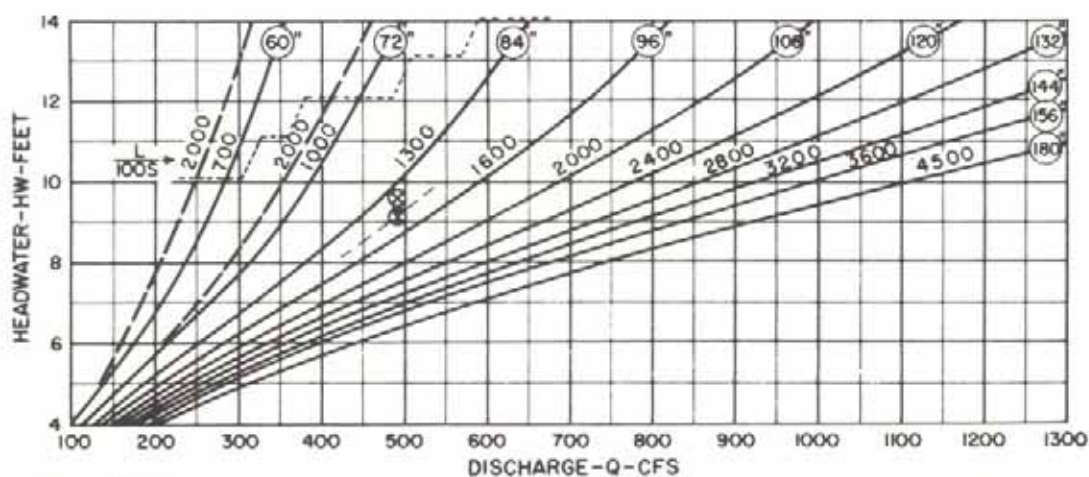
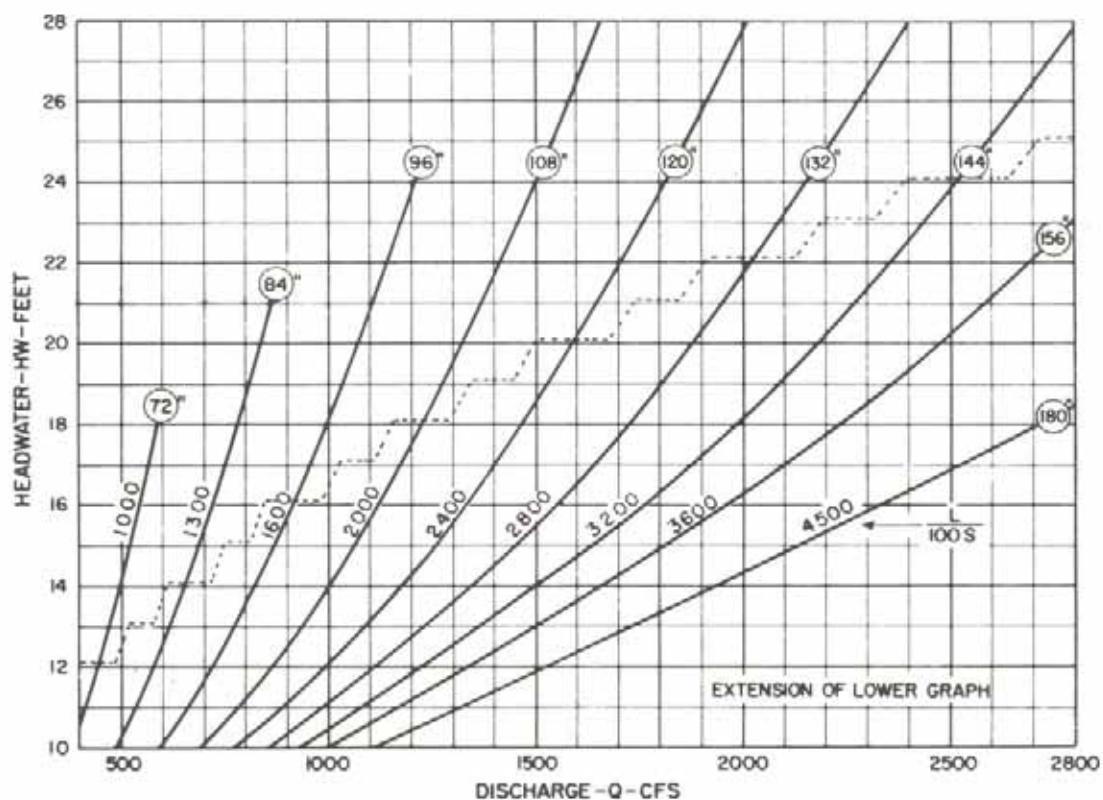
From BPR
EXAMPLE

⊗ GIVEN:
43 CFS; AHW = 5.4 FT.
L = 120 FT.; $S_0 = 0.002$

⊕ SELECT 30"
HW = 4.7 FT.

CULVERT CAPACITY
CIRCULAR CONCRETE PIPE
GROOVE - EDGED ENTRANCE
18" TO 66" ⊙

Fig. VII-113. Cartas para el cálculo de tubos circulares de concreto con bordes ranurados. Φ 18" a 66".



**From BPR
EXAMPLE**

⊗ GIVEN:
490 CFS; AHW = 9.6 FT.
L = 60 FT.; $S_o = 0.000$

⊙ SELECT 90" ($\frac{L}{D} = 8$)
HW = 9.2 FT.

**CULVERT CAPACITY
CIRCULAR CONCRETE PIPE
GROOVE - EDGED ENTRANCE
60" TO 180" ⊙**

Fig. VII-114. Cartas para el cálculo de tubos circulares de concreto con bordes ranurados, Ø 60" a 180".

7.4.4.4. Control de la velocidad a la salida

Cuando, a la salida de una alcantarilla, la velocidad sobrepasa los valores límites que se han establecido para el control de la erosión aguas abajo, existen diversas soluciones que permiten reducirla hasta los valores de diseño.

Una de las formas más económicas y usuales es la de revestir el canal de salida. Otras veces se recurre a los *disipadores de energía*. Son éstos elementos estructurales que se colocan a la salida de las alcantarillas con la finalidad de disminuir el exceso de energía cinética que trae el flujo de agua. Esta energía cinética es el producto de la aceleración que sufre el flujo de agua al ser conducido a través de las alcantarillas.

En ocasiones, el proyectista puede encontrarse con desniveles tan grandes entre los extremos de una alcantarilla que la velocidad que se ocasiona es inaceptable. En este caso, ninguna de las soluciones anteriores es recomendable, debiendo recurrirse a alcantarillas de diseños especiales que cumplen con el requisito de mantener una velocidad aceptable a la salida. Uno de estos diseños es la alcantarilla cuyo fondo tiene una pendiente discontinua.

7.4.4.4.1. Revestimiento de los canales

El revestimiento de los canales ya fue considerado en el párrafo 7.3.2.1, recomendándose el uso de la informa-

ción suministrada en las Referencias 54 a 58 para el proyecto de los diversos tipos de revestimientos usuales. A esto se puede añadir que las Referencias 105 y 106 traen considerable información, tablas y ejemplos para resolver el caso de los canales protegidos con escollera, por lo que, actualmente, el uso de estas Referencias se hace indispensable para el diseño de las protecciones de los canales.

7.4.4.4.2. Disipadores de energía

En muchas alcantarillas es necesario reducir la energía cinética de flujo a la salida, a fin de emparejar la velocidad del flujo a la salida con la del canal aguas abajo y evitar la erosión y la socavación.

A tal fin, existen un buen número de modelos de disipadores de energía.

El mecanismo de la disipación es tan complicado que, generalmente, se requiere estudiar sobre modelos el diseño propuesto. Para grandes estructuras, este procedimiento se justifica económicamente; en cambio, para las pequeñas, tales estudios resultan onerosos, de manera que, para evitarlos, se han estandarizado diversos diseños generales que cubren un amplio rango de condiciones.

Generalmente, los disipadores de energía constan de un pozo amortiguador en el que se han colocado algunos elementos —bloques, tacos, muros, rocas— que disipan los excesos de energía que traen los flujos de agua. Ejemplo típico

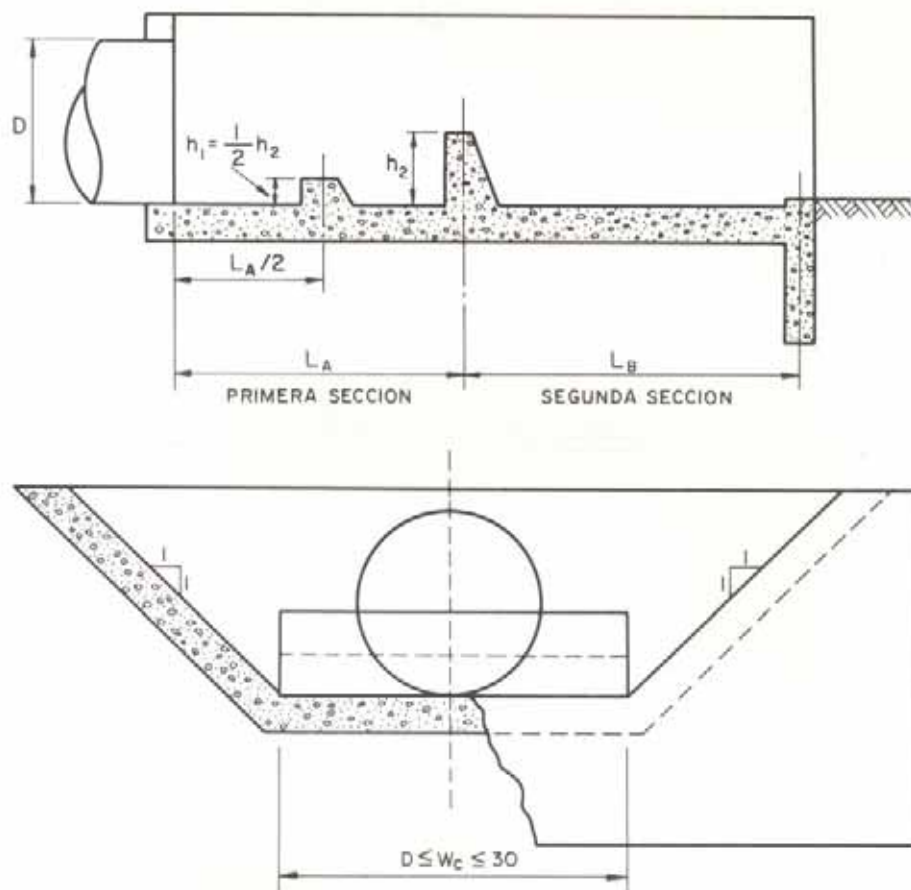


Fig. VII-115. Disipador de energía Contra Costa.

de estos tipos de disipadores son los conocidos con los nombres de disipadores Contra Costa, de impacto, con murete, de enrocado, etc.

El *disipador de energía Contra Costa* fue desarrollado en 1956 en la Universidad de California, Berkeley ¹⁰⁷ y se utiliza para restablecer las condiciones de flujo del canal natural a la salida de la alcantarilla que tiene velocidades efluentes incontroladas, excesivamente fuertes, con alturas de agua menores que la mitad del diámetro.

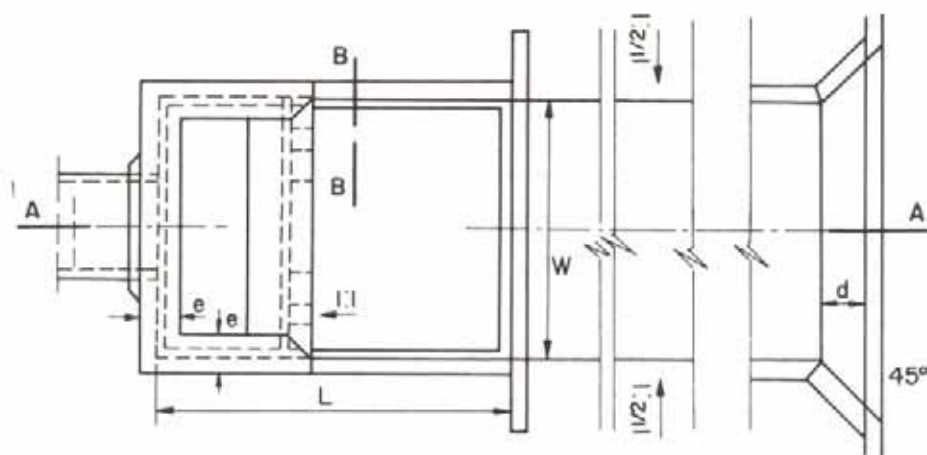
Como se muestra en la figura VII-115, este tipo de disipador consta de dos secciones en un canal trapezoidal. En la primera sección están colocadas dos pequeñas paredes. La primera de ellas tiene una altura mitad de la segunda

pared. La segunda sección es un pozo amortiguador que termina con un pequeño murete.

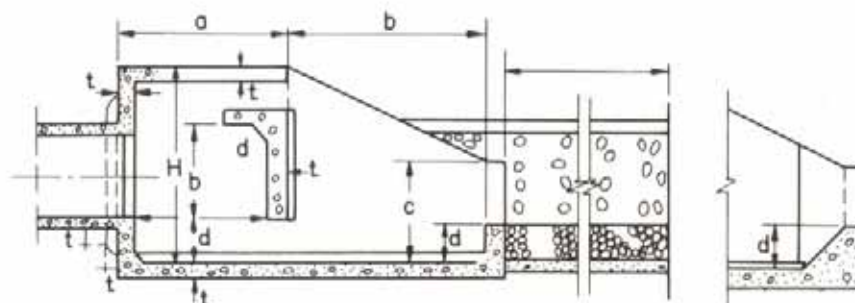
El *disipador de impacto* fue desarrollado por el U. S. Bureau of Reclamation ⁵⁹ y es conocido como U. S. B. R. Basin VI. Esta estructura satisface los requerimientos de un disipador relativamente pequeño y proporciona la disipación de la energía independientemente de las variaciones de la altura de agua a la salida.

Este disipador consiste en un cajón de concreto a la salida de la alcantarilla y una viga perpendicular al eje longitudinal del disipador. Un esquema de esta estructura se da en la figura VII-116.

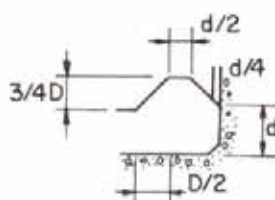
Un modelo modificado del disipador de impacto fue



PLANTA



CORTE A-A



CORTE B-B

Fig. VII-116. Disipador de impacto.

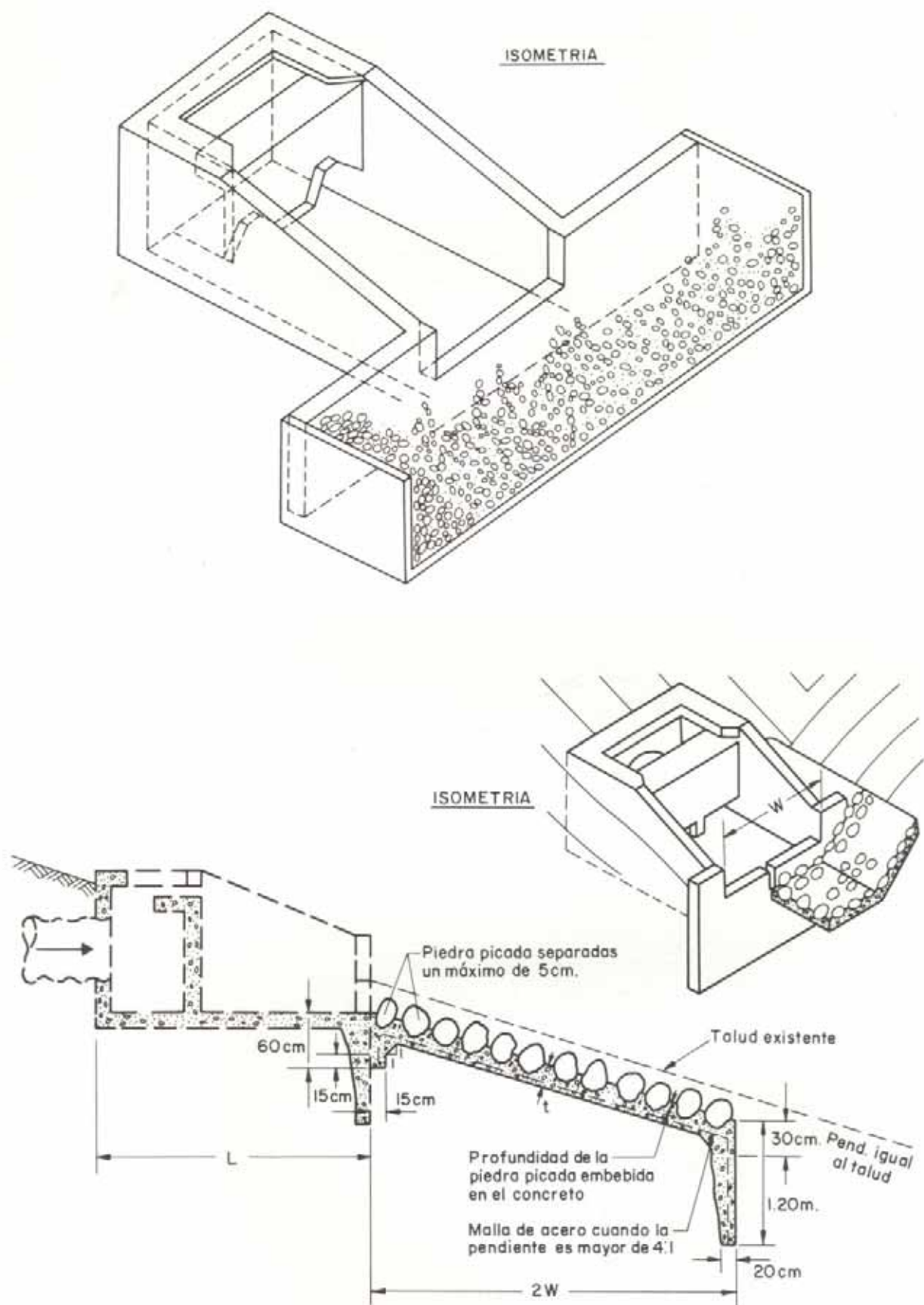


Fig. VII-117. Disipador de impacto.

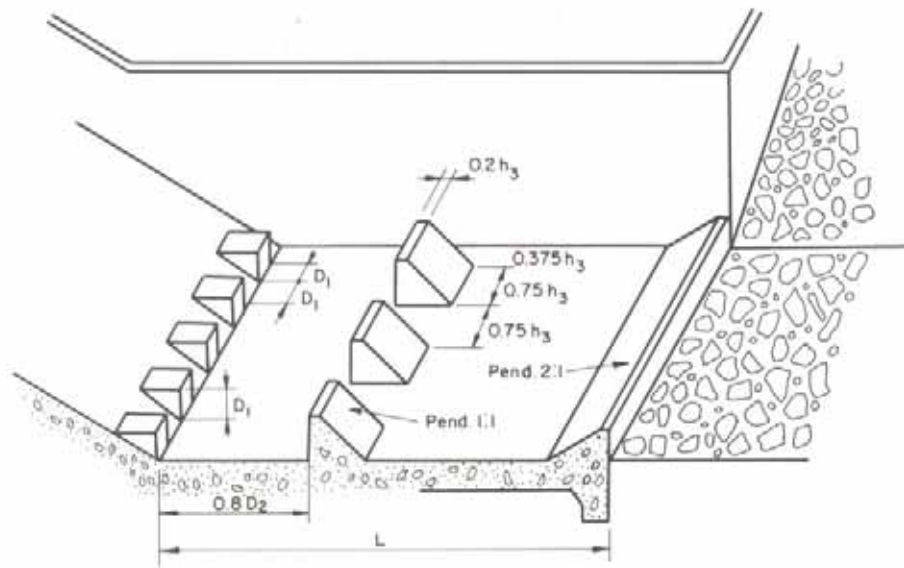


Fig. VII-118. Pozo amortiguador corto.

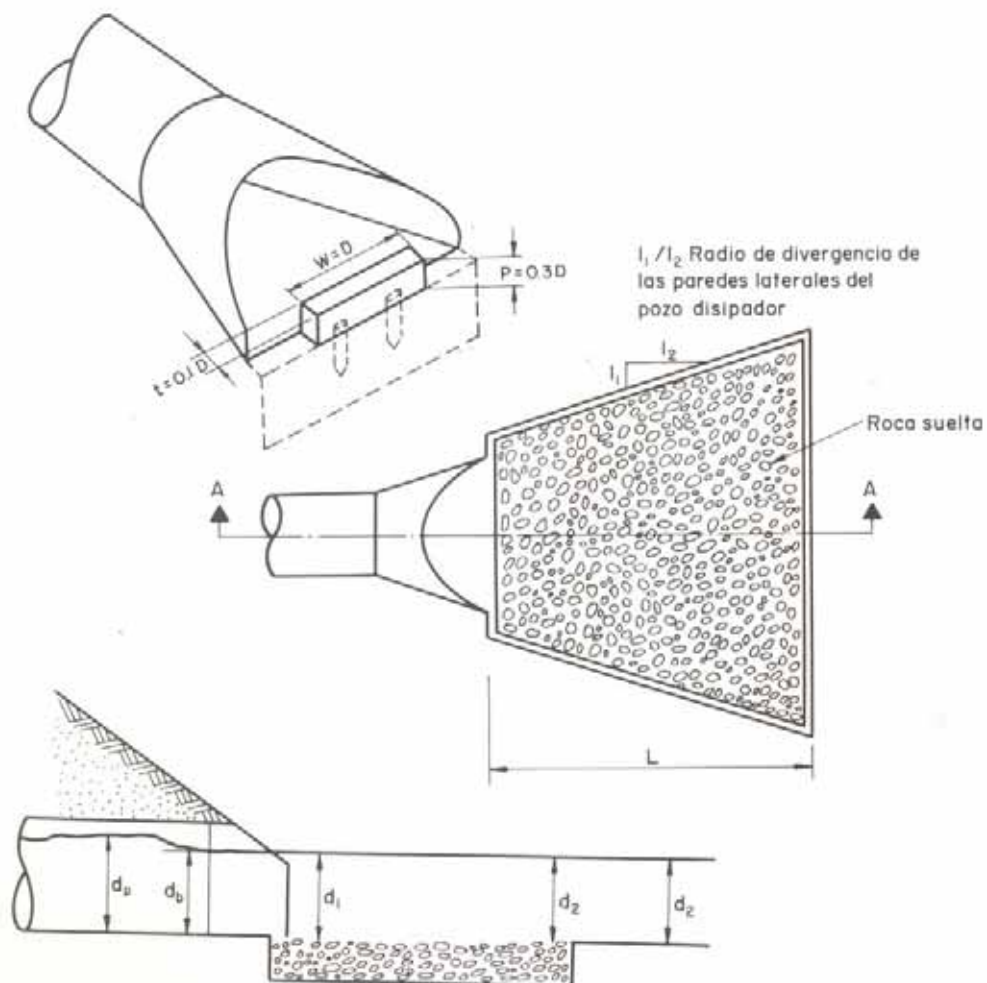


Fig. VII-119. Disipador de energía con murete y roca.

desarrollado en la ciudad de Los Angeles (California), y constituye un tipo apropiado para la salida de las alcantarillas. Su estructura se aprecia en la figura VII-117.

Otros tipos, como el *pozo amortiguador corto* (U. S. B. R. Basin II) y el *disipador de energía con murete final y roca*, han sido representados en las figuras VII-118 y VII-119.

En el primero de ellos, la acción de los bloques anteriores y los tacos verticales colocados sobre la rápida y el fondo del canal ayudan a la disipación de la energía, disminuyendo de esta manera la longitud del resalto.

El segundo consiste en una expansión gradual de las paredes de la alcantarilla, seguida de un pozo disipador de roca suelta y paredes laterales divergentes.

Las Referencias 108 a 111 citadas al final de este Capítulo dan una valiosa información que debe consultarse para el proyecto de estas estructuras.

7.4.4.4.3. Alcantarillas de fondo de pendiente discontinua

La capacidad de las alcantarillas de fondo de pendiente discontinua, para reducir la velocidad de la corriente, se basa en la formación de un resalto hidráulico que actúa como disipador de energía.

Las secciones longitudinales indicadas en la figura siguiente son típicas de alcantarillas de fondo de pendiente discontinua.

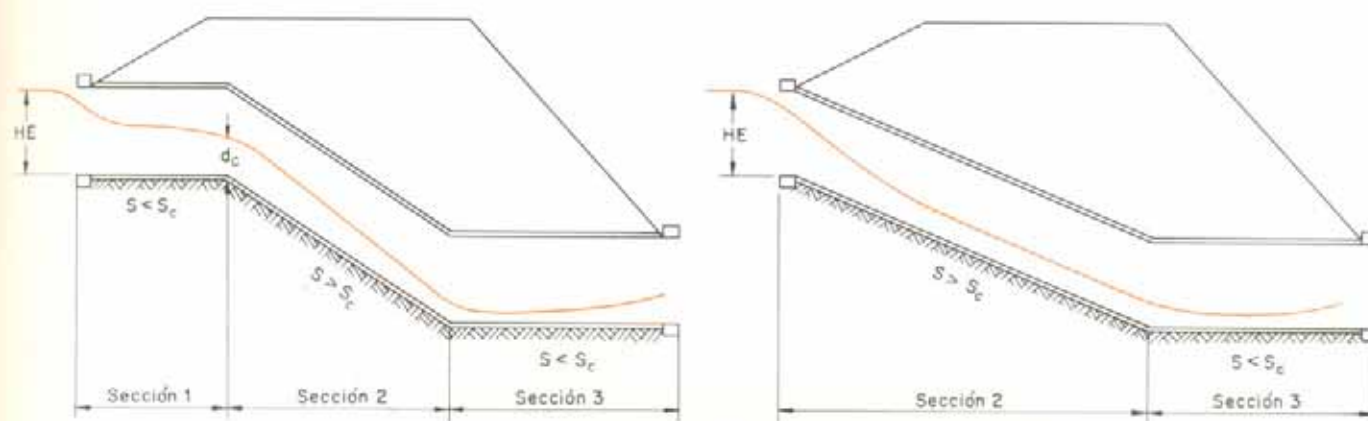


Fig. VII-120. Alcantarillas de fondo de pendiente discontinua.

Fig. VII-121.
Alcantarillas
de fondo de
pendiente discontinua.



El diseño de una alcantarilla con fondo de pendiente discontinua no es particularmente complicado⁹⁷. Empero, a fin de lograr una reducci3n de velocidad satisfactoria, la instalaci3n del conducto debe contemplar las siguientes previsiones:

1. Referido a la nomenclatura sealada en la figura VII-120, la Secci3n 3.^a del conducto debe ser lo m1s larga posible. Esto implica que, para un desnivel dado, la longitud de la Secci3n 2.^a ser1 corta y, por consiguiente, de pendiente muy acentuada.
2. Dado que la pendiente de la Secci3n 1.^a es peque1a, su longitud no influye en la velocidad de salida. Cuando es posible, se puede reducir y hasta elimi-

Las relaciones entre las variables y_{n1} e y_{n2} de un resalto hidr1ulico en el canal horizontal rectangular se obtienen a partir de las ecuaciones de continuidad, de la cantidad de movimiento y de la energ1a¹¹².

Haciendo el ancho del canal, b , igual a la unidad, estas ecuaciones pueden escribirse

— ecuaci3n de la continuidad

$$v_1 \cdot y_1 = v_2 \cdot y_2$$

— ecuaci3n de la cantidad de movimiento ($\gamma = 1$)

$$\frac{y_1^2}{2} - \frac{y_2^2}{2} = \frac{v_1 y_1}{g} (v_2 - v_1)$$

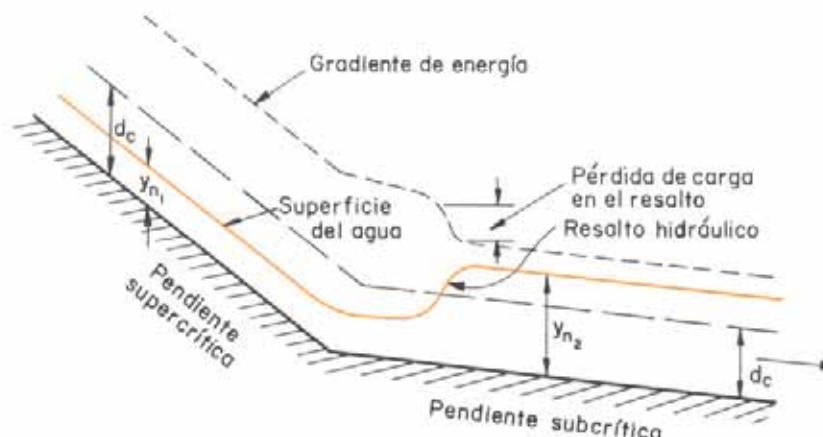


Fig. VII-122. Perfil de un resalto hidr1ulico.

nar esta secci3n, obteniéndose as1 un mejor ajuste de las Secciones 2.^a y 3.^a.

En el par1grafo 7.3.1.6 de este Cap1tulo ya se analizaron las caracter1sticas del flujo gradualmente variado en canales abiertos y se estudi3 la formaci3n de la curva de remanso. Como extensi3n de lo all1 indicado, a continuaci3n se sintetiza el procedimiento para calcular el perfil de un resalto hidr1ulico.

Debe tenerse presente que el resalto hidr1ulico es una caracter1stica del flujo gradualmente variado al cambiar de la condici3n supercr1tica a la condici3n subcr1tica. En otras palabras, una descarga dada que fluye con una profundidad menor que la cr1tica ($y_{n1} < d_c$) y una velocidad mayor que la cr1tica ($v_n > v_c$), al pasar por el resalto cambia a una profundidad mayor que la cr1tica ($y_{n2} > d_c$) y a una velocidad menor ($v_n < v_c$).

— ecuaci3n de la energ1a

$$\frac{v_1^2}{2g} + y_1 = \frac{v_2^2}{2g} + y_2 + h_{pend}$$

Eliminando v_2 entre las dos primeras ecuaciones, se obtiene la relaci3n entre las profundidades conjugadas

$$y_2 = -\frac{y_1}{2} + \sqrt{\left(\frac{y_1}{2}\right)^2 + \frac{2v_1^2 y_1}{g}}$$

y de manera semejante

$$y_1 = -\frac{y_2}{2} + \sqrt{\left(\frac{y_2}{2}\right)^2 + \frac{2v_2^2 y_2}{g}}$$

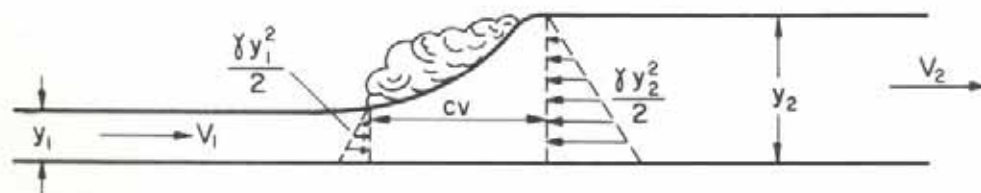


Fig. VII-123. Resalto hidr1ulico en un canal rectangular.

Las profundidades conjugadas están ligadas directamente a los números de Froude, antes y después del resalto.

Siendo éstos F_1 y F_2 , se puede escribir

$$F_1^2 = \frac{v_1^2}{g y_1} \quad \text{y} \quad F_2^2 = \frac{v_2^2}{g y_2}$$

de donde, la ecuación de la continuidad toma la forma

$$v_1^2 y_1^2 = g F_1^2 y_1^3 = v_2^2 y_2^2 = g F_2^2 y_2^3$$

o sea

$$F_1^2 y_1^3 = F_2^2 y_2^3$$

El valor de F_2 en función de F_1 se obtiene de la ecuación

$$y_2 = -\frac{y_1}{2} + \sqrt{\left(\frac{y_1}{2}\right)^2 + \frac{2v_1^2 y_1}{g}}$$

Sustituyendo en ella los valores de F_1 , se obtiene

$$F_2 = \frac{8 F_1}{(\sqrt{1 + 8 F_1} - 1)^3}$$

La solución física está dada por la ecuación

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{8 F_1^2 + 1} - 1)$$

o, cuando se conocen las características de aguas abajo del resalto

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2} (\sqrt{8 F_2^2 + 1} - 1)$$

Como las ecuaciones del resalto hidráulico contienen tres cantidades independientes, es necesario conocer previamente dos de ellas para proceder al cálculo de la tercera.

Los nomogramas de las figuras VII-124, VII-125 y VII-126 ayudan a encontrar la solución del problema. Los

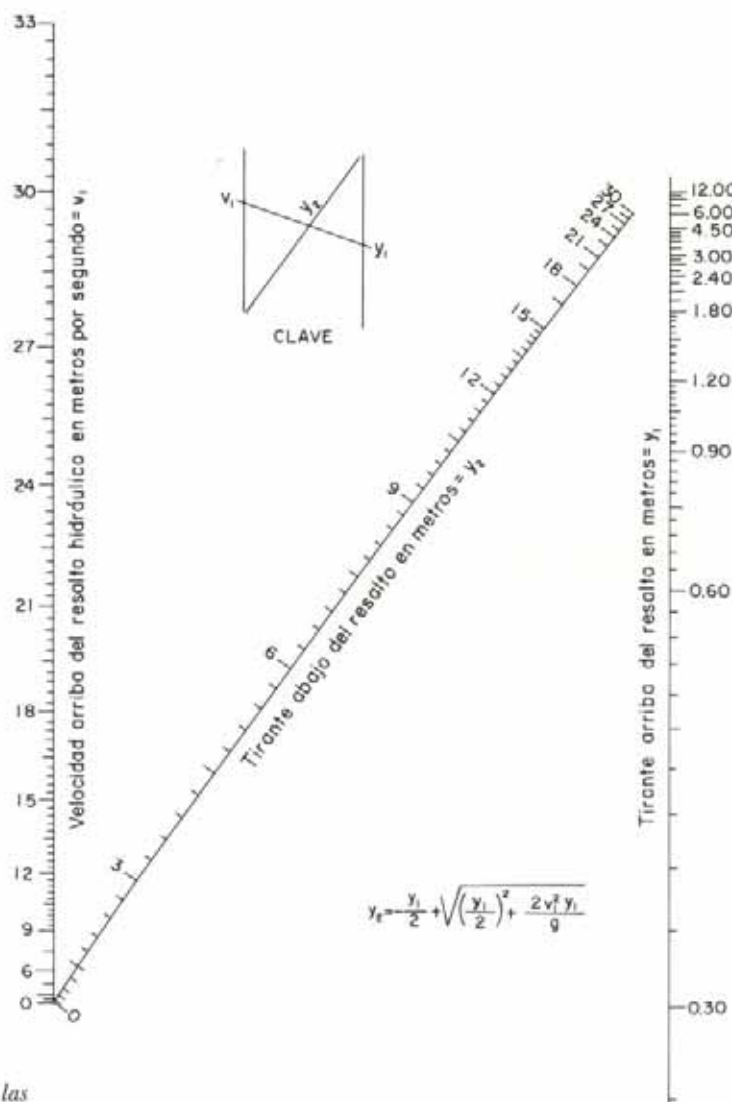


Fig. VII-124. Relación entre las variables del resalto hidráulico.

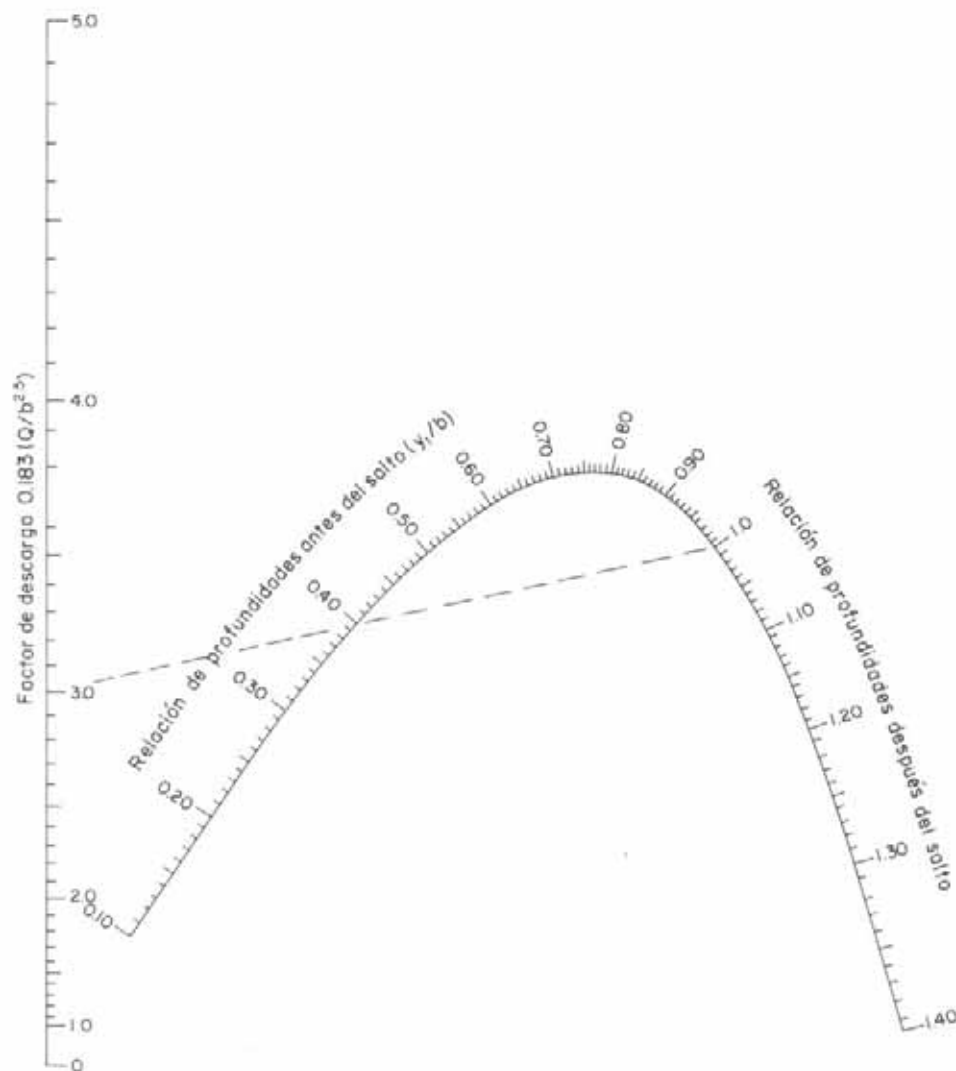


Fig. VII-125. Nomograma para el cálculo del resalto hidráulico en secciones rectangulares.

dos primeros se refieren al cálculo de las profundidades hidráulicas para secciones rectangulares y el tercero sirve para secciones circulares.

Teniendo en cuenta lo hasta aquí expresado, el cálculo de una alcantarilla de fondo de pendiente discontinua y la determinación de las coordenadas del perfil de la superficie libre del resalto hidráulico se obtienen siguiendo los siguientes pasos:

1. Dimensionamiento de la alcantarilla.

El dimensionamiento de la alcantarilla se realiza tal como fue descrito anteriormente, a partir de los siguientes datos: caudal o gasto de diseño, forma y tamaño de la alcantarilla, perfil longitudinal del conducto y altura de agua a la salida.

En este tipo de alcantarillas, la altura de agua a la salida generalmente no afecta el valor de HE , pues en la mayoría de los casos, la fuerte pendiente de la Sección 2 origina una velocidad a la salida suficientemente alta para repeler la altura de agua establecida por el canal de salida.

Con una pendiente discontinua, el control del flujo podrá estar a la entrada, en el cambio de pendiente, si la

primera pendiente es relativamente pequeña y la segunda acentuada, o a la salida. Bajo ciertas circunstancias, el control estará a la salida independientemente de las pendientes. Por consiguiente, debe verificarse la altura de agua a la entrada para ambos controles.

En cualquier caso, el tamaño de tanteo inicial se selecciona en base a las características, S_o y L , del primer tramo de la alcantarilla. Luego, el valor de HE , para control a la salida se determina utilizando la longitud total del conducto mediante la expresión

$$HE = H + h_o - \text{desnivel entre los extremos}$$

El mayor valor resultante será el valor de la altura de agua a la entrada.

A partir de la fórmula de Manning o utilizando nomogramas al efecto, se determina la profundidad normal para la Sección 2.ª de la alcantarilla. Esta profundidad será una aproximación conservadora de la que ocurrirá en el cambio de perfil entre las Secciones 2.ª y 3.ª, pues la real será algo mayor.

2. Cálculo del resalto.

Para que pueda producirse el resalto hidráulico es indispensable que el tirante de agua, aguas abajo, sea mayor que la profundidad crítica (Fig. VII-127).

Sin embargo, este solo requisito no garantiza la formación del resalto; es necesario, además, que la longitud de la

Sección 3.^a sea lo suficientemente larga, de manera que la curva de remanso pueda alcanzar la profundidad crítica.

El cálculo de las coordenadas de la curva de remanso, y_1 y x_1 , en la zona de régimen supercrítico, y de las profundidades conjugadas, y_2 y x_2 , se realiza de la siguiente manera:

- El primer valor de y_1 a emplear es la profundidad normal determinada para la Sección 2.^a; su correspondiente x_1 será cero.
- Para el valor de y_1 , y para los valores subsecuentes de la profundidad, para los cuales los incrementos de la velocidad no deben ser mayores de 10 por ciento, se determina:
 - La velocidad.
 - La carga por velocidad ($h_v = v^2/2g$).
 - La energía específica ($H_e = y_1 + h_v$).
 - La variación de la energía específica entre dos secciones consecutivas (valor negativo).
 - La pendiente de la línea de energía.
 - El promedio de los valores de la pendiente de la línea de energía al comienzo y al final del tramo.
 - La diferencia entre la pendiente en el fondo del conducto en la Sección 3.^a y la pendiente media de la línea de energía en el tramo (valor negativo).
 - La distancia entre los dos puntos consecutivos del tramo (se calcula dividiendo el valor de cambio de energía entre la diferencia de pendientes, según calculada anteriormente).
 - La distancia x_1 (se halla sumando el incremento de longitud al valor de x_1 precedente).
 - Mediante las fórmulas o nomogramas VII-124, VII-125 ó VII-126, según el tipo de conducto, se obtiene la profundidad conjugada y_2 . (Para secciones trapeciales véase la Referencia 113.)
 - Llegado a este punto, el diagrama de procedimiento que aparece en la página siguiente indica los pasos a seguir.

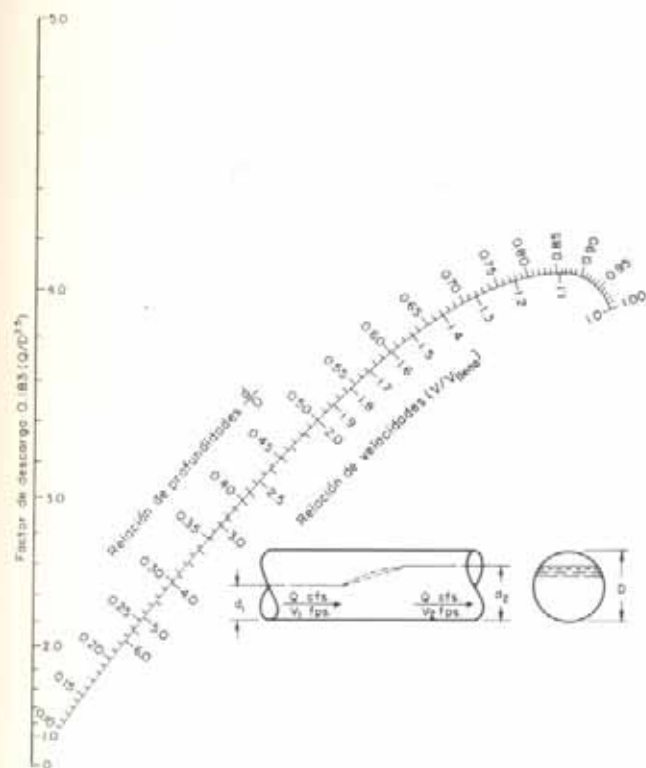


Fig. VII-126. Nomograma para el cálculo del resalto hidráulico en secciones circulares.

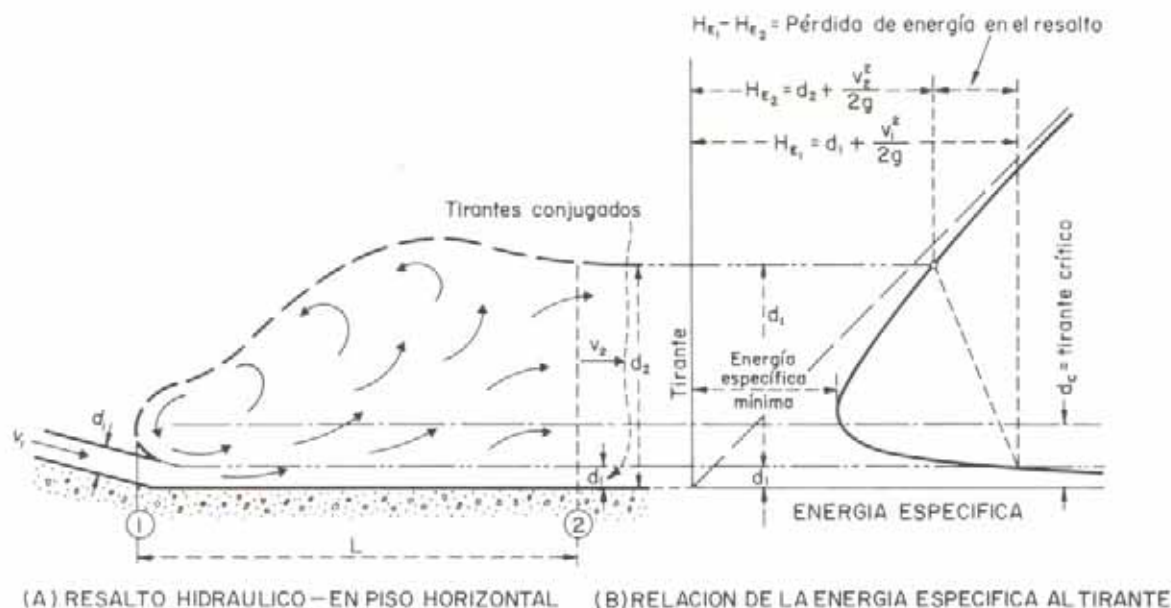
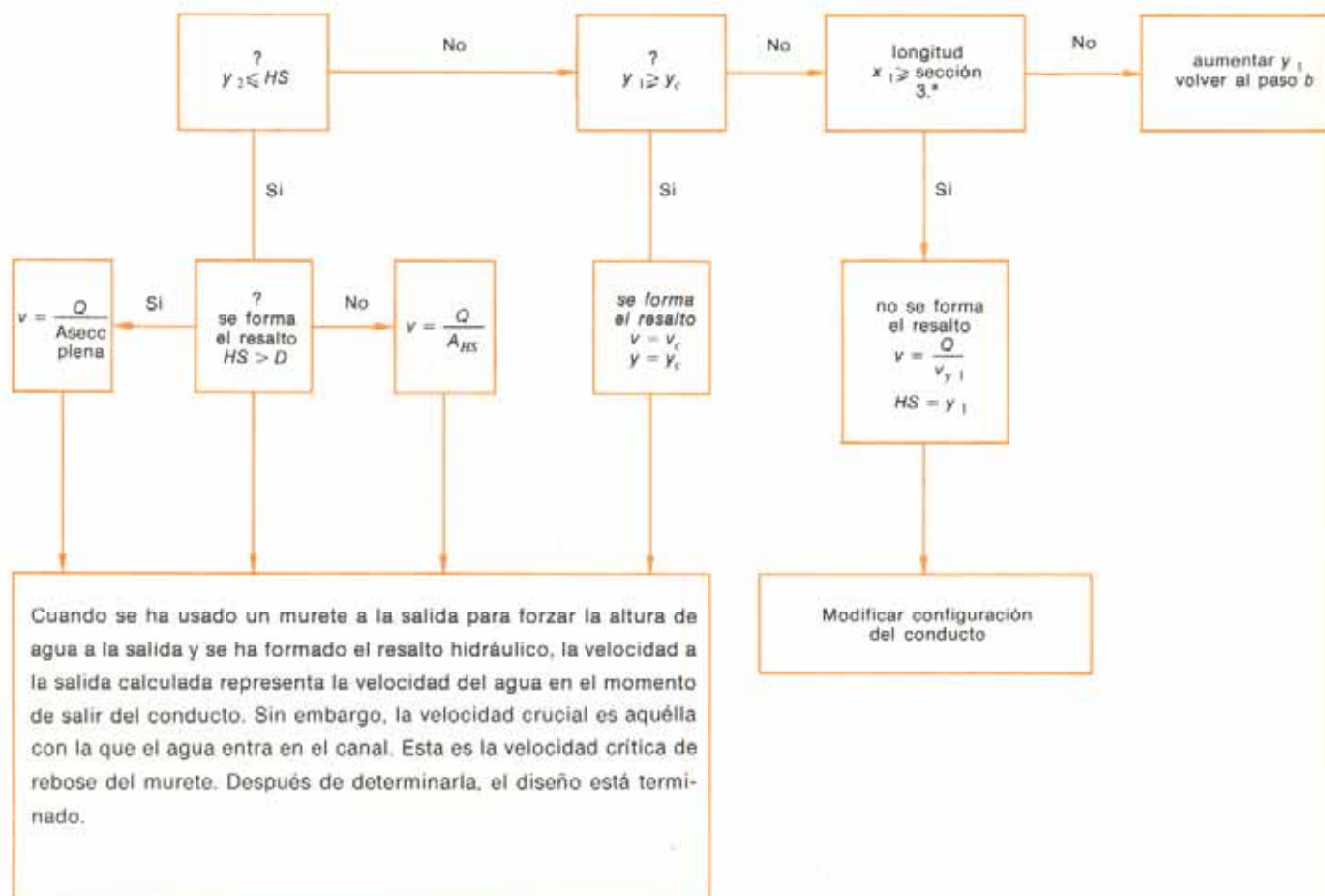


Fig. VII-127. Relación de la energía específica al tirante en un resalto hidráulico.



7.4.4.5. Diseño estructural de las alcantarillas

El análisis y diseño estructural de una alcantarilla es, esencialmente, un problema de interacción suelo-estructura.

Una vez determinada esta interacción, el procedimiento de diseño estructural de las alcantarillas es similar al que se sigue para cualquier otra estructura: determinación de las cargas a que van a estar sometidas, tales como el peso de la tierra que las cubrirá y las cargas del tráfico e impacto, y estimación de la resistencia o capacidad para soportar esas cargas con un margen de seguridad apropiado.

La capacidad de soporte de una alcantarilla depende, principalmente, de la resistencia inherente del conducto, de la distribución de la carga vertical y la reacción del fondo y de la magnitud y distribución de los empujes laterales ^{114, 115, 116}.

Estos dos últimos factores, cargas verticales y empujes laterales, están influenciados por el tipo de asiento sobre el cual está colocado el conducto y por el relleno del suelo.

7.4.4.5.1. Comportamiento estructural de los conductos

Desde el punto de vista del comportamiento estructural de las alcantarillas, éstas pueden dividirse en:

1. Conductos rígidos, tales como los de concreto, hierro fundido o arcilla.

2. Conductos flexibles, tales como los tubos corrugados, de lámina delgada de acero o de aluminio.

Los conductos rígidos desarrollan su capacidad de soportar cargas por su resistencia inherente o solidez del conducto.

Los conductos flexibles dependen sólo en parte de su resistencia inherente para resistir las cargas externas. Al deformarse bajo las cargas, el diámetro horizontal aumenta, comprimiendo el terreno adyacente por los lados y creando una resistencia pasiva que ayuda a soportar las cargas verticales que se aplican sobre el tubo.

Como resultado de muchos años de investigación ^{117, 118, 119, 120} se ha establecido que la magnitud de las cargas que actúan sobre un conducto es una función no solamente del peso del prisma de tierra que gravita sobre él, sino también de ciertas fuerzas cortantes verticales que se generan dentro del suelo. Estas fuerzas cortantes actúan a lo largo de planos entre el prisma central y los prismas de tierra adyacentes y son causadas por asentamientos diferenciales; pueden actuar hacia arriba o hacia abajo, según el movimiento relativo de los prismas, resultando que la carga sobre el conducto puede ser mayor que el peso del suelo sobre él.

Con el objeto de calcular las cargas que actúan sobre los conductos, éstos se clasifican en base a la forma como son instalados. De esta manera hay:

1. Conductos en zanja.
2. Conductos en proyección: positiva o negativa.
3. Conductos en zanja imperfecta.

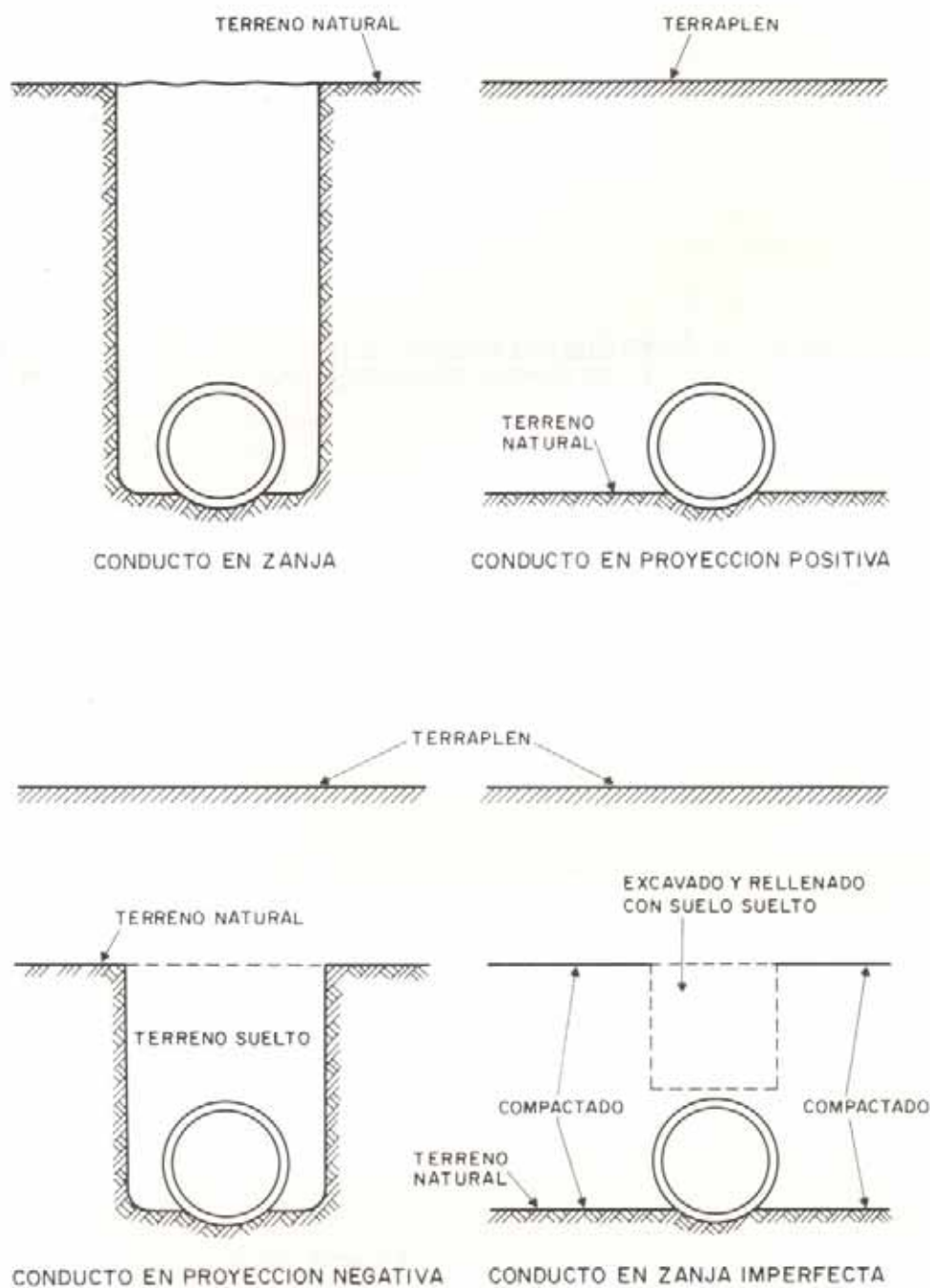


Fig. VII-128. Distintas formas de instalación de los conductos.

Estas distintas formas de instalación se ilustran en la figura anterior.

Los conductos en zanja son estructuras instaladas y completamente enterradas en zanjas estrechas, cuyos lados no han sufrido aparente desmoronamiento; ejemplos de esta clase son los conductos instalados como cloacas, drenes, líneas de transmisión de gas y agua, etc.

Los conductos en proyección positiva son estructuras instaladas en bases anchas que se conforman un poco al fondo del conducto, quedando el resto del mismo encima del lecho natural y siendo luego cubiertos con el terraplén;

las alcantarillas instaladas en las carreteras y vías férreas son ejemplos de esta clase.

Los conductos en proyección negativa son aquellos instalados en zanjas de poca profundidad, a un lado del cauce del agua, con la parte superior del conducto más baja que la superficie natural de la tierra, y después cubiertos con un terraplén más alto que la cota original del terreno. Este es un método conveniente de instalar alcantarillas de carreteras, ya que la carga producida por una cierta altura de relleno es menor que en el caso de proyección positiva.

Una transición o clase intermedia entre los conductos en proyección positiva y proyección negativa es la llamada conductos en proyección cero. Este es el caso cuando el conducto está instalado en una zanja estrecha, con su parte superior al mismo nivel del terreno natural.

Los conductos en zanja imperfecta son instalados primero como conductos en proyección positiva; luego son rodeados a cada lado por suelo bien compactado en una extensión aproximadamente igual a dos veces su diámetro,

y hasta cierta distancia hacia arriba. A continuación se abre una zanja en el suelo compactado, de ancho igual al diámetro exterior del tubo, directamente encima del tubo. Esta zanja es vuelta a rellenar con un suelo compresible, suelto, continuándose luego el relleno en forma normal. De este modo, se reduce la carga sobre el conducto de una manera considerable.

La siguiente tabla es un resumen de los factores que intervienen en el cálculo de la resistencia de los conductos.

TABLA VII-18. FACTORES QUE INTERVIENEN EN EL CALCULO DE LA RESISTENCIA DE LOS CONDUCTOS SUBTERRANEOS

Factores principales	Factores adicionales
<i>Cargas</i>	
1. Carga viva estática o en movimiento; peso. impacto, vibración.	Producida por equipos de construcción y tránsito normal; cargas pesadas prohibidas.
2. Carga muerta; peso de la cubierta de terraplén o relleno.	El efecto de la carga viva y muerta es mínimo bajo cubierta de 1,20 m para carreteras y de 3,35 m para ferrocarriles; suelos húmedos; superficies rugosas.
3. Presiones transversales y movimientos del suelo.	La distribución de la carga viva depende del espesor del pavimento, vía férrea u otras.
4. Acción de las heladas; hielo.	
<i>Material de relleno</i>	
1. Clase de suelo	Fricción interna, cohesión, capacidad de drenaje, cambios de volumen.
2. Grado de humedad.	Durante y después del relleno.
3. Modo de colocación.	Por camiones volcadores, traillas; en capas, espesor de las capas.
4. Método de apisonamiento.	Ninguno; a mano con equipo mecánico.
<i>Condiciones y métodos de instalación</i>	
1. Zanja.	
2. Proyección (positiva o negativa).	
3. Túnel, con gatos o por deslizamiento.	
<i>Conducto</i>	
1. Material flexible o rígido.	Uniformidad; método de inspección; inspección en fábrica.
2. Tamaño y calibre (espesor).	Resistencia pasiva o activa; resistencia a la tensión y compresión.
3. Juntas, bandas de acoplamiento, costuras.	Remachadas, empernadas, de cemento.
4. Forma.	Circular, elíptica, tubo abovedado, otras.
5. Apuntalamiento.	Alargamiento vertical en fábrica o en la obra. Tanto por ciento del diámetro. Piezas de compresión dura o suave. Ayuda de los puntales mientras se asienta el terraplén.
<i>Base o lecho</i>	
1. Resistencia del terreno.	Sustituido o reforzado por material granular, tabloncillos, colchón de ramas, silletas, pilotes.
2. Preparación de la base.	Impermissible, ordinaria, primera clase, silleta de concreto.
3. Asentamiento de la base.	Asentamiento debajo, o a lo largo del conducto. Socavaciones en los extremos, o debidas a juntas abiertas, o rajaduras en el conducto.

Según el «Manual de Drenaje y Productos de Construcción», Armco [®].

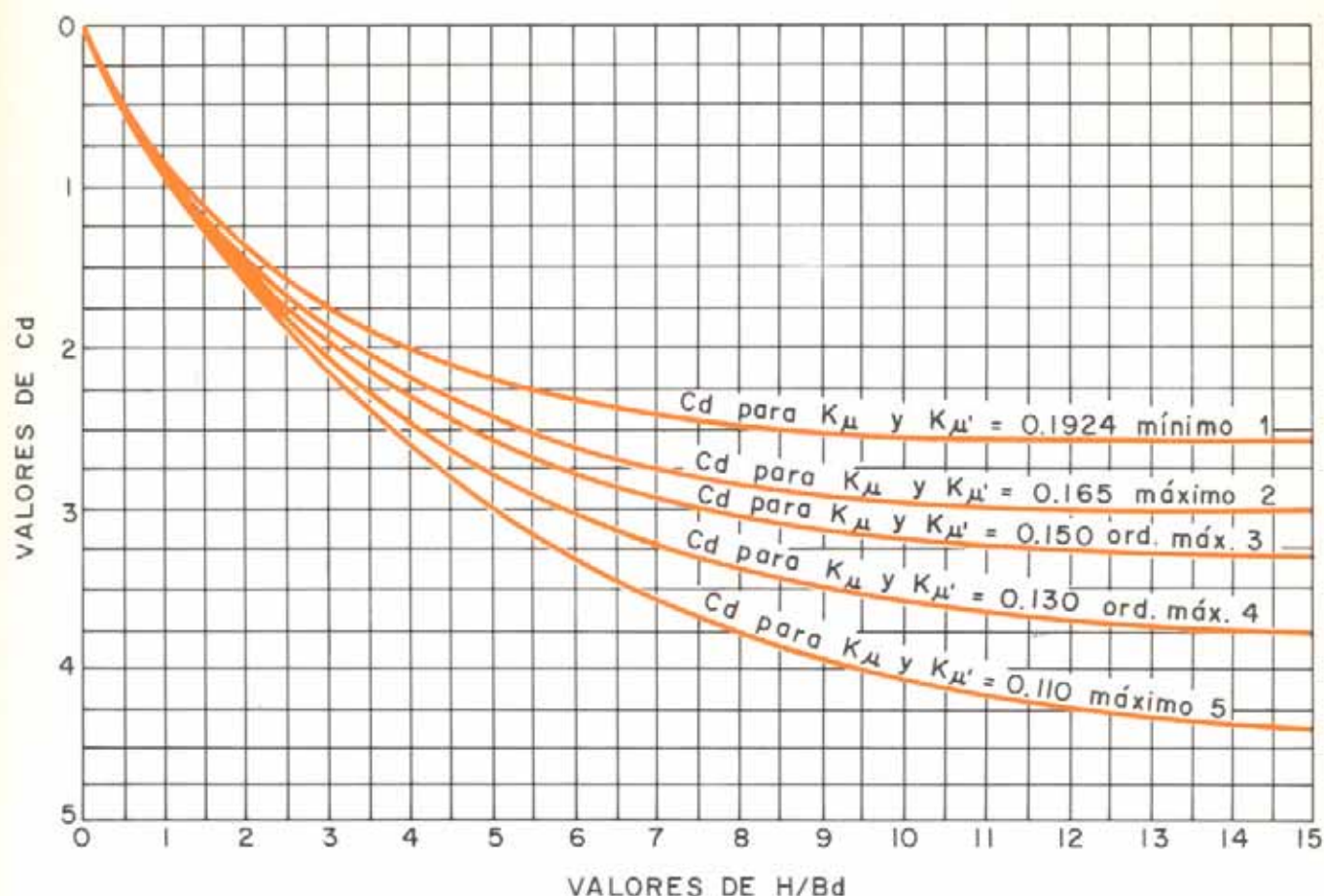


Fig. VII-129. Valores del coeficiente C_d para conductos en zanja.

7.4.4.5.2. Cálculo de las cargas que actúan sobre los conductos

Sobre los conductos subterráneos actúan cuatro tipos de cargas:

1. Cargas debidas al peso del relleno.
2. Cargas debidas al tráfico.
3. Empujes laterales del material de relleno.
4. Presiones hidrostáticas internas debidas al flujo de agua.

La teoría de los esfuerzos transmitidos a los conductos ha sido desarrollada, principalmente, a través de las investigaciones realizadas en la Estación de Ingeniería Experimental de la Universidad de Iowa ^{114 al 117}.

Las presiones transmitidas a las alcantarillas por los terraplenes obedecen a leyes difíciles de expresar matemáticamente.

Las variables que representan las características del suelo (ángulo de fricción interna, peso, homogeneidad, contenido de humedad, etc.) sólo pueden estimarse de una manera aproximada. Sin embargo, el proyectista debe tener en cuenta las distintas combinaciones de estos factores y su posible variación durante la vida de la estructura.

A continuación se presenta un resumen de las fórmulas que se usan para calcular las cargas debidas al peso del

terraplén sobre un conducto; en ellas se utiliza la siguiente notación:

W_c = Carga sobre el conducto, en kg/m.

w = Peso unitario del material de relleno, en kg/m³.

B_c = Diámetro externo del conducto, en metros.

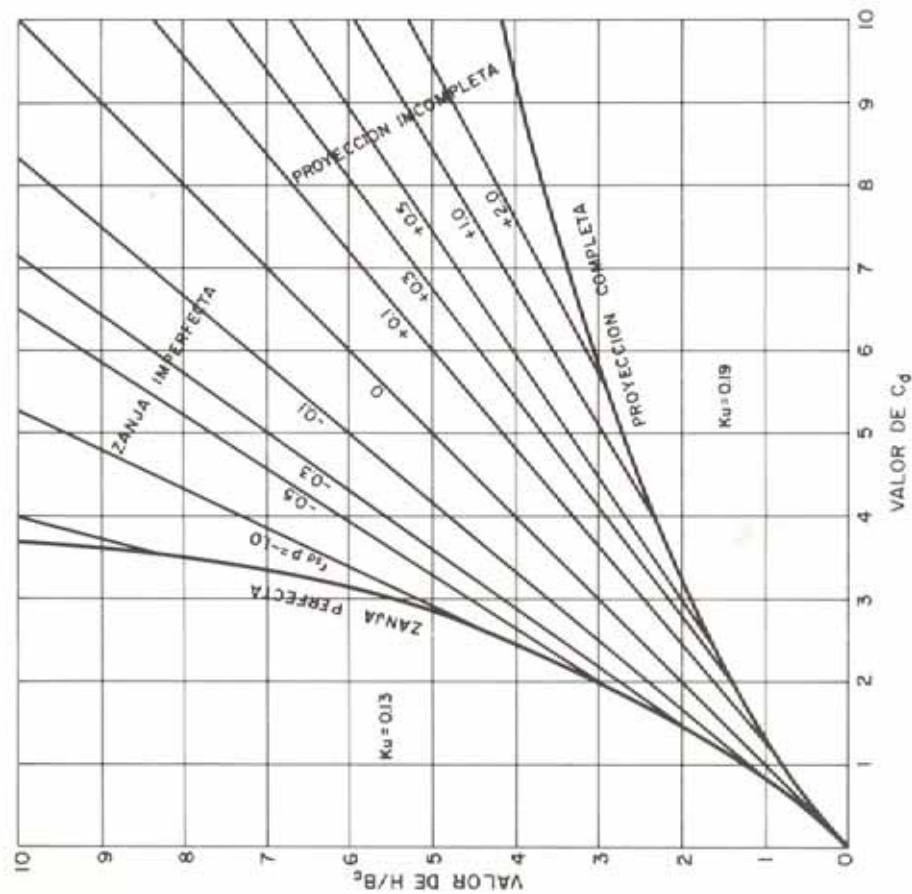
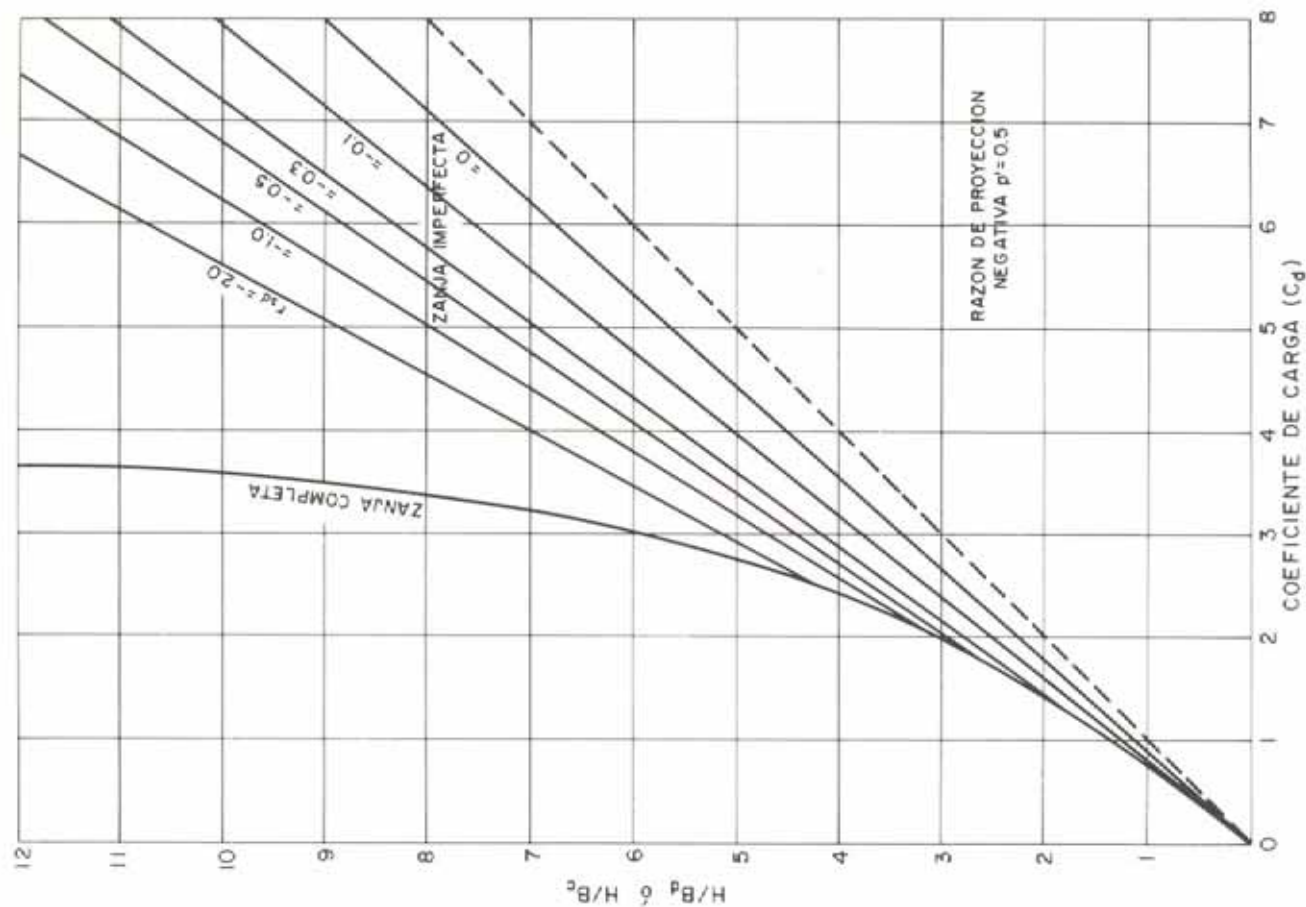
B_d = Ancho de la zanja sobre la parte superior del conducto, en metros.

C_d = Coeficiente de carga.

H = Altura del relleno sobre la corona del conducto, en metros.

TABLA VII-19. CARGAS SOBRE CONDUCTOS DEBIDAS AL PESO DEL TERRAPLEN

Condición del conducto	Carga	Valor del coeficiente de carga
Conductos en zanja (conductos rígidos)	$W_c = C_d w B_d^2$	ver Fig. VII-129
Conductos en zanja (conductos flexibles)	$W_c = C_d w B_d B_c$	Fig. VII-129
Conductos en proyección positiva	$W_c = C_d w B_c^2$	Fig. VII-130
Conductos en proyección negativa	$W_c = C_d w B_d^2$	Figs. VII-131 a VII-133
Conductos en zanja imperfecta	$W_c = C_d w B_c^2$	Figs. VII-131 a VII-133



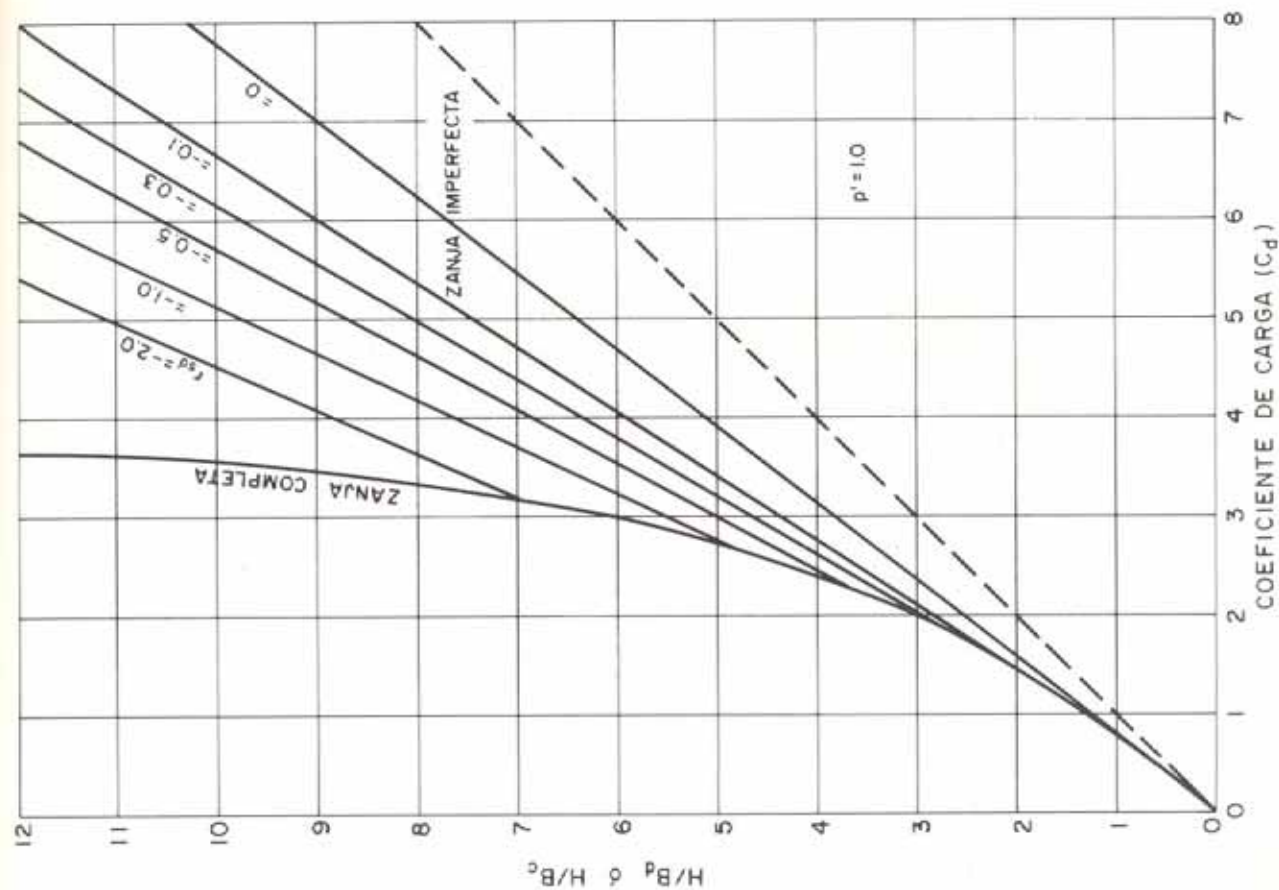


Fig. VII-132. Valores del coeficiente C_d para conductos en proyección negativa o en zanja imperfecta. Razón de proyección = 1,0.

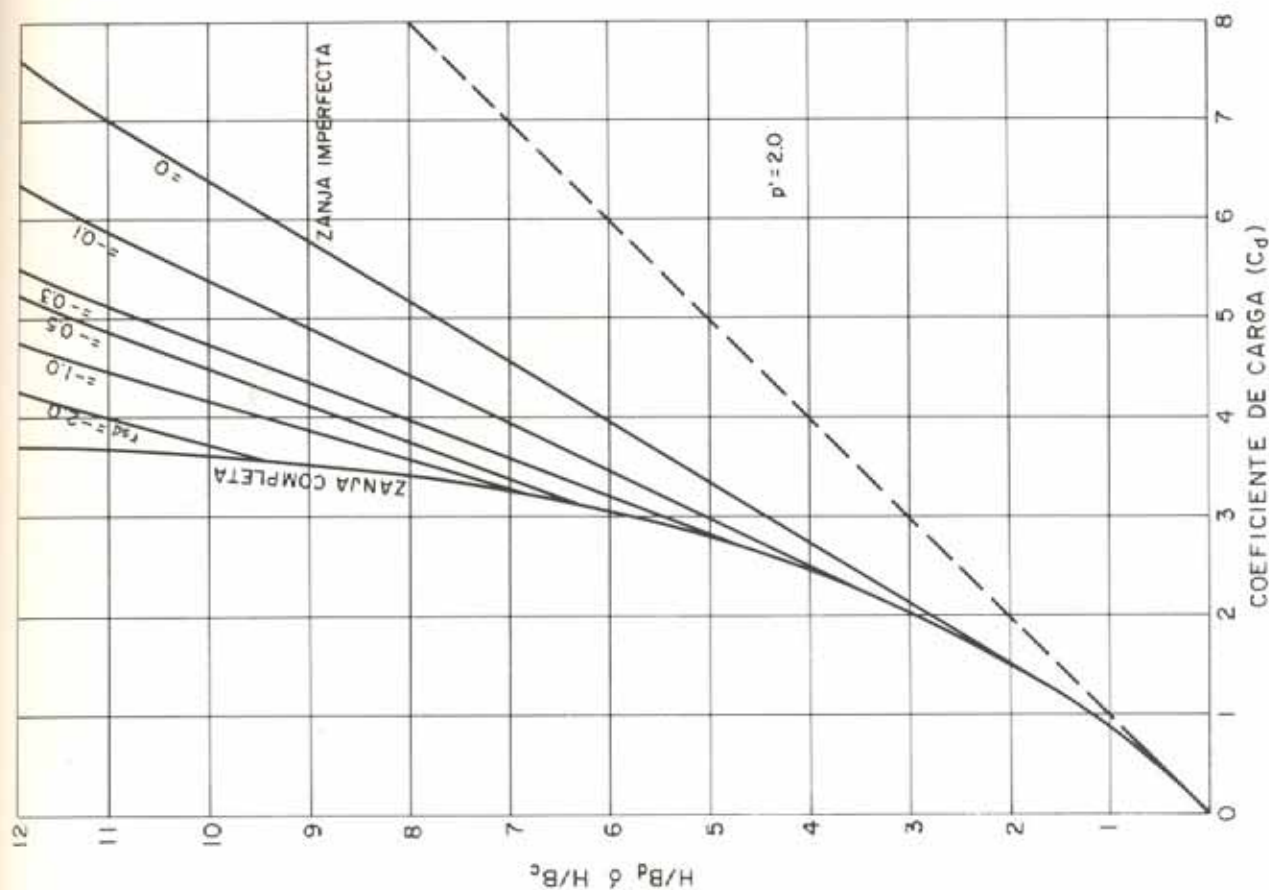


Fig. VII-133. Valores del coeficiente C_d para conductos en proyección negativa o en zanja imperfecta. Razón de proyección = 2,0.

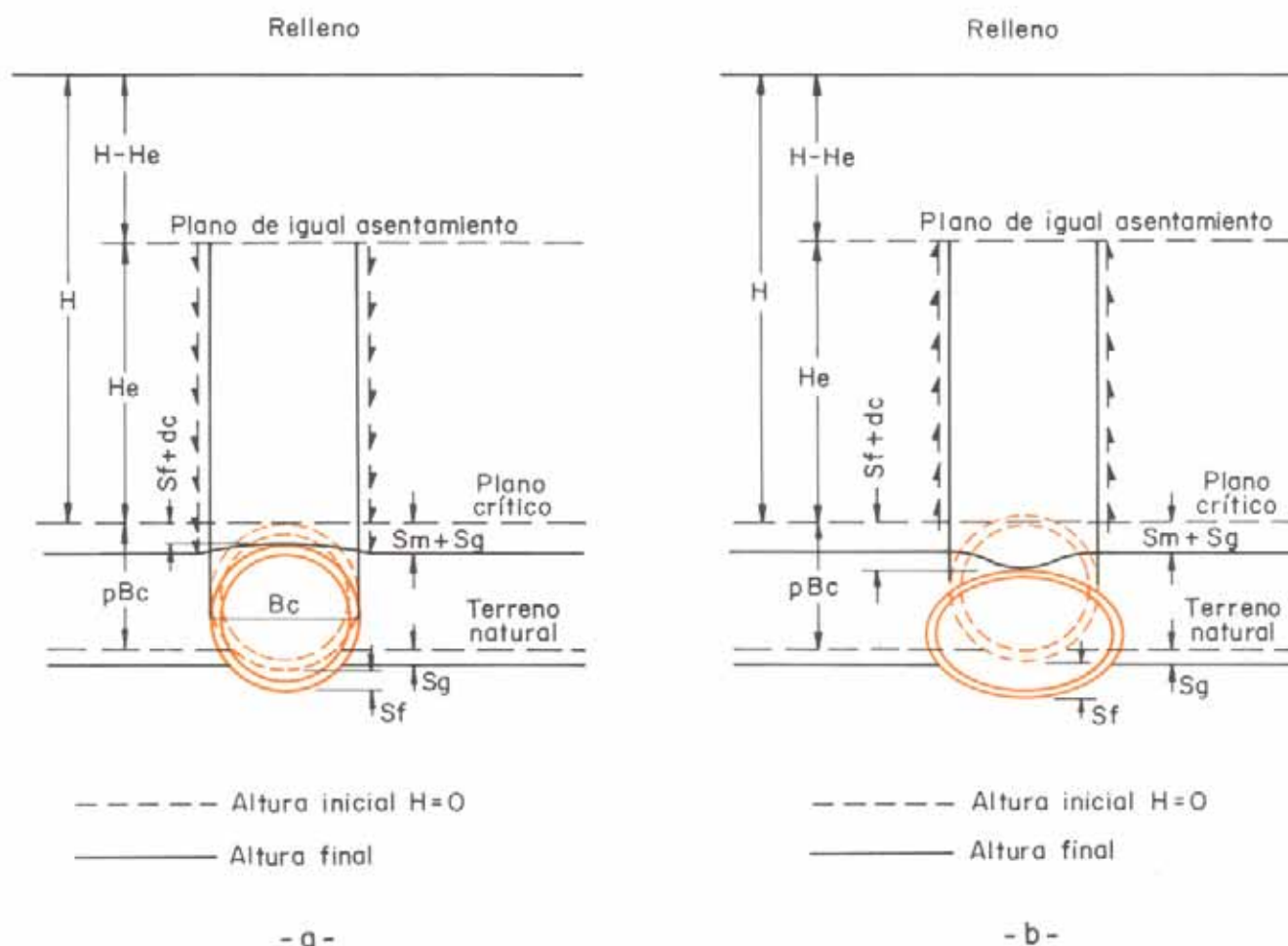


Fig. VII-134. Conductos en proyección positiva. a) Relación de asentamiento positiva, b) Relación de asentamiento negativa.

Cuando un conducto está instalado en proyección positiva, las fuerzas cortantes verticales desempeñan un papel muy importante en el desarrollo de la carga que se transmite. En este caso, se supone que se generan unos planos verticales a los lados del conducto, a lo largo de los cuales se produce un movimiento cuya magnitud y dirección depende de ciertos elementos del conducto y del suelo adyacente (véase Fig. VII-134). Estos movimientos se combinan en una relación abstracta, llamada *relación de asentamientos*, que se escribe

$$r_{sd} = \frac{(s_m + s_g) - (s_f + d_c)}{s_m}$$

donde

r_{sd} = Relación de asentamiento.

s_m = Deformación de la columna de terraplén entre el plano crítico y el terreno natural.

s_g = Asentamiento del terreno natural adyacente al conducto.

s_f = Asentamiento de la fundación del conducto.
 d_c = Acortamiento del diámetro vertical del conducto.

Como *plano crítico* se define un plano horizontal que pasa por la parte superior del conducto, cuando el relleno coincide con esa superficie. Según que este plano se asiente más o menos que la parte superior del conducto, la relación de asentamiento será positiva o negativa, respectivamente (Fig. VII-134).

Se define como *relación de proyección*, p , a la relación entre la distancia desde la superficie natural del terreno a la parte superior del conducto y su ancho, B_c .

En vez de calcular la relación de asentamiento, tal como se ha indicado, se ha encontrado más práctico considerarla como un factor empírico¹²¹, habiéndose determinado sus valores por observación directa del comportamiento de conductos en servicio. De esta manera se han obtenido los valores que se dan a continuación.

Condición	Relación de asentamiento
Conductos rígidos sobre fundación de roca o suelos incompresibles	+ 1,0
Conductos rígidos sobre fundación de suelo ordinario	+ 0,5 a + 0,8
Conductos rígidos sobre fundación de material que cede en relación al suelo natural adyacente	0 a + 0,5
Conductos flexibles con relleno lateral mal compactado	- 0,4 a 0
Conductos flexibles con relleno lateral bien compactado	- 0,2 a - 0,8

El desarrollo de la fórmula de carga para conductos en proyección negativa está basado en las condiciones indicadas en la figura VII-135 y los valores C_d han sido diagramados para una relación de proyección negativa, p' , de 0,5, 1,0 y 2,0. Para otros valores de p' se puede interpolar en los diagramas de las figuras VII-131, VII-132 y VII-133.

Cuando estos diagramas son utilizados para determinar C_d para conductos instalados en zanja imperfecta, la relación que se emplea es H/B_c y el valor p' es igual a la profundidad de la zanja imperfecta dividido entre B_c .

Además de estar sometidos a la carga del relleno, los conductos subterráneos están sujetos a las cargas del tráfico. Estas cargas son de importancia cuando los conductos están colocados muy superficialmente.

Experimentalmente se ha comprobado en los conductos en zanja y en proyección que la acción de una carga estática concentrada, tal como la ocasionada por la rueda de un camión, se transmite a través del suelo de acuerdo con la ley de Boussinesq. Cuando la carga es móvil hay, además, un

efecto de impacto. Como resultado de estos experimentos⁹⁴ se ha propuesto la siguiente expresión para calcular la carga promedio que actúa sobre un conducto, w_t debido a una carga móvil

$$w_t = C_t \frac{P \cdot I_c}{L}$$

donde

L = Longitud de la sección del conducto, en metros

I_c = Factor de impacto.

C_t = Coeficiente de carga.

P = Carga de rueda concentrada sobre el relleno, en kilogramos.

7.4.4.5.3. Capacidad de carga de los conductos rígidos

La capacidad de un conducto rígido para soportar cargas depende de su forma, clase y calidad de los materiales empleados en su fabricación.

Las estructuras de concreto armado que se fabrican en sitio, tales como los cajones y las bóvedas, se diseñan de acuerdo con los procedimientos estructurales del caso.

Los conductos redondos prefabricados no pueden ser analizados de esta manera y, puesto que son estructuras relativamente pequeñas, es más fácil obtener su capacidad de carga mediante ensayos de laboratorio.

Dos tipos de ensayos son recomendados por la ASTM:

1. El ensayo sobre tres apoyos.
2. El ensayo sobre arena.

La relación de la resistencia de un conducto instalado bajo cualquier condición de carga a su resistencia durante el ensayo sobre tres apoyos se denomina *factor de carga*.

El factor de carga acostumbra afectarse de un coeficiente de seguridad, quedando entonces la capacidad de carga del conducto expresada de la siguiente forma:

$$\frac{\text{resistencia en el ensayo} \times \text{factor de carga}}{\text{factor de seguridad}}$$

Para los distintos tipos de tubos, el factor de seguridad es:

Tipo de tubo	Factor de seguridad
Tubos no reforzados	1,2 - 1,5
Tubos de concreto armado	1,0
(para no desarrollar grietas mayores de 0,01 pulgadas)	

El factor de carga depende principalmente del tipo de base sobre la que se asiente el conducto. Por ello, para los distintos tipos de asiento, se han fijado valores del factor de carga.

Para los conductos instalados en zanja, los valores del factor de carga son los indicados en la figura VII-136.

Cuando los conductos son instalados en condición proyectante, el material de relleno ejerce un cierto empuje activo contra las paredes del conducto. Este empuje contribuye a aumentar la capacidad de carga del conducto.

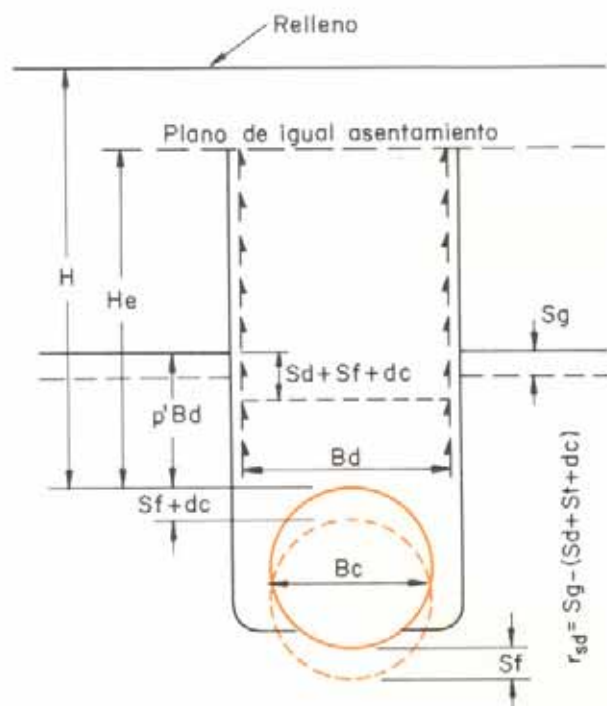


Fig. VII-135. Conducto en proyección negativa.

En este caso, para calcular el factor de carga, se emplea la expresión

$$L_f = \frac{1,431}{N - xq}$$

donde

L_f = Factor de carga.

N = Un parámetro, función de la distribución de la carga vertical y de la reacción del suelo.

x = Un parámetro, función del área lateral del tubo sobre la que actúa el empuje.

q = Relación entre el empuje lateral total y la carga vertical total.

Los valores de q se determinan con la expresión

$$q = \frac{mK}{C_d} \left(\frac{H}{B_c} + \frac{m}{2} \right)$$

donde

K = Relación entre el empuje lateral y la carga vertical, unitarios,

m = Fracción de B sobre la que actúa el empuje lateral.

Cuando la condición de carga y reacción es tal que el máximo momento de flexión está en la parte superior del tubo en vez de en el fondo, lo cual es usual cuando se

emplea el asiento de concreto, los valores de N y x en la fórmula del factor de carga deben ser sustituidos por N' y x' .

A continuación se tabulan los valores de los parámetros:

TABLA VII-20. VALORES DE x Y x' EN LA FORMULA DEL FACTOR DE CARGA

Relación m	Valor de x	Valor de x'
0	0	0,150
0,3	0,217	0,743
0,5	0,423	0,856
0,7	0,594	0,811
0,9	0,655	0,678
1,0	0,638	0,638

TABLA VII-21. VALORES DE N Y N' EN LA FORMULA DEL FACTOR DE CARGA

Tipo de asiento	Valor de N	Valor de N'
Clase A concreto		0,505
Clase B primera clase	0,707	
Clase C ordinario	0,840	
Clase D Impermisible	1,310	

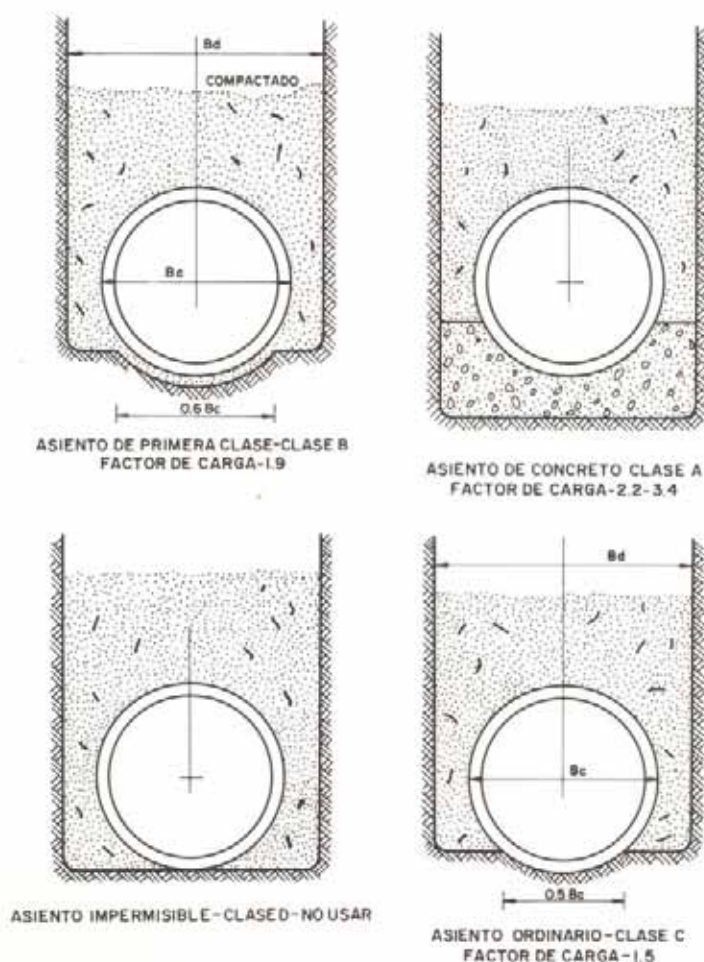


Fig. VII-136. Conductos en zanja. Factores de carga.

7.4.4.5.4. Capacidad de carga de los conductos flexibles

Un conducto flexible de metal bajo carga reacciona de modo diferente a un conducto rígido. Sólo parte de su resistencia inherente resiste las cargas exteriores y, además, al flexionarse bajo la carga, se ensancha en sus costados, comprimiendo el suelo y desarrollando una resistencia pasiva que ayuda a soportar las cargas verticales.

Con el fin de desarrollar una teoría para el diseño, Spangler^{116,121} efectuó extensas investigaciones sobre el comportamiento de tubos flexibles bajo terraplenes y en el laboratorio. De esta manera, comprobó que los conductos flexibles fallan por deflexión excesiva y no por ruptura de sus paredes; es, por consiguiente, necesario investigar las deflexiones de estos conductos y establecer límites permisibles que no deben sobrepasarse después de instalados.

Una fórmula para estimar la deflexión es

$$\Delta x = D_1 \frac{K W_c r^3}{EI + 0,061 E' r^3}$$

donde

Δx = Deflexión del conducto, en metros.

K = Un parámetro, función del ángulo de apoyo.

W_c = Carga vertical en el tubo, en kg/m.

r = Radio medio del tubo, en metros.

E = Módulo de elasticidad del metal, en kg/m².

I = Momento de inercia de la sección transversal.

$E' = er$ = Módulo de reacción del suelo, en kg/m².

e = Módulo de resistencia pasiva del suelo a los lados del conducto, kg/m²/m.

D_1 = Factor de deflexión.

El diseño de la resistencia de los conductores flexibles no sigue un método analítico. Las investigaciones realizadas hasta la fecha no han permitido compilar suficientes datos para desarrollar un método de diseño racional.

En vez de ello, se utilizan fórmulas empíricas, deducidas de la observación y medición de miles de estructuras en servicio¹²².

La resistencia de las estructuras corrugadas de metal se establece, generalmente, con especificaciones de fabricación y de diseño, tales como las descritas en las Especificaciones de la AASHO para puentes en carreteras¹²³ o en la Referencia 85.

Las especificaciones de diseño indican un calibre comercial (espesor de la plancha metálica) para diferentes rellenos y tipos de carga. Al seleccionar el calibre de un tubo hay que considerar, además del peso del relleno y la carga viva, otros factores, entre ellos la posibilidad de dar al tubo una forma elíptica antes de que el terraplén se asiente.

Se han ideado tres métodos para aumentar la resistencia de los tubos flexibles: la forma elíptica, el apuntalamiento en fábrica y el apuntalamiento en obra.

Colocando puntales dentro del tubo y alargando el diámetro vertical se consigue retardar y reducir la flexión vertical producida por el incremento de altura del terraplén. El asentamiento del terraplén contra los costados del tubo, antes de que se retiren los puntales, es un medio positivo de aumentar la resistencia del conducto para soportar las cargas.

Los fabricantes de alcantarillas metálicas han establecido tablas que dan el calibre del conducto requerido para alturas determinadas de terraplén sobre la corona del conducto y para cargas vivas permitidas⁹⁵.

Las cargas vivas varían considerablemente, pueden ser mayores durante la construcción que durante el servicio de la obra. Por esta razón, se debe evitar el tránsito de los equipos de construcción directamente sobre las estructuras hasta que no hayan sido cubiertas por un terraplén apisonado, cuya altura mínima de protección sea la que se indica en la figura que sigue.

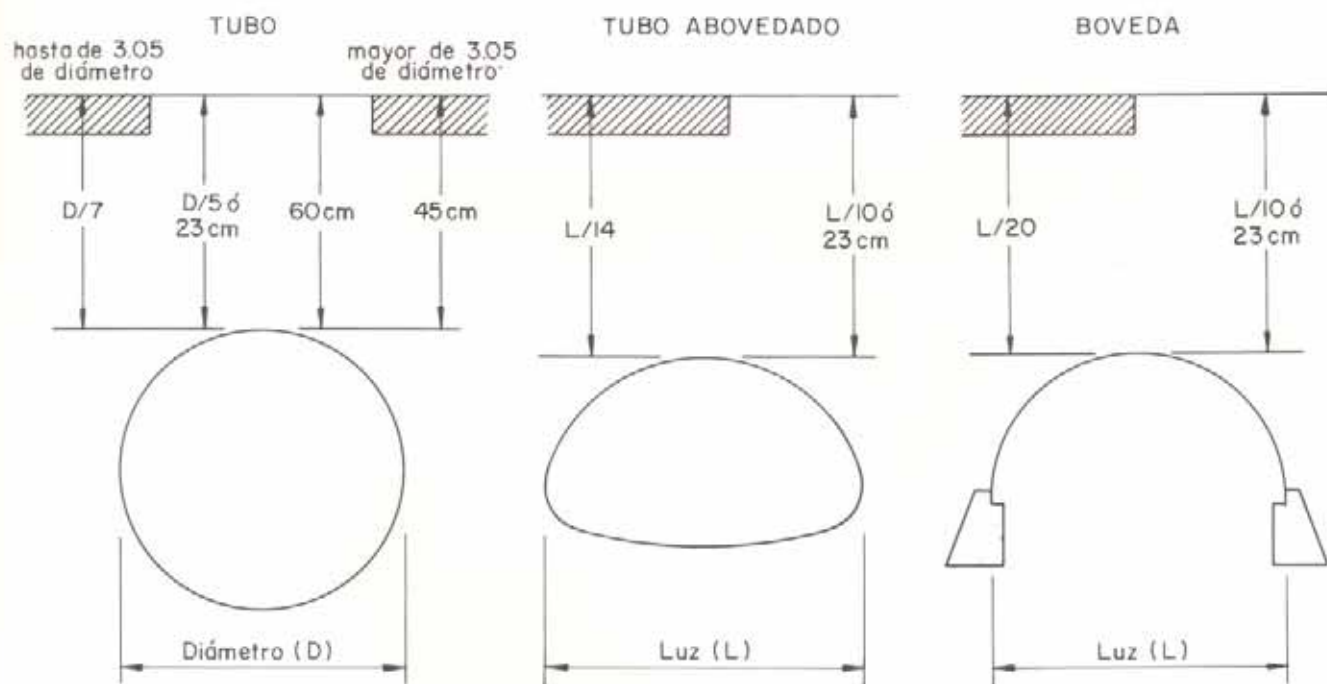


Fig. VII-137. Altura mínima de cubierta para estructuras corrugadas de metal, según Armo⁹⁵.

Las cargas vivas se designan con una H seguida de un número que indica el peso bruto, en toneladas de 2.000 libras, de un camión normal. Las cargas normales de diseño son H-20, H-15 y H-10, y están basadas en cargas de camiones normales que son equivalentes a camiones con sus remolques, de acuerdo con especificaciones de la AASHO.

A continuación se reproducen las tablas de calibres para tubos de metal corrugado, abovedados y multiplate, apuntalados y sin apuntalar, para carga viva H-20 y distintas alturas de terraplenes.

Para otras condiciones, se recomienda consultar la Referencia 95.

TABLA VII-22. CALIBRES PARA TUBOS CORRUGADOS (sin apuntalar) remachados y encajables, carga viva H-20

Diámetro (en cm)	Área m ²	Altura de cubierta del relleno (en m)												
		0,30- 3,34	3,35- 4,89	4,90- 6,39	6,40- 7,89	7,90- 9,44	9,45- 10,94	10,95- 12,49	12,50- 13,99	14,00- 15,54	15,55- 18,59	18,60- 21,64	21,65- 24,69	24,70- 30,50
38	0,114	16	16	16	16	16	16	16	16	16	14	14	12	12
46	0,164	16	16	16	16	16	16	16	14	14	14	12	12	12
53	0,223	16	16	16	16	16	16	14	14	14	12	12	12	10
61	0,292	16	16	14	14	14	14	14	14	12	12	12	10	10
76	0,456	14	14	14	14	14	12	12	12	10	10	10	8	8
91	0,658	14	14	12	12	12	10	10	10	8	8	8	8	8
107	0,892	12	12	12	12	10	10	8	8	8	8	8	8	8
122	1,171	12	12	12	10	8	8							
137	1,477	12	12	10	8	8								
152	1,821	10	10	8	8									
168	2,211	10	10	8										
183	2,629	10	8											

TABLA VII-23. CALIBRES PARA TUBOS CORRUGADOS (Apuntalados) remachados y encajables, carga viva H-20

Diámetro (en cm)	Area m²	Altura de cubierta del relleno (en m)										
		0,30- 6,39	6,40- 7,89	7,90- 9,44	9,45- 10,94	10,95- 12,49	12,50- 13,99	14,00- 15,54	15,55- 18,59	18,60- 21,64	21,65- 24,69	24,70- 30,50
122	1,171		12	10	10	10	10	10	10	10	8	8
137	1,477	12	10	10	10	10	10	10	8	8	8	8
152	1,821	10	10	10	10	10	10	8	8	8	8	
168	2,211	10	10	10	10	8	8	8	8	8		
183	2,629	10	10	8	8	8	8	8	8			
198	3,084	8	8									
213	3,577	8										

TABLA VII-24. CALIBRE PARA TUBOS ABOVEDADOS CORRUGADOS, carga viva H-20

Diámetro del tubo de periferia igual	Tamaño (en cm)		Altura de la cubierta del relleno (en m)				
	Luz	Flecha	0,30-0,59	0,60-1,49	1,50-2,99	3,00-4,89	4,90-6,10
38	46	28	16	16	16	16	16
46	56	33	16	16	16	16	16
53	64	41	16	16	16	16	16
61	74	46	14	14	14	14	14
76	91	56	14	14	14	14	14
91	109	69	12	12	12	12	12
107	127	79	12	12	12	12	10
122	147	91	10	12	12	10	10
137	165	102	10	12	12	10	8
152	183	112	8	10	10	8	—

TABLA VII-25. CALIBRE DE LOS TUBOS MULTIPLATE (sin apuntalar), carga viva H-20

Diámetro (en m)	Altura de la cubierta del relleno (en m)															
	0,30- 1,84	1,85- 3,34	3,35- 4,89	4,90- 6,39	6,40- 7,89	7,90- 9,44	9,45- 10,94	10,95- 12,49	12,50- 13,99	14,00- 15,54	15,55- 17,04	17,05- 18,59	18,60- 21,64	21,65- 24,69	24,70- 27,74	27,75- 30,50
1,52	12	12	12	12	12	10	10	10	10	10	8	8	8	7	5	5
1,68	12	12	12	12	10	10	10	10	8	8	8	8	8	7	5	3
1,83	12	12	12	10	10	10	10	8	8	8	8	7	7	5	3	1
1,98	12	12	12	10	10	10	8	8	8	7	7	5	5	3	1	
2,13	10	12	10	10	10	8	8	8	8	8	7	7	5	3	1	
2,29	10	12	10	10	8	8	8	7	7	7	5	5	3	1	—	
2,44	10	12	10	10	8	8	8	7	7	5	5	5	3	1		
2,59	10	10	10	8	8	8	7	7	5	5	5	5	1	—		
2,74	10	10	10	8	8	7	7	5	5	5	5	3	1			
2,90	10	10	10	8	8	7	5	5	5	3	3	3	1			
3,05	8	10	8	8	7	5	5	5	3	3	3	1	—			
3,20	8	10	8	7	7	5	5	3	3	3	1	1				
3,35	8	10	8	7	5	5	5	3	3	3	1	1				
3,51	8	10	8	7	5	5	3	3	3	1	1	—				
3,66	8	8	8	7	5	5	3	3	1	1	—					
3,81	7	8	7	5	5	3	3	1	1	1						
3,96	7	8	7	5	5	3	3	1	1	—						
4,11	7	8	7	5	3	3	1	1	1							
4,27	5	8	5	5	3	1	1	—	—							
4,42	5	7	5	3	3	1	1									
4,57	5	7	5	3	3	1	—									

TABLA VII-26. CALIBRE DE LOS TUBOS MULTIPLATE (apuntalados), carga viva H-20

Diámetro (en m)	Altura de la cubierta del relleno (en m)																Altura Máxima (en m)
	0,30- 1,84	1,85- 3,34	3,35- 4,89	4,90- 6,39	6,40- 7,89	7,90- 9,44	9,45- 10,94	10,95- 12,49	12,50- 13,99	14,00- 15,54	15,55- 17,04	17,05- 18,59	18,60- 21,64	21,65- 24,69	24,70- 27,74	27,75- 30,50	
1,52	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	10	10	8	7	5	5	61
1,68	12	12	12	12	12	12	12	12	12	10	10	8	8	7	5	3	55
1,83	12	12	12	12	12	12	12	12	10	10	8	8	7	5	3	1	50
1,98	12	12	12	12	12	12	12	10	10	8	8	8	5	3	1	—	46
2,13	12	12	12	12	12	12	12	10	10	8	8	7	5	3	1		43
2,29	12	12	12	12	12	12	10	10	8	8	7	5	3	1	—		40
2,44	12	12	12	12	12	10	10	10	8	7	7	5	3	1			38
2,59	12	12	12	12	10	10	10	8	8	7	5	5	1	—			35
2,74	12	12	12	10	10	10	10	8	7	5	5	3	1				34
2,90	10	12	10	10	10	10	8	8	7	5	5	3	1				32
3,05	10	12	10	10	10	10	8	7	5	5	3	1	—				30
3,20	10	12	10	10	10	10	8	7	5	3	3	1					29
3,35	10	10	10	10	10	8	8	7	5	3	1	1					27
3,51	10	10	10	10	10	8	7	5	3	3	1	—					26
3,66	10	10	10	10	8	8	7	5	3	1	1						24
3,81	10	10	10	8	8	8	7	5	3	1	—						24
3,96	10	10	10	8	8	8	5	3	1	1	—						23
4,11	10	10	10	8	8	7	5	3	1	—							21
4,27	10	10	10	8	8	7	5	3	1								21
4,42	8	10	8	8	8	7	5	3	1								20
4,57	8	10	8	8	8	5	3	1	—								20

Las alturas de cubierta pueden aumentarse hasta la indicada en la última columna, para cada diámetro correspondiente, usando sólo planchas de calibre 1 y con 6 pernos por cada 30,5 cm de costura longitudinal.

7.4.4.6. Diseño económico de las alcantarillas

Como se ha visto, una alcantarilla reduce el cauce de la corriente de agua, ocasionando su represamiento a la entrada y el aumento de la velocidad dentro del conducto y a su salida.

Bajo ciertas circunstancias, el nivel de las aguas a la entrada de la alcantarilla puede tener extraordinaria importancia, ya que puede producirse la inundación de propiedades valiosas o la interrupción del tráfico y serios daños a la carretera; en otras ocasiones, las condiciones del lugar pueden imponer el control en la operación de la alcantarilla por la profundidad del flujo permitida en el canal de salida y, a veces, velocidades elevadas a través del conducto pueden originar problemas de erosión aguas abajo.

Como consecuencia de lo expuesto, el diseño de las al-

- Los efectos y daños que puede ocasionar una inundación estimada.
- El costo de la estructura y el tipo de interés utilizado para su amortización, así como los años de vida asignados.

La importancia relativa de estos factores varía de acuerdo a las condiciones particulares del lugar; así, por ejemplo, los daños ocasionados por la elevación del agua represada a la entrada del conducto dependen de la presencia e importancia de las propiedades vecinas susceptibles de perjuicio.

Típicamente, el costo anual promedio de la inversión aumentará casi linealmente con la magnitud del caudal de diseño que se utilice, tal como se indica en la siguiente figura.



Fig. VII-138. Representación de las funciones de inversión y daños para el análisis económico de una alcantarilla.

cantarillas no es sólo un problema hidráulico ni estructural; es también un problema económico, donde los costos de la estructura para diversas elevaciones del agua, a la entrada o a la salida, deben balancearse contra los costos estimados de los posibles daños a la carretera y a las zonas adyacentes ^{124 al 127}.

A este efecto, los estudios de ingeniería económica son útiles para determinar los costos de soluciones alternas de drenaje a corto y a largo plazo. Estos estudios tienen por finalidad determinar el tamaño óptimo y el tipo de estructura que minimizará la suma del costo anual promedio de la inversión, el mantenimiento y las pérdidas que pudieran ocasionar las inundaciones, incluyendo en éstas tanto los daños a la carretera y a las propiedades adyacentes como los perjuicios al tránsito.

De una manera general, los factores que inciden con mayor efecto en el diseño económico de las alcantarillas son:

- La relación permisible de HE/D utilizada para el diseño hidráulico.
- La altura del terraplén.
- El área disponible para el represamiento de agua, a la entrada de la alcantarilla.

Por otra parte, los costos por inundación serán muy grandes para las estructuras que se puedan ver sobrecargadas muy frecuentemente, y disminuirán para aquellas que raramente lo sean.

Representando gráficamente las funciones de inversión y de costos, se puede obtener la curva suma de todos los costos y en ella señalar el valor óptimo de diseño ¹²⁸.

Al presente, los métodos de cálculo económico sólo se aplican a estructuras grandes y costosas, por lo complejo del procedimiento ^{129 al 131}.

El siguiente ejemplo, preparado por Winfrey ¹³⁰, ilustra la manera de realizar un análisis económico.

Datos para el análisis:

Alcantarilla circular con cabezal y aletas, de 21 m de largo, bajo un camino rural pavimentado.

Tráfico diario promedio	2.500 veh/día
Factor de crecimiento	60 veh/día/año
Velocidad de circulación	90 km/h
Tasa para la recuperación del capital	8 %
Período de diseño	40 años
Valor de recuperación al final del periodo	0

Costos de los daños estimados, costos de la carretera y costos de los usuarios, para ocurrencia de caudales iguales o superiores al caudal de diseño

Intervalo de recurrencia	Probabilidad de ocurrencia	Máximo gasto m ³ /seg	Diámetro pulgadas	Costo total de los daños y gastos extras para cada recurrencia de la descarga de diseño y mayor, para intervalos de recurrencia de:							
				2,5	5	10	20	40	80	160	Máx.
2,5	0,40	3,00	45	50	206	352	484	600	698	850	7.000
5	0,20	3,65	48		66	222	368	500	616	794	6.920
10	0,10	4,25	51			80	236	382	514	728	6.730
20	0,05	4,75	54				94	250	396	644	6.410
40	0,025	5,30	57					108	264	542	6.000
80	0,0125	5,85	60						120	422	5.430
160	0,00625	6,50	66							140	4.250

Solución

La solución se obtiene al calcular el costo anual uniforme equivalente (o el valor presente del costo) de la alcantarilla y de los daños para los distintos tamaños de diseño. Los tamaños se seleccionarán de forma que el tamaño más económico se encuentre entre el menor y el mayor diámetro elegido. El tamaño más económico será el que tenga el costo anual equivalente más bajo, es decir, el menor valor presente.

La tabla que figura al pie de esta página da los resultados de los cálculos. Al hacer los cálculos, se sugiere representar gráficamente las siguientes relaciones:

- Estimación de daños para cada diámetro y costo total de los daños que se dan en la tabla.
- Costo total de los daños y probabilidades de ocurrencia.

La amortización del capital fue calculada con la expresión

$$CAC = VP \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1}$$

donde

CAC = Cuota amortización del capital.

VP = Valor presente de la deuda.

i = Tasa de interés anual.

n = Número de años para amortizar el capital.

y el costo uniforme anual equivalente de los daños se cal-

culó de los datos del problema y sus probabilidades, como el área bajo la curva representada con el costo de los daños como ordenada y la probabilidad de ocurrencia como abscisa. Así, por ejemplo, para el diámetro de 54" para un intervalo de recurrencia de 20 años, se obtuvo:

$$1/2 (6410 + 644) (0,00625 - 0) = 22,04$$

$$1/2 (644 + 396) (0,0125 - 0,00625) = 3,25$$

$$1/2 (396 + 250) (0,025 - 0,0125) = 4,04$$

$$1/2 (250 + 94) (0,050 - 0,025) = 4,30$$

$$\text{Total} \dots\dots\dots 33,63 \approx 34$$

Como solución del problema se obtiene que la alcantarilla de 51" tiene el costo anual equivalente más bajo.

7.4.5. CALCULO HIDRAULICO DE PUENTES

En un proyecto integral de una carretera, tan importante como el drenaje de las obras menores es el dimensionamiento y estudio de los efectos que los puentes y pontones pueden ocasionar a la carretera y sus zonas aledañas.

La determinación hidráulica de las dimensiones de este tipo de obras requiere la atención de un profesional especializado en cálculos hidráulicos.

Las Referencias 132 al 136 son excelentes guía para resolver los problemas conexos con este aspecto de un estudio vial.

Diámetro pulgadas	Costo total de la construcción \$	Amortización del capital al 8 %, 40 años, \$	Costo uniforme anual equivalente de mantenimiento, \$	Costo uniforme anual equivalente de los daños, \$	Costo uniforme anual equivalente total, \$
45	2.430	204	20	125	349
48	2.680	225	18	76	319
51	2.930	246	16	48	310
54	3.195	268	14	34	316
57	3.470	291	12	25	328
60	3.765	316	10	20	346
66	4.440	372	10	14	396

BIBLIOGRAFIA

- ¹ CHOW, V. T. Ed. *Handbook of Applied Hydrology*. Mc Graw-Hill Book Company, New York, 1964.
- ² HJELMFELT, A. T. y J. J. CASSIDY. *Hydrology for Engineers and Planners*. The Iowa State University Press. Ames., 1975.
- ³ WISTER, C. O. y E. F. BRATER. *Hydrology*. John Wiley and Sons, Inc., New York, 1959.
- ⁴ LINSLEY, R. K., M. A. KOHLER y J. L. H. PAULUS. *Hidrología para Ingenieros*. Mc Graw-Hill Book Company, Madrid, 1967.
- ⁵ GUILARTE, R. J. *Hidrología para Ingenieros*. Sociedad Venezolana de Ingeniería Hidráulica. Caracas, 1973.
- ⁶ JIMÉNEZ, F. *Simulación y la Hidrología*. Ministerio de Obras Públicas. Dirección de Obras Hidráulicas. Caracas.
- ⁷ DOWDY, D. R. y T. O'DONNELL. *Mathematical Models of Catchment Behavior*. ASCE Journal of the Hydraulics Division, vol. 91, Hy 4, 1965.
- ⁸ ROHL, E. *Climatología de Venezuela*. Boletín de la Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales, tomo IX, núm. 27, Caracas.
- ⁹ GONZÁLEZ, E. *Datos detallados de Climatología de Venezuela*. Ministerio de Sanidad. División de Malariología. Caracas, 1948.
- ¹⁰ AGUILERA, J. A. *Distribución estacional y espacial de la pluviosidad en Venezuela*. Dirección de Cartografía Nacional, M. O. P., Caracas, 1970.
- ¹¹ CHOW, V. T. *Frequency Analysis of Hydrologic Data with Special Application to Rainfall Intensities*. University of Illinois, Engineering Experiment Station, Bulletin, núm. 414, Urbana, Ill., 1953.
- ¹² GUMBEL, J. E. *Statistical Theory of Extreme Values and Some Practical Applications*. National Bureau of Standards (U.S.), Appl. Math. Series, núm. 33, 1954.
- ¹³ YARNELL, D. L. *Rainfall Intensity-Frequency Data*. U. S. Dept. of Agriculture. Miscellaneous Publication núm. 204, Washington, 1935.
- ¹⁴ *Atlas de Profundidad-Duración-Frecuencia de Lluvias en Venezuela*. Ministerio de Obras Públicas, Caracas, 1963.
- ¹⁵ FONSECA VISO, H. *Manual de Drenaje*. Ministerio de Obras Públicas. División de Estudios y Proyectos, Caracas, 1967.
- ¹⁶ CHOW, V. T. *Hydrologic Determination of Waterway Areas for the Design of Drainage Structures in Small Drainage Basins*. University of Illinois, Engineering Experiment Station, Bulletin, núm. 472, 1962.
- ¹⁷ IZZARD, C. F. *Peak Discharge for Highway Drainage Design*. Transactions, American Society of Civil Engineering, vol. 119, New York, 1954.
- ¹⁸ DALRYMPLES, T. *Use of Stream-Flow Records*. Proceedings, Highway Research Board, vol. 26, Washington, D. C., 1946.
- ¹⁹ JAROCKY, W. *Hydrologic and Hydraulic Computations of Culverts and Small Bridges*. U. S. Department of Commerce, Washington, D. C., 1963.
- ²⁰ CHOW, V. T. *Hydrologic Determination of Waterway Areas for Design of Drainage Structures in Small Drainage Basins*. University of Illinois, Engineering Experiment Station, 1962.
- ²¹ KUICHLING, E. *The Relation Between the Rainfall and the Discharge of Sewers in Populous Districts*. Transactions, American Society of Civil Engineers, vol. 20, New York, 1889.
- ²² KRIMGOLD, D. B. *On the Hydrologic of Culverts*. Proceedings, Highway Research Board, vol. 26, Washington, 1946.
- ²³ American Society of Civil Engineers. *Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers*. New York, 1969.
- ²⁴ KERBY, W. S. *Time of Concentration for Overland Flow*. Civil Engineering, marzo, 1959.
- ²⁵ KIRPICH, P. Z. *Time Concentration of Small Agricultural Watersheds*. Civil Engineering, vol. 10, núm. 6, June, 1940.
- ²⁶ SHERMAN, L. K. *Streamflow from Rainfall by the Unit-graph Method*. Engineering News-Record, vol. 108, 1932.
- ²⁷ SNYDER, F. M. *Unit Graphs*. Transactions American Geophysical Union, vol. 19, 1938.
- ²⁸ EDSON, C. G. *Parameters for Relating Unit Hydrographs to Watershed Characteristics*. Transactions American Geophysical Union, vol. 32, 1951.
- ²⁹ Ministerio de Obras Públicas. *Hidrogramas Unitarios de Ríos en Venezuela*.
- ³⁰ CLARK, C. O. *Storage and the Unit Hydrograph*. Transactions ASCE, vol. 110, 1945.
- ³¹ VENNARD, J. K. *Elementos de la Mecánica de los Fluidos*. México, Editora Continental, S. A., 1962.
- ³² KING, H. W. *Manual de Hidráulica*. México, Unión Topográfica Editorial Hispano-Americana, 1962.
- ³³ CHOW, V. T. *Open Channel Hydraulics*. New York, Mc Graw-Hill Book Company Inc., 1959.
- ³⁴ MANNING, R. *On the Flow of Water in Open Channels and Pipes*. Transactions, Institution of Civil Engineers of Ireland, vol. 20, 1891.
- ³⁵ KING, H. W. *History and Use of the Manning Formula*. Engineering News-Record, vol. 82, 1919.
- ³⁶ WILLIAMS, G. P. *Manning Formula-A Misnomer*. Proceedings, American Society of Civil Engineers, vol. 96, H Y I, 1970.
- ³⁷ U. S. Bureau of Public Roads. *Design Charts for Open Channel Flow*. Hydraulic Design Series, núm. 3, Government Printing Office, Washington, D. C., 1961.
- ³⁸ AGUIRRE, J. *Hidráulica de Canales*. CIDIAT, Mérida, Venezuela, 1974.
- ³⁹ HUSTED, A. G. *New Method of Computing Backwater and Drop-down Curves*. Engineering News-Record, vol. 92, núm. 17, 1924.
- ⁴⁰ LEWIS, H., A. H. MC DANIEL, R. B. PETERS y D. M. JACOBS. *Damages Due to Drainage, Runoff, Blasting and Slides*. NCHRP Report, núm. 134, Highway Research Board, Washington, D. C., 1972.
- ⁴¹ DRABLOS, C. J. W. y B. A. JONES JR. *Illinois Highway and Agricultural Drainage Laws*. University of Illinois, Engineering Experiment Station, Circular, núm. 76, 1963.
- ⁴² DRABLOS, C. J. W. y B. A. JONES JR. *Illinois Study of Highway and Agricultural Drainage Laws*. Highway Research Record, núm. 58, Highway Research Board, Washington, D. C., 1964.
- ⁴³ ROWE, R. R. *Engineering Law Applied to Highway Drainage*. Transactions, American Society of Civil Engineering, vol. 126, 1961.
- ⁴⁴ COLE, I. R., W. A. GELOWEK, J. W. HUSTON y W. R. NAVDO. *Street and Highway Drainage*, vol. 1, Design Principles and Methods. The Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California, Berkeley, 1969.
- ⁴⁵ MC PHERSON, M. B. *Some Notes on the Rational Method of Storm Drain Design*. ASCE Urban Water Resources Research Program, Technical Memorandum, núm. 61, 1969.

- 46 U. S. Department of Commerce, Bureau of Public Roads, *Design of Roadside Drainage Channels*. Washington, 1965.
- 47 STONEX, K. A. *Roadside Design for Safety*. Proceedings, Highway Research Board, vol. 39, Washington, D. C., 1960.
- 48 Highway Research Board. *Traffic-Safe and Hydraulically Efficient Drainage Practice*. NCHRP Synthesis of Highway Practice, núm. 3, Highway Research Board, Washington, D. C., 1969.
- 49 WEAVER, G. D. y otros. *Selection of Safe Roadside Cross Sections*. NCHRP Report núm. 158, Transportation Research Board, Washington, D. C., 1975.
- 50 AASHTO Special Traffic Safety Committee. *Highway Design and Operational Practices Related to Highway Safety*, American Association of State Highway Officials, 1967.
- 51 American Association of State Highway Officials. *A Policy on Geometric Design of Rural Highways*. Washington, 1965.
- 52 COWAN, W. L. *Estimating hydraulic roughness coefficient*. Agricultural Engineering, vol. 37, núm. 7, 1956.
- 53 STREETER, V. L. *Economical Canal Cross Sections*. Transactions, American Society of Civil Engineers, vol. 110, 1945.
- 54 U. S. Bureau of Reclamation. *Linings for Irrigation Canals*. Washington, 1952.
- 55 U. S. Department of Commerce, Bureau of Public Roads. *Design of Roadside Drainage Channels*. Washington, 1965.
- 56 U. S. Bureau of Reclamation. *Design of Small Dams*. U. S. Government Printing Office, Washington, 1960.
- 57 The Asphalt Institute. *Asphalt in Hydraulic Structures*. Manual Series, núm. 12, College Park, Maryland, 1961.
- 58 California Division of Highways. *Bank and Shore Protection in California Highway Practice*. Sacramento, California, 1960.
- 59 PETERKA, A. J. *Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators*. Engineering Monograph, núm. 25, U. S. Bureau of Reclamation, Washington, 1964.
- 60 LANE, E. W. *Design of Stable Channels*. Transactions, American Society of Civil Engineers, vol. 120, 1955.
- 61 HANSEN, H. J. y otros. *Review of Slope Protection Methods*. Proceedings, American Society of Civil Engineers, vol. 74, núm. 8, 1948.
- 62 MURPHY, T. E. y J. L. GRACE. *Riprap Requirements for Overflow Embankments*. Highway Research Record, núm. 30, Highway Research Board, Washington, D. C., 1963.
- 63 IZZARD, C. F. *Hydraulics of Runoff from Developed Surfaces*. Proceedings, Highway Research Board, vol. 26, Washington, D. C., 1946.
- 64 KALINSKE, A. A. y J. M. ROBERTSON. *Closed Conduit Flow*. ASCE Transactions, vol. 108, 1943.
- 65 MC CONAUGHY, D. C. *Entrainment of Air in Flowing Water, A Symposium*. American Society of Civil Engineers, Transactions, vol. 108, 1943.
- 66 HINDS, J. *The Hydraulic Design of Flume and Siphon Transitions*. Transactions, American Society of Civil Engineers, vol. 92, 1928.
- 67 SIMMONS, W. P. JR. *Hydraulic Design of Transitions for Small Canals*. Engineering Monograph, núm. 33, Bureau of Reclamation, Washington, D. C., 1965.
- 68 CARCIENTE, J., G. GARCÍA y Z. SERRANO. *Drenaje de Carreteras. Manual de Estructuras Típicas*. Ediciones Vega, S. R. L., Caracas, 1977.
- 69 KRAATZ, D. B. y I. K. MAHAJAN. *Small Hydraulic Structures*. Food and Agricultural Organization of the United Nations, Roma, 1975.
- 70 KRIMGOLD, D. P. *Runoff from Small Drainage Basins*. Agricultural Engineering, vol. 19, núm. 10, 1938.
- 71 U. S. Department of Commerce. *Hydrology of a Highway Stream Crossing*. Hydraulic Engineering Circular, núm. 3, Washington, D. C., 1960.
- 72 POTTER, W. H. *Use of Indices in Estimating Peak Rates of Runoff*. Public Roads Magazine, Washington, D. C., 1954.
- 73 BOCK, P. y otros. *Estimating Peak Runoff Rates from Ungaged Small Rural Watersheds*. NCHRP, Report, núm. 136, Highway Research Board, Washington, D. C., 1972.
- 74 State of California, Department of Public Works, Division of Highways. *California Culvert Practice*.
- 75 FRENCH, J. L. *First Progress Report on Hydraulics of Short Pipes. Hydraulic Characteristics of Commonly Used Pipe Entrances*. U. S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, Washington, D. C., 1955.
- 76 BOSSV, H. G. *Hydraulic of Conventional Highway Culverts*. U. S. Department of Commerce, Bureau of Public Roads, Washington, D. C., 1961.
- 77 FRENCH, J. L. *Second Progress Report on Hydraulics of Culverts. Pressure and Resistance Characteristics of a Model Pipe Culvert*. U. S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, Washington, D. C., 1956.
- 78 FRENCH, J. L. *Third Progress Report on Hydraulics of Culverts. Effect of Approach Channel Characteristics on Model Pipe Culvert Operation*. U. S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, Washington, D. C., 1957.
- 79 FRENCH, J. L. *Fourth Progress Report on Hydraulics of Culverts. Hydraulics of Improved Inlet Structures for Pipe Culverts*. U. S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, Washington, D. C., 1961.
- 80 FRENCH, J. L. *Fifth Progress Report on Hydraulics of Culverts. Nonenlarged Box Culvert Inlets*. U. S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, Washington, D. C., 1966.
- 81 FRENCH, J. L. *Sixth Progress Report on Hydraulics of Culverts. Tapered Box Culvert Inlets*. U. S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, Washington, D. C., 1966.
- 82 FRENCH, J. L. y H. G. BOSSV. *Seventh Progress Report on Hydraulics of Culverts. Tapered Box Culvert Inlets with Fall Concentration in the Inlet Structure*. Washington, D. C., 1967.
- 83 U. S. Department of Commerce. *Hydraulic Charts for the Selection of Highway Culverts*. Bureau of Public Roads, Hydraulic Engineering Circular núm. 5, Washington, D. C., 1961.
- 84 U. S. Department of Transportation. *Hydraulic Design of Improved Inlets for Culverts*. Hydraulic Engineering Circular núm. 13, Washington, D. C., 1974.
- 85 American Iron and Steel Institute. *Handbook of Steel Drainage and Highway Construction Products*. New York, 1971.
- 86 OLIVER, J. C. y R. D. PALMORE. *Iso-ph Maps Identify Areas Detrimental to Drainage Structures Performance Life*. Highway Research Record, núm. 56, Highway Research Board, Washington, D. C., 1964.
- 87 HAVILAND, J. E. y otros. *Durability of Corrugated Metal Culverts*. Highway Research Record, núm. 242, Highway Research Board, Washington, D. C., 1968.
- 88 LINDBERG, R. I. *Method of Estimating Corrosion of Highway Culverts by Means of Polarization Curves*. Highway Research Record, núm. 204, Highway Research Board, Washington, D. C., 1967.
- 89 LOWE, T. A. y A. H. KOEFF. *Corrosion Performance of Aluminum Culvert*. Highway Research Record, núm. 56, Highway Research Board, Washington, D. C., 1964.
- 90 KOEFF, A. H. *The Mechanism of Abrasion of Aluminum Culvert Related to Field Experiences and a Method to Predict Culvert Performance*. Highway Research Record, núm. 262, Highway Research Board, Washington, D. C., 1969.
- 91 BEATON, J. L. y R. F. STRATFULL. *Field Test for Estimating Service Life of Corrugated Metal Pipe Culverts*. Proceedings, Highway Research Board, vol. 41, Washington, D. C., 1962.
- 92 BOSSV, H. G. *Simple Methods for Hydraulic Design of Culverts*. Proceedings, Southeastern Association of Highway Officials, 1952.
- 93 SPINDER, W. H. *How to Design and Install Culverts*. Public Works, vol. 87, núm. 1, 1956.
- 94 Portland Cement Association. *Concrete Culverts and Conduits*. Chicago.
- 95 The Armco International Corporation. *Manual de Drenaje y Productos de Construcción*. Middletown, Ohio, 1958.
- 96 Department of Highways, Commonwealth of Kentucky. *Manual of Instruction for Drainage Design*. Frankfort, Ky., 1961.
- 97 U. S. Department of Commerce. *Capacity Charts for the Hydraulic Design of Highway Culverts*. Hydraulic Engineering Circular núm. 10, Washington, D. C., 1965.
- 98 Denver Regional Council of Governments. *Urban Storm Drainage Criteria Manual*. Denver, Colorado, 1969.
- 99 The Texas Highway Department. *Hydraulic Manual*. Bridge Division, 1970.
- 100 American Concrete Pipe Association. *Concrete Pipe Manual*. Arlington, Va., 1970.
- 101 TENNENT, R. C. y L. A. HERR. *Electronic Computer Program for Hydraulic Analysis of Circular Culverts*. BPR Program, núm. HY-1, U. S. Department of Commerce, Bureau of Public Roads, Washington, D. C., 1965.
- 102 LINK, J. R. y otros. *Electronic Computer Program for Hydraulic Analysis of Box Culverts*. BPR Program HY 3, U. S. Department of Commerce, Bureau of Public Roads, Washington, D. C., 1964.

- ¹⁰³ U. S. Department of Transportation. *Electronic Computer Program for Hydraulic Analysis of Pipe-Arch Culverts*. FHWA Program HY-2, Federal Highway Administration, Bureau of Public Roads, Washington, D. C., 1969.
- ¹⁰⁴ MARQUÉS, M. y J. M. NORMANN. *Electronic Computer Program for Hydraulic Analysis of Culverts*. U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D. C., 1974.
- ¹⁰⁵ SEARCY, J. K. *Use of Riprap for Bank Protection*. U. S. Department of Transportation, Hydraulic Engineering Circular núm. 11, Washington, D. C., 1967.
- ¹⁰⁶ ANDERSON, A. G. y otros. *Tentative Design Procedure for Riprap-Lined Channels*. NCHRP Report, núm. 108, Highway Research Board, Washington, D. C., 1970.
- ¹⁰⁷ KEIM, S. R. *Contra Costa Energy Dissipator*. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, vol. 87, núm. HY4, 1961.
- ¹⁰⁸ SMITH, C. D. *Use of Baffles in Open Channel Expansions*. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, vol. 92, núm. HY2, 1966.
- ¹⁰⁹ MC DONALD, T. C. *Energy Dissipators for Large Culverts*. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, vol. 95, núm. HY6, 1969.
- ¹¹⁰ FLAMMER, G. H. y otros. *Closed Conduit to Open Channel Stilling Basin*. Journal of the Irrigation and Drainage Division, ASCE, vol. 96, núm. Ir1, 1970.
- ¹¹¹ GÓMEZ, R., F. A. y V. P. CORTIZO. *Diseño de disipadores de energía para drenaje vial*. Trabajo Especial de Grado, Universidad Católica Andrés Bello, Caracas, 1974.
- ¹¹² STREETER, V. L. *Mecánica de los Fluidos*. Mc Graw-Hill, México, 1975.
- ¹¹³ JEPPESON, R. W. *Graphical Solution to Hydraulic Jump*. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, vol. 96, núm. HY1, 1970.
- ¹¹⁴ SCHLICK, W. J. *Supporting Strength of Drain Tile and Sewer Pipe Under Different Pipe-Laying Conditions*. Iowa Engineering Experiment Station, Bulletin, núm. 57, Ames, Iowa, 1920.
- ¹¹⁵ SPANGLER, M. G. *The Supporting Strength of Rigid Pipe Culverts*. Iowa Engineering Experiment Station, Ames, Iowa, 1933.
- ¹¹⁶ SPANGLER, M. G. *The Structural Design of Flexible Pipe Culverts*. Iowa Engineering Experiment Station, Ames, Iowa, 1941.
- ¹¹⁷ MARSTON, A. *The Theory of External Loads on Closed Conduits in the Light of Latest Experiments*. Iowa Engineering Experimental Station, Ames, Iowa, 1930.
- ¹¹⁸ SPANGLER, M. G. *Underground Conduits-An Appraisal of Modern Research*, Transactions, American Society of Civil Engineers, vol. 133, New York, 1948.
- ¹¹⁹ BROWN, C. B. *Forces on Rigid Culverts Under High Fills*. Proceedings, ASCE, vol. 93, núm. 5, 1965.
- ¹²⁰ BROWN, C. B., D. R. GREEN y S. PAWSEY. *Flexible Culverts Under High Fills*. Proceedings ASCE, vol. 94, núm. ST4, 1968.
- ¹²¹ SPANGLER, M. G. *Culverts and Conduits*, en *Foundation Engineering*. Mc Graw-Hill Book Company Inc., New York, 1962.
- ¹²² GRACE, J. L. *Resistance Coefficients for Structural Plate Corrugated Pipe. Hydraulic Model Investigation*. U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg, Mississippi, 1966.
- ¹²³ American Association of State Highway Officials. *Standard Specifications for Highway Bridges*. Washington, 1961.
- ¹²⁴ HERR, L. A. *Philosophy of Service Life in Culvert Design*. Journal of the Highway Division, ASCE, vol. 92, núm. AW1, 1966.
- ¹²⁵ BLAISDELL, F. W. *Flow in Culverts and Related Design Philosophies*. ASCE Journal of the Hydraulics Division, vol. 92, núm. HY2, 1969.
- ¹²⁶ ROWE, R. R. *Philosophy of Culvert Design*. ASCE Journal of the Highway Division, vol. 92, núm. HW1, 1966.
- ¹²⁷ BLAISDELL, F. W. *Hydraulic Efficiency in Culvert Design*. ASCE Journal of the Highway Division, vol. 92, núm. HW1, 1966.
- ¹²⁸ PRITCHETT, H. D. *Application of the Principles of Engineering Economy to the Selection of Highway Culverts*. Institute in Engineering-Economic Systems, Stanford University, Stanford, California, 1964.
- ¹²⁹ MARGALI, J. y C. H. OGLESBY. *Procedures for Determining the Most Economical Design for Bridges and Roadway Crossing Flood Plains*. Highway Research Board Bulletin, núm. 320, Washington, D. C., 1962.
- ¹³⁰ WINFREY, R. *Economic Analysis for Highways*. International Textbook Company, Scranton, Pa., 1969.
- ¹³¹ YOUNG, G. K. y otros. *Optimal Design for Highway Drainage Culverts*. Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers, vol. 100, núm. HY7, 1974.
- ¹³² BRADLEY, J. N. *Hydraulics of Bridge Waterways*. Hydraulic Design Series, núm. 1, U. S. Department of Transportation, Washington, D. C., 1970.
- ¹³³ U. S. Department of Transportation. *Electronic Computer Program for Hydraulics of Bridge Waterways*. Program HY-4-69, Washington, D. C., 1974.
- ¹³⁴ MENGUAL, M. y A. CARRILLO. *Nociones de Cálculo Hidráulico de Puentes*. Boletín, núm. 27-28, Sociedad Venezolana de Ingeniería Vial, Caracas, 1973.
- ¹³⁵ Highway Research Board. *Scour at Bridge Waterways*. NCHRP Synthesis of Highway Practice, núm. 5, Washington, D. C., 1970.
- ¹³⁶ Roads and Transportation Association of Canada. *Guide to Bridge Hydraulics*. University of Toronto Press, 1973.

Proyecto de carreteras

8

8.1. INTRODUCCION

En los primeros Capítulos de este libro fueron estudiadas en detalle las tres etapas que preceden a la realización de un proyecto de carreteras. Son éstas el estudio de rutas, el estudio del trazado y la ejecución del anteproyecto.

Conviene recordar que el estudio de rutas fue el proceso preliminar de acopio de datos y reconocimiento de campo, hecho con la finalidad de seleccionar la faja de estudio que reuniese las condiciones óptimas para el desenvolvimiento del trazado. En esta etapa se obtiene información, se elaboran croquis, se efectúan los reconocimientos preliminares y se evalúan las rutas.

El estudio del trazado consistió en reconocer minuciosamente en el campo cada una de las rutas seleccionadas. Así se obtiene información adicional sobre los atributos que ofrecen cada una de estas rutas y se localizan en ellas la línea o líneas correspondientes a posibles trazados de la carretera.

Finalmente, en el anteproyecto se fijó en los planos la línea que mejor cumplía los requisitos planimétricos y altimétricos impuestos a la vía. En esta etapa se elaboran planos por medios aéreos o terrestres y se establece la línea tentativa del eje.

Completadas estas tres etapas del trabajo, corresponde ahora realizar el llamado *proyecto* de la carretera. Como tal, se entiende el proceso de localización del eje de la vía, su replanteo en el terreno y referenciación, geometrización, análisis paisajístico del trazado y de sus áreas adyacentes, establecimiento de los sistemas de drenaje, estimación de las cantidades de obra a ejecutar y redacción de los informes y memorias que deben acompañar a los planos.

8.2. LOCALIZACION DEL EJE DEFINITIVO DE LA CARRETERA

En la etapa de anteproyecto quedó establecida una línea que define al eje tentativo de la carretera, llamada *línea L*, de acuerdo a los requisitos planimétricos y altimétricos impuestos a la carretera.

En la etapa de proyecto, dicha línea debe ser transferida al terreno a fin de comprobar su adaptación al mismo y, si fuese necesario, poder efectuar pequeños ajustes en los alineamientos y pendientes. Esta oportunidad se aprovecha

para tomar nuevas secciones transversales para la determinación más precisa de los volúmenes de tierra, para efectuar los levantamientos requeridos para el diseño de las estructuras de drenaje, para establecer los detalles geométricos del proyecto, definir el derecho de vía y dejar referenciado el trazado para la construcción.

8.2.1. REPLANTEO DE LA LINEA L

Se entiende por replanteo de la línea *L* al hecho de transferir al terreno la línea de anteproyecto.

Sería mucho esperar que esta línea, al ser trasladada de los planos al terreno, se adaptase exactamente a éste. Casi siempre se observarán pequeñas desviaciones como consecuencia de errores en el levantamiento preliminar o en el dibujo de los planos. Pero, mismo que se encontrase una exacta concordancia, esto no aseguraría la perfección del trazado anteproyectado, sino que simplemente probaría la precisión geométrica entre el trabajo de campo y el de oficina.

El proceso de replanteo de la línea *L* permite al ingeniero proyectista hacer los pequeños ajustes requeridos en los alineamientos y pendientes que sólo una cercana y minuciosa observación del terreno puede revelar. Asimismo, durante el replanteo de la línea *L* se pueden fijar las diversas estructuras de drenaje en su posición definitiva.

Cuando la línea *L* ha sido anteproyectada sobre planos elaborados a partir de levantamientos precisos (línea *P*) o sobre fotografías aéreas a gran escala o en planos de ellas derivados, mucha de la información requerida para proyectar habrá sido satisfecha. En estos casos, el replanteo sólo viene a complementar algunos detalles y a servir para referenciar el eje para la futura construcción. Incluso, a veces es posible terminar el proyecto y sus especificaciones sin necesidad de llevar a cabo el replanteo de campo, bastando para ello la información que suministran las fotografías aéreas y los mapas aerofotogramétricos.

En oposición a lo anterior, cuando la menor importancia de una vía no ha exigido llevar a cabo el proceso completo de estudio antes descrito o la premura del tiempo para la construcción no da lugar a la elaboración del anteproyecto, el replanteo directo ha de cubrir simultáneamente las etapas de estudio y localización.

8.2.1.1. Técnicas de replanteo

8.2.1.1.1. Replanteo directo

Como su nombre lo indica, este procedimiento consiste en situar directamente en el terreno los alineamientos, tangentes y curvas, que constituyen el eje de la vía, prescindiendo del estudio preliminar de la vía y del anteproyecto. El replanteo directo se realiza totalmente en el terreno.

En terreno plano, entendiéndose como tal un terreno a nivel o que ofrezca longitudinalmente una inclinación no mayor a la pendiente máxima estipulada y, donde además, la vegetación sea escasa o nula, la técnica del replanteo directo se limita a orientar largas tangentes y a enlazarlas con curvas circulares de amplio radio o a seguir la dirección general del trazado con un alineamiento de curvatura continua.

En terrenos ondulados o montañosos, la tarea es compleja. En estos casos, el replanteo directo exige el trazo cuidadoso de la línea de pendiente y el despeje de una amplia faja de terreno a sus lados para poder ubicar en ella la línea del eje.

Estacada la línea de pendiente, se define el eje provisional de la carretera paralelamente a dicha línea, a una distancia igual al semiancho de la plataforma, preferiblemente en el lado del talud de pendiente positiva.

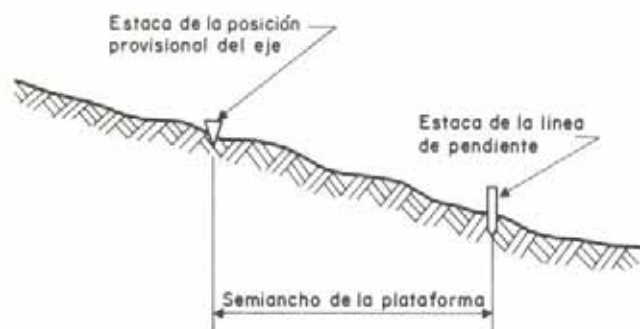


Fig. VIII-1. Estacado del eje en relación a la línea de pendiente.

Entre estas estacas, por interpolación entre ellas, se establecen los alineamientos rectos más largos posible. Estos alineamientos deberán cumplir las especificaciones que se hayan fijado para la carretera y además satisfacer los requisitos de un movimiento de tierras económico.

Definidas así las tangentes y estacados los *PI*, se procede

a seleccionar en cada vértice la curva de enlace más conveniente. Para ello, a partir del ángulo de deflexión que se mide entre las tangentes, en función del elemento de la curva que se haya fijado, la externa o la semitangente, se calcula el radio de la curva.

Replanteadas las curvas, se calculan las progresivas y se nivela cuidadosamente el eje, lo que permite elaborar el plano correspondiente y establecer en él gráficamente la rasante más conveniente.

Habiendo quedado establecida la carretera en planta y perfil, se colocan en el terreno las estacas de talud, se calcula el movimiento de tierras y se disponen los drenajes de la vía.

Como se desprende de la descripción anterior, el replanteo directo abrevia tiempo y trabajo. Sin embargo, un proyecto así elaborado no ofrecerá garantía en cuanto a la bondad de la línea seleccionada ni a que la línea elegida corresponda al proyecto más económico. Por ello, la técnica del replanteo directo es completamente desaconsejable para carreteras de cierta importancia, siendo sólo aceptable para la construcción de caminos vecinales.

8.2.1.1.2. Replanteo de la línea L

Cuando la carretera es montañosa o su alineamiento depende del ajuste del movimiento de tierras, el replanteo directo es inadecuado y la línea *L* debe establecerse en los planos levantados con la línea *P*.

Al efectuar el replanteo de la línea *L*, el eje replanteado en el terreno debe seguir, tanto como sea posible, el desarrollo de dicha línea. Si fuera necesario, se podrán hacer pequeños ajustes a la *L*, para adaptarla mejor al terreno. Otras veces, se harán necesarias modificaciones como consecuencia de imprecisiones durante el levantamiento preliminar o de información incompleta.

Diversas técnicas pueden emplearse para el replanteo de la línea *L*. En todas ellas, la línea *L* es replanteada en relación a la poligonal de estudio, para lo cual es necesario establecer relaciones de ángulos y distancias entre ambas líneas.

Como quiera que siempre que haya sido posible, tanto la poligonal preliminar como la línea *L* habrán sido referidas a un sistema de coordenadas rectangulares planas, muchas veces el replanteo podrá hacerse llevando al terreno las coordenadas de los *PI* y los rumbos de las tangentes conjuntamente con los valores de relación medidos.

Las relaciones entre las líneas *L* y *P* pueden establecerse de distintas maneras, como, por ejemplo, determinando dos

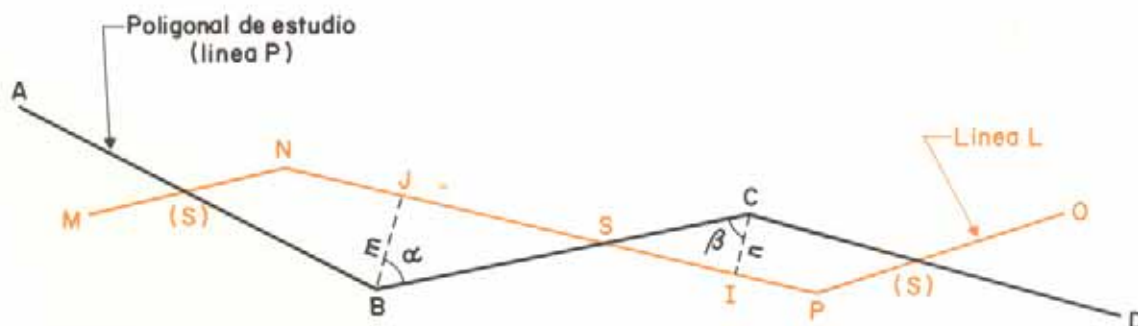


Fig. VIII-2. Replanteo de la línea L.

o más puntos para cada tangente, o fijando para cada tangente un punto y su rumbo.

En la figura VIII-2, para fijar la tangente NP basta colocar los puntos J e I de dicha tangente, haciendo para ello estación en B y C y midiendo desde allí las distancias m y n y los ángulos α y β . Los puntos J e I dan la línea JI que prolongada es NP .

Igualmente hubiera podido darse el alineamiento NP cuando las líneas P y L han sido dibujadas por coordenadas si, determinadas las coordenadas del punto S , se calculan las distancias BS , NS y SP .

Estacionando en S y conocido el ángulo BSN se dará la línea NS y se fijarán los puntos N y P .

A partir del punto P y con la deflexión calculada para dicho PI se fija el alineamiento PO . Como comprobación, esta línea deberá coincidir con puntos como el S , calculados para la tangente dada por este alineamiento. Por supuesto que este procedimiento presupone el cálculo de las coordenadas de todos los PI , tanto de la P como de la L .

Fijadas las tangentes en el terreno, se miden los ángulos de deflexión en los vértices y se comparan con los calculados en los planos de la línea P . Con las deflexiones medidas y los radios especificados para la línea L , se vuelven a calcular las curvas para su replanteo.

El eje replanteado, tanto a lo largo de las tangentes como de las curvas, será estacado cada 20, 50 ó 100 metros, debiéndose dejar referencias fuera de la faja del derecho de vía.

La precisión de un replanteo deberá corresponder a un levantamiento de tercer orden.

A fin de obtener un perfil representativo del terreno, a lo largo del eje replanteado se hace una nivelación, debiéndose obtener las cotas de terreno en cada estación y en los PD donde haya un cambio de pendiente significativo.

Igualmente se vuelven a tomar secciones transversales en cada estación, en los PD y en los lugares de ubicación de alcantarillas, intersecciones con otras vías, cruces, etc. Estas secciones deberán ser suficientemente extensas a ambos lados del eje, a fin de que proporcionen la información completa para el cálculo de volúmenes.

Cuando para la localización final se han utilizado planos aerofotogramétricos, lo usual actualmente es obtener las secciones por métodos aerofotogramétricos y su cálculo por medio de computadores ^{1, 2}.

8.2.1.1.3. Obstáculos en el replanteo

Sucede con frecuencia que, al localizar en el terreno un alineamiento de proyecto, se encuentren obstáculos de orden diverso que deben sortearse con base a las relaciones geométricas existentes entre los distintos elementos del trazado.

En el caso de las curvas, casos típicos de estas dificultades en el campo son la inaccesibilidad de los PI , de los TE o TS , y obstáculos en la parte interna de la curva.

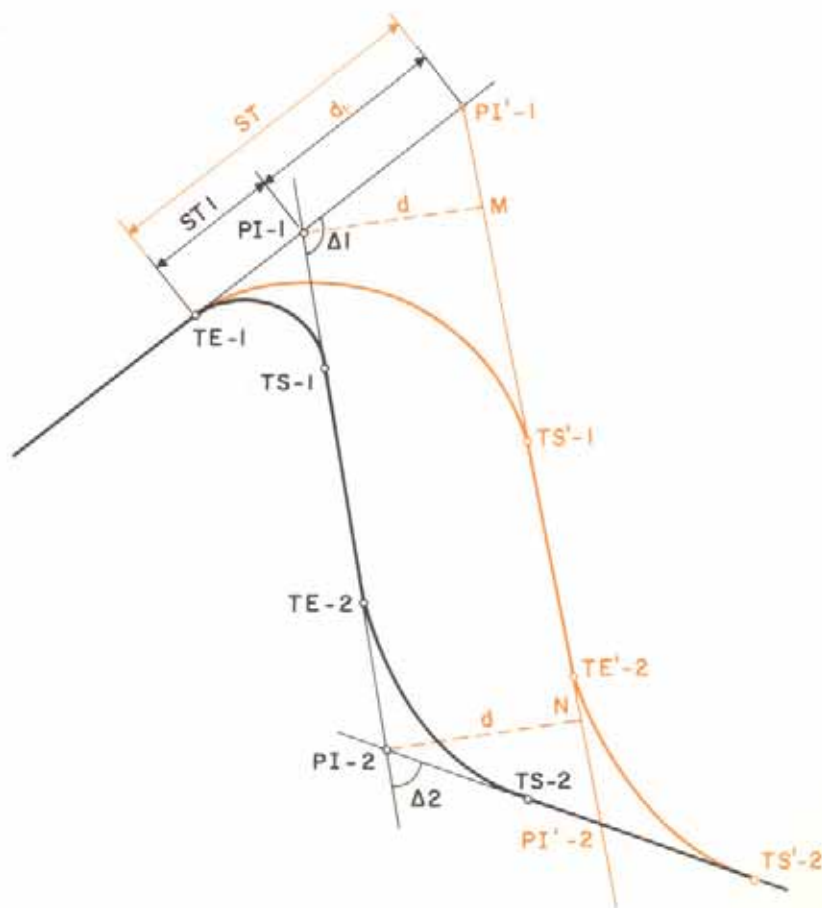


Fig. VIII-3. Desplazamiento de una tangente durante el replanteo.

Estos y otros casos frecuentes han sido estudiados en los textos de topografía vial, refiriendo al lector interesado a cualquiera de los buenos libros existentes al respecto ^{5 al 7}.

También ocurre muy a menudo que, después de localizado un tramo de vía proyectada, se hace indispensable desplazar algún punto de una tangente, ya sea por conveniencia del movimiento de tierras o por cualquier otra causa.

El desplazamiento puede efectuarse sin modificar la posición de las tangentes vecinas, es decir, ocasionando variaciones solamente en las dos curvas adyacentes a la tangente movida.

En la figura VIII-3 se ha resuelto este problema desplazando la tangente $PI-1 - PI-2$ paralelamente a sí misma a la posición $PI'-1 - PI'-2$, lo que exige recalcular las curvas adyacentes.

Al variar la posición del $PI-1$ se ha modificado la longitud de la semitangente y , por consiguiente, el radio de la curva.

En el triángulo $PI-1 - PI'-1 - M$ se tiene

$$PI-1 - M = d_1 \cdot \sin \Delta_1$$

de donde

$$d_1 = \frac{PI-1 - M}{\sin \Delta_1} = \frac{d}{\sin \Delta_1}$$

pudiéndose así calcular la longitud de la nueva semitangente y el radio de la curva.

En el vértice 2, no habiendo cambiado la deflexión, se puede emplear el mismo radio allí usado, con lo que sólo se cambia la posición de $TE-2$ y $TS-2$. La posición del nuevo $PI'-2$ queda determinada así

$$PI'-2 - PI'-2 = \frac{d}{\sin \Delta_2}$$

El $TS'-2$ tendrá una progresiva diferente a la originalmente calculada, lo que hace necesario establecer una *ecuación de empalme* que indique la correspondencia entre la progresiva original y la recién calculada.

8.2.1.1.4. Adaptación de un trazado con curvas circulares a otro con transiciones

Según dice Barnett ⁸, la práctica de proyectar previamente un trazado con curvas circulares y luego adaptarlo para hacer posible la intercalación de curvas con transiciones no es recomendable, ya que el proceso es no solamente laborioso sino que puede alterar el proyecto original, especialmente cuando sean necesarias transiciones largas; ello obliga a trasladar en una distancia apreciable el eje del trazado o a cambiar el radio de las curvas. Las dificultades aumentan cuando la longitud de la tangente entre dos curvas circulares es tan reducida que no permite intercalar transiciones.

Algunos de estos inconvenientes pueden evitarse mediante ciertas previsiones en el anteproyecto, tales como el prever un aumento de longitud en la tangente de la curva

circular, igual aproximadamente a la distancia k definida en la curva de transición. También debe tenerse en cuenta que la longitud de la externa aumentará en una distancia igual al desplazamiento p , cuando el centro de la curva se mantiene invariable y el radio de la curva se reduce para permitir la inserción de la transición. Si, por el contrario, se mantiene invariable el radio de la curva y ésta debe trasladarse en su conjunto, el aumento de la longitud de la externa será $p \cdot \sec 1/2 \Delta$ (Figura VIII-4).

En la adaptación de un trazado con curvas circulares para permitir la inserción de las curvas de transición, se pueden presentar los siguientes casos

Curvas simples con transiciones iguales

Si el radio de la curva circular se mantiene invariable, p y k pueden calcularse, debiéndose correr el centro de la curva sobre la bisectriz del ángulo al centro una cantidad igual a $p \cdot \sec 1/2 \Delta$. Este valor representa el aumento de longitud de E_c .

El incremento de la tangente será $k + p \cdot \tg 1/2 \Delta$, ya que los valores de T_e y E_c , en términos de la semitangente y externa de la curva circular son

$$T_e = T + p \cdot \tg \frac{1}{2} \Delta + k$$

$$E_e = E + p \cdot \sec \frac{1}{2} \Delta$$

Si, por el contrario, el centro de la curva circular permanece invariable, entonces deberá reducirse el radio de esta curva. En este caso, el valor de p deberá calcularse en función del radio reducido y de la longitud de la clotoide adoptada. La disminución del radio debe coincidir con el valor de p calculado, y en caso contrario debe tantearse un nuevo valor para el radio.

Estos tanteos pueden abreviarse calculando primero p en función del radio R_c y la longitud de clotoide adoptada, y tomando este valor como guía para comenzar a reducir los radios. Cuando los valores de p , R_c y l_c corresponden, se calcula k . El valor de la externa se incrementa en una longitud igual a p y la semitangente se aumenta en una longitud igual a k .

Curvas simples con transiciones desiguales

Si el radio de la curva circular permanece invariable, p y k pueden calcularse para cada clotoide y el centro de la curva moverse hasta que al PC y al PT le correspondan ordenadas, medidas desde las tangentes, iguales a los respectivos valores de p .

Esto puede conseguirse trasladando primero el centro de la curva en la dirección del radio correspondiente al PC , en un valor igual a p_1 (ordenada de PC) y luego corriendo dicho centro a partir de este punto, en una dirección paralela a la tangente correspondiente al PT en una distancia tal que el desplazamiento correspondiente al PT coincida con el valor p_2 (ordenada de PT). Este segundo traslado puede calcularse mediante la fórmula $(p_2 - p_1 \cdot \cos \Delta) / \sin \Delta$.

Si Δ es mayor que 90° , su coseno será negativo, transformándose entonces en una suma la diferencia del numerador de la expresión anterior.

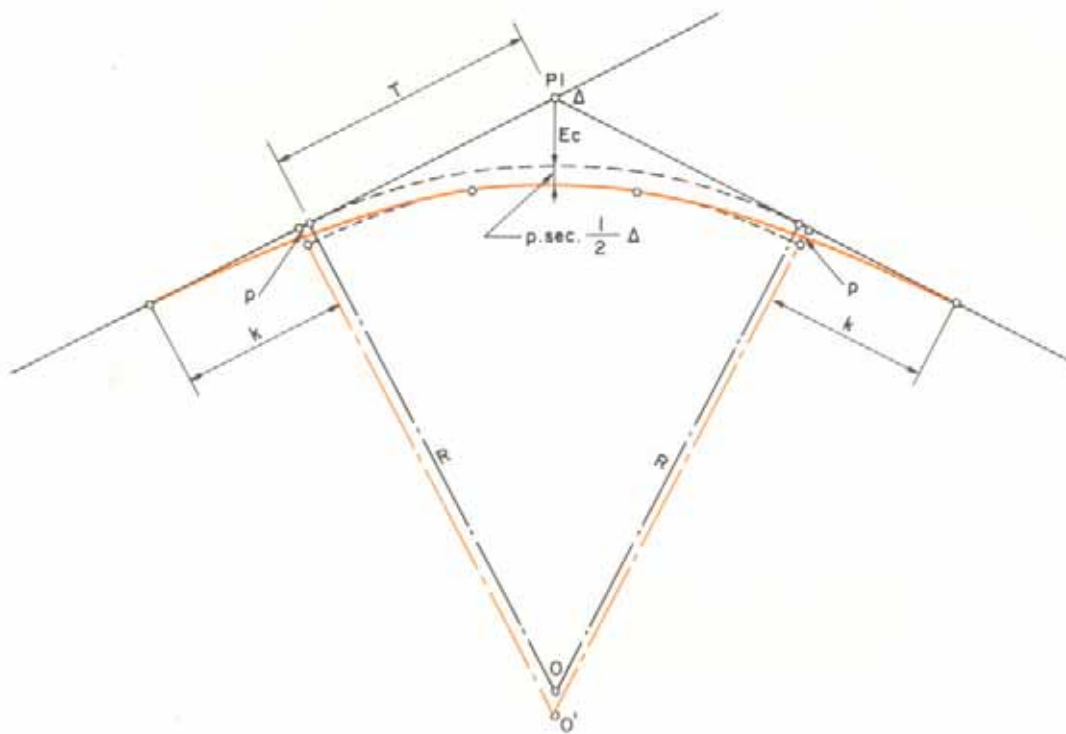


Fig. VIII-4. Adaptación de transiciones a una curva circular.

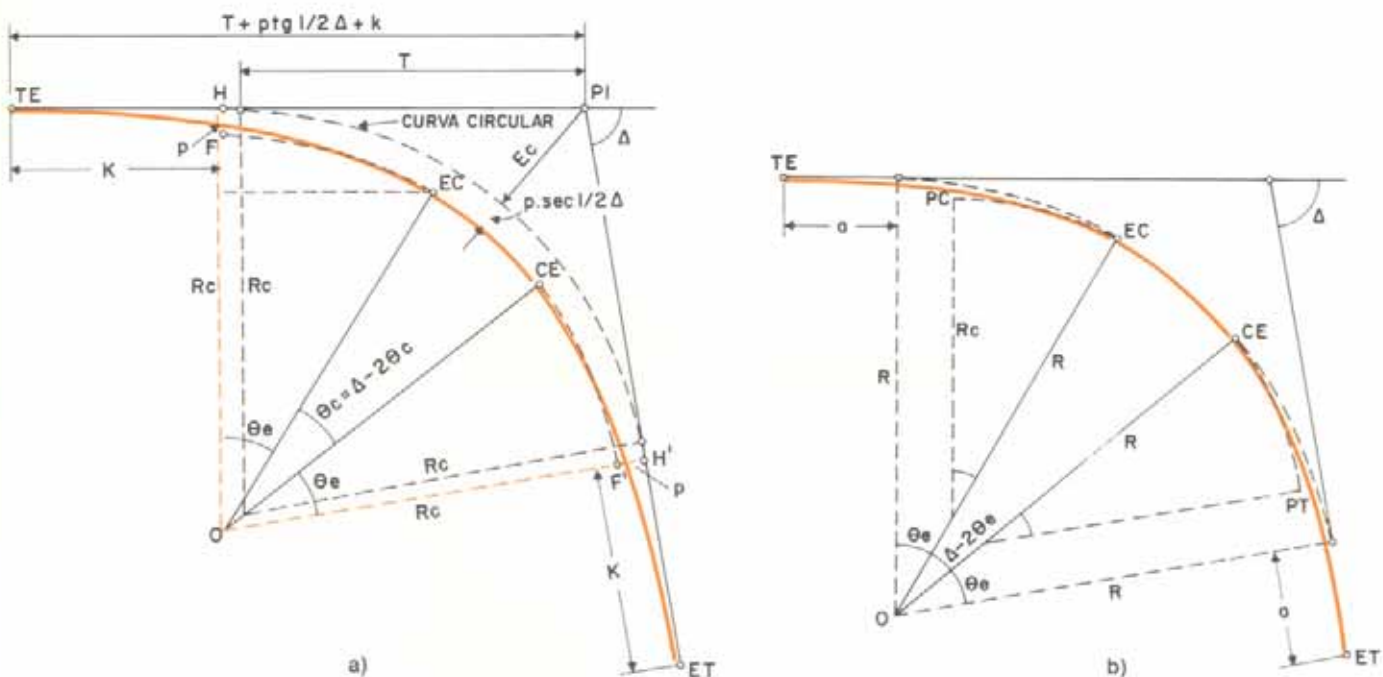


Fig. VIII-5. Curvas simples con transiciones iguales. a. Radio invariable. b. Centro de la circular invariable.

Los aumentos en longitud de las tangentes respectivas, se obtienen por medio de las siguientes expresiones:

$$\frac{k + p_2 - p_1 \cdot \cos \Delta}{\sin \Delta}$$

para la tangente correspondiente a PC, y

$$k + p_1 \cdot \sin \Delta - \frac{p_2 - p_1 \cdot \cos \Delta}{\tan \Delta}$$

para la tangente correspondiente a PT.

Las transiciones se emplean entre curvas compuestas para cambiar gradualmente de curvatura desde el comienzo de una de las curvas hasta el final de la otra y permitir, además, la variación del peralte.

Como en el caso de la clotoide que enlaza una tangente con una curva circular, es necesario un desplazamiento radial de una de las componentes a fin de permitir la inserción de la espiral.

Este desplazamiento se realiza moviendo la curva más cerrada hacia adentro o la curva más abierta hacia afuera. De esta manera, en la figura siguiente la curva CB ha sido desplazada hacia adentro, a la posición $C'B'$.

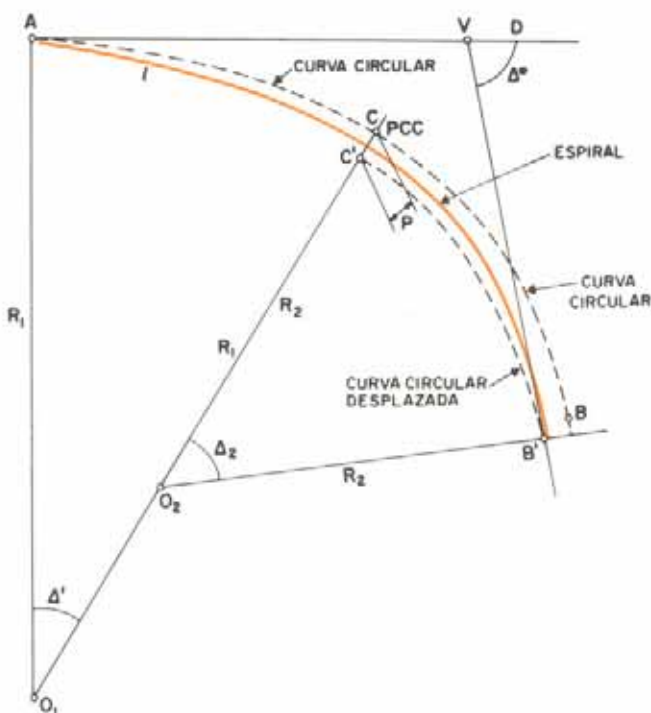


Fig. VIII-6. Espiralización de una curva compuesta.

La transición entre dos curvas de radios diferentes tiene las mismas características que una transición entre un alineamiento recto y otro curvo, excepto que la curvatura correspondiente es igual a la diferencia entre las curvaturas de las dos curvas circulares.

Así, si R_1 es el radio de la curva más abierta y R_2 el de la más cerrada, la longitud mínima de transición requerida ⁸ será

$$l_e = 0.036 \frac{V^3}{R_2} - 0.036 \frac{V^3}{R_1} = 0.036 V^3 \left(\frac{1}{R_2} - \frac{1}{R_1} \right)$$

La expresión entre paréntesis representa la diferencia entre las curvaturas de ambas curvas, a la cual corresponde un radio R_a cuyo valor es

$$R_a = \frac{R_1 \cdot R_2}{R_1 - R_2}$$

En esta curva, también se tiene

$$\theta_a = \frac{90}{\pi} \cdot l_a \left(\frac{1}{R_2} - \frac{1}{R_1} \right)$$

llamándose al ángulo θ_a ángulo de la espiral equivalente, y siendo l_a la longitud de la transición entre los puntos A y B' .

El radio común a las dos curvas circulares bisecta a la espiral, de manera que el ángulo al centro de ésta puede obtenerse sumando los ángulos al centro de cada una de las curvas circulares, suponiendo para las mismas un desarrollo igual a la mitad de la longitud de la espiral.

Así,

$$\Delta_1 = \frac{90}{\pi} \cdot \frac{l_a}{R_1}$$

$$\text{y } \Delta_2 = \frac{90}{\pi} \cdot \frac{l_a}{R_2}$$

$$\Delta_1 + \Delta_2 = \frac{90 \cdot l_a}{\pi} \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right)$$

En general, se requieren cálculos muy laboriosos para adaptar el trazado de una curva circular compuesta en forma tal que permita intercalar transiciones en correspondencia de TE , TS y cada PCC . Además se debe tener especial cuidado en que las transiciones elegidas no se superpongan.

La Referencia 7 es una invaluable guía para la resolución de los distintos problemas de esta naturaleza que pueden presentarse.

8.2.2. CALCULO DE COORDENADAS DE LA LINEA L

En el párrafo 8.2.1.1.2. se vio la conveniencia de disponer de las coordenadas de los vértices de la línea L para su replanteo. Si, además, se calculan las coordenadas de los puntos notables de las curvas, éstas podrán ser replanteadas y luego dibujadas en los planos en forma más precisa.

En el párrafo 3.2.2 del Capítulo III se indicó la forma de calcular las coordenadas de la línea P . Mediante aplicación de los principios de la geometría analítica será posible obtener relaciones entre puntos de la línea P y la línea L , las coordenadas de los puntos de intersección entre ellas y las coordenadas de los puntos notables de las curvas, tal como se verá a continuación. Estos principios son también la base del sistema de programación COGO.

El COGO es un sistema utilizado para resolver problemas geométricos de ingeniería civil. Su nombre se deriva de *C* Ordinate *G* e *O* metry (Geometría analítica), la cual es la base del sistema.

El sistema COGO fue creado en 1961 y con el tiempo ha sido ampliado el campo de su aplicación, utilizándose actualmente en problemas de diseño de carreteras y sus distribuidores, controles topográficos, derecho de vía, geometría de puentes, planos de construcción y, en general, en todos los problemas relacionados con puntos y líneas en el espacio ^{9 al 12}.

8.2.2.1. Ecuación de los alineamientos rectos

Las tangentes de una carretera están constituidas por alineamientos rectos. Por consiguiente, su ecuación será la de una línea recta en un sistema coordenado representado por los puntos cardinales.

Para determinar la ecuación de una línea recta es necesario conocer las coordenadas de dos puntos, o de un punto y el rumbo del alineamiento.

En un proyecto, estos valores pueden obtenerse gráficamente en el plano o estar prefijados por las condiciones previas.

Llamando N y E a las coordenadas norte y este, respectivamente, de un punto, θ al ángulo formado con la N - S (rumbo), e I al intercepto en el origen, la ecuación general de la línea recta toma la forma

$$N = I \pm E \cdot \cotg \theta$$

donde I puede ser positivo o negativo, según esté por encima o por debajo del eje E - W , y donde el signo de la cotangente depende de la orientación del rumbo, tal como puede apreciarse en la figura VIII-7.

Si las coordenadas de dos puntos han sido dadas, la ecuación del alineamiento queda establecida siguiendo el procedimiento que a continuación se indica.

Punto	Coordenadas	
	N	E
A	317.119,061	304.946,098
B	316.489,537	304.557,623
Diferencias	$\Delta N = 629,524$	$\Delta E = 388,475$
$\cotg \theta = \frac{\Delta N}{\Delta E} = \frac{629,524}{388,475} = 1,620500676$		
$\theta = 31^{\circ} 40' 42''$		

Siendo el rumbo de la línea S - W , su ecuación es de la forma $N = I + E \cotg \theta$. Sustituyendo en ella los valores de las coordenadas del punto A , se obtiene

$$317.119,061 = I + 304.946,098 (1,620500676)$$

de donde $I = -177.046,297$

luego, la ecuación del alineamiento A - B es

$$N = -177.046,297 + 1,620500676 E$$

la cual, como comprobación de los cálculos efectuados, debe satisfacerse para los valores de las coordenadas del punto B .

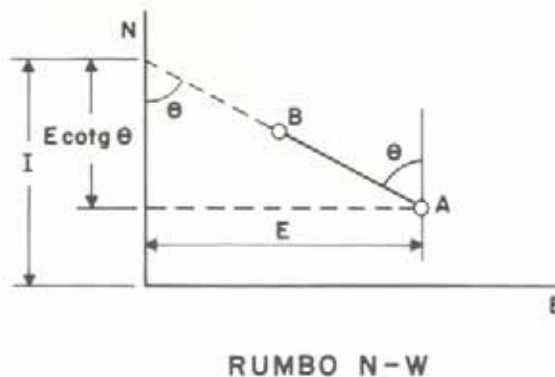
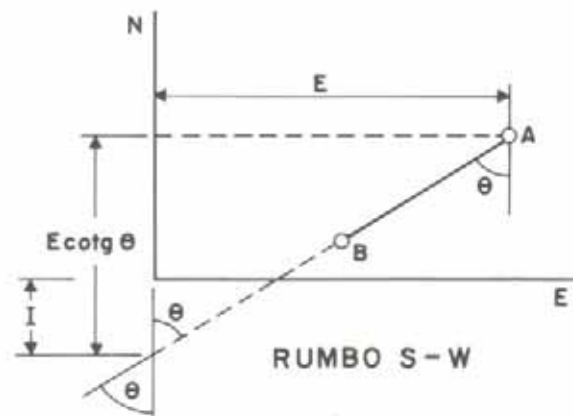
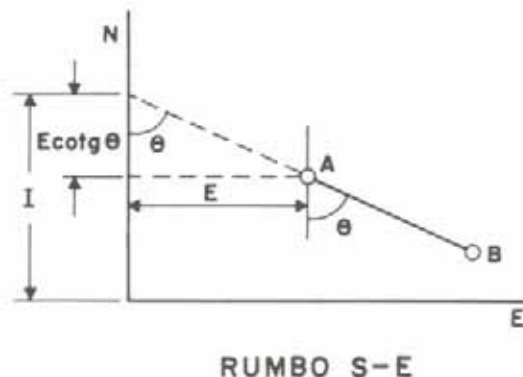
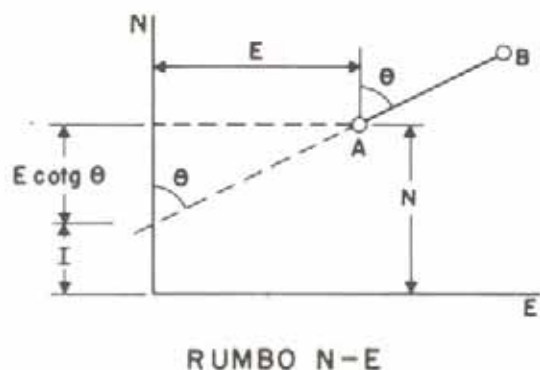


Fig. VIII-7.

8.2.2.2. Cálculo de las coordenadas de los puntos notables de una curva circular

Un problema corriente de diseño vial es el de enlazar dos tangentes con una curva circular. Mediante la ecuación de la línea recta pueden calcularse las coordenadas del *PI*, del *TE*, *TS* y del centro de la curva.

En el siguiente ejemplo se indica el procedimiento a seguir:

Dados dos alineamientos rectos que se cortan, cuyas ecuaciones son

$$N = 63.608,717 + 0,5800469 E$$

$$N = 36.474,542 + 0,8718064 E$$

y que están enlazados por una curva de 1.250 m de radio, calcular las coordenadas del *PI*, *TE*, *TS* y del centro de la curva.

Solución:

a) Coordenadas del *PI*.

Se calculan resolviendo por eliminación las ecuaciones de los alineamientos. Así se obtiene el valor de *E* el cual, llevado a ambas ecuaciones, permitirá calcular, a la vez que comprobar la corrección de los cálculos, el valor de *N*.

$$N = 63.608,717 + 0,5800469 E$$

$$N = 36.474,542 + 0,8718064 E$$

$$0 = 27.134,175 - 0,2917595 E$$

$$E = 93.001,856$$

$$N = 63.608,717 + 0,5800469 (93.001,856)$$

$$N = 36.474,542 + 0,8718064 (93.001,856)$$

$$N = 117.554,155$$

b) Coordenadas de los puntos notables de la curva.

De los valores de la cotangente en las ecuaciones de los alineamientos, se deduce

Cotangente	Angulo
0,5800469	$\theta = 59^{\circ} 53' 03''$
0,8718064	$\phi = 48^{\circ} 55' 04''$

de donde, el ángulo de deflexión será

$$\Delta = \theta - \phi = 10^{\circ} 57' 59''$$

pudiéndose calcular

$$L = \frac{\pi R \Delta}{180} = 239,249$$

$$ST = R \cdot \operatorname{tg} \frac{1}{2} \Delta = 119,991$$

$$CL = 2R \cdot \sin \frac{1}{2} \Delta = 238,884$$

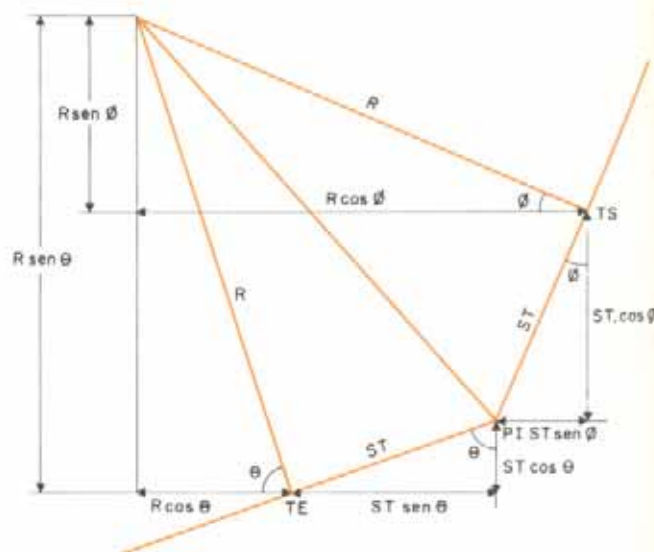


Fig. VIII-8.

Con estos valores, en la figura VIII-8 se pueden seguir los siguientes cálculos para la determinación de las coordenadas:

	N	E	
<i>PI</i>	117.554,155	93.001,856	<i>PI</i>
<i>ST · cos θ</i>	- 60,205	- 103,794	<i>ST · sen θ</i>
<i>TE</i>	117.493,950	92.898,062	<i>TE</i>
<i>R · sen θ</i>	+ 1.081,267	627,186	<i>R · cos θ</i>
Centro	118.575,217	92.270,876	Centro
<i>PI</i>	117.554,155	93.001,856	<i>PI</i>
<i>ST · cos φ</i>	+ 78,851	+ 90,445	<i>ST · sen φ</i>
<i>TS</i>	117.633,006	93.092,301	<i>TS</i>
<i>R · sen φ</i>	+ 942,211	- 821,425	<i>R · cos φ</i>
Centro	118.575,217	92.270,876	Centro

quedando comprobados los cálculos al concordar las coordenadas del centro.

8.2.2.3. Cálculo de las coordenadas de un punto cualquiera de la curva circular a la distancia *l* del *TE*

En el ejemplo anterior, se desean conocer las coordenadas de un punto *P* sobre la curva, situado a 30 m del *TE*.

Los siguientes cálculos ilustran el procedimiento a seguir:

para *l* = 30 m

$$\delta = \frac{180 \cdot l}{\pi R} = \frac{180 \cdot 30}{\pi \cdot 1.250} = 1^{\circ} 22' 30''$$

Con este valor se efectúan los siguientes cálculos, según se desprende de la figura VIII-9

	N	E	
TE	117.493,950	92.898,062	TE
$(R_c \cdot \text{sen } \delta) \cdot \cos \theta$	+ 15,051	+ 25,948	$(R_c \cdot \text{sen } \delta) \cdot \text{sen } \theta$
S	117.509,001	92.924,010	S
$(R_c - R_c \cdot \cos \delta) \cdot \text{sen } \theta$	+ 0,311	- 0,181	$(R_c - R_c \cdot \cos \delta) \cdot \cos \theta$
P	117.509,312	92.923,829	P

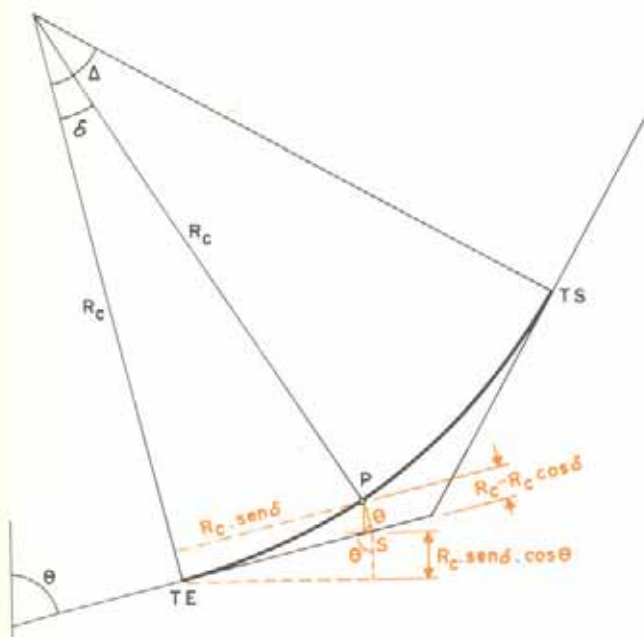


Fig. VIII-9.

8.2.2.4. Cálculo de las coordenadas de los puntos notables de una curva espiral

En la figura que sigue se ha representado una curva circular espiralizada en sus dos extremos. El problema a resolver consiste, dadas las ecuaciones de los alineamientos y las características de las curvas con que se van a enlazar —circular y espiral—, en determinar las coordenadas del PI, TE, EC, CE y ET.

El rumbo del primer alineamiento ha sido llamado θ , y el del segundo ϕ , siendo θ_c el ángulo de la espiral. En la figura se indican algunas relaciones angulares de interés en base a las cuales se pueden calcular las coordenadas de los puntos solicitados.

En el siguiente ejemplo se puede seguir, paso por paso, el procedimiento de cálculo:

Datos:

Rumbos de los alineamientos: N $61^\circ 14' 00''$ E
S $64^\circ 18' 46''$ E

Coordenadas del PI: N 236.771,339
E 204.780,262

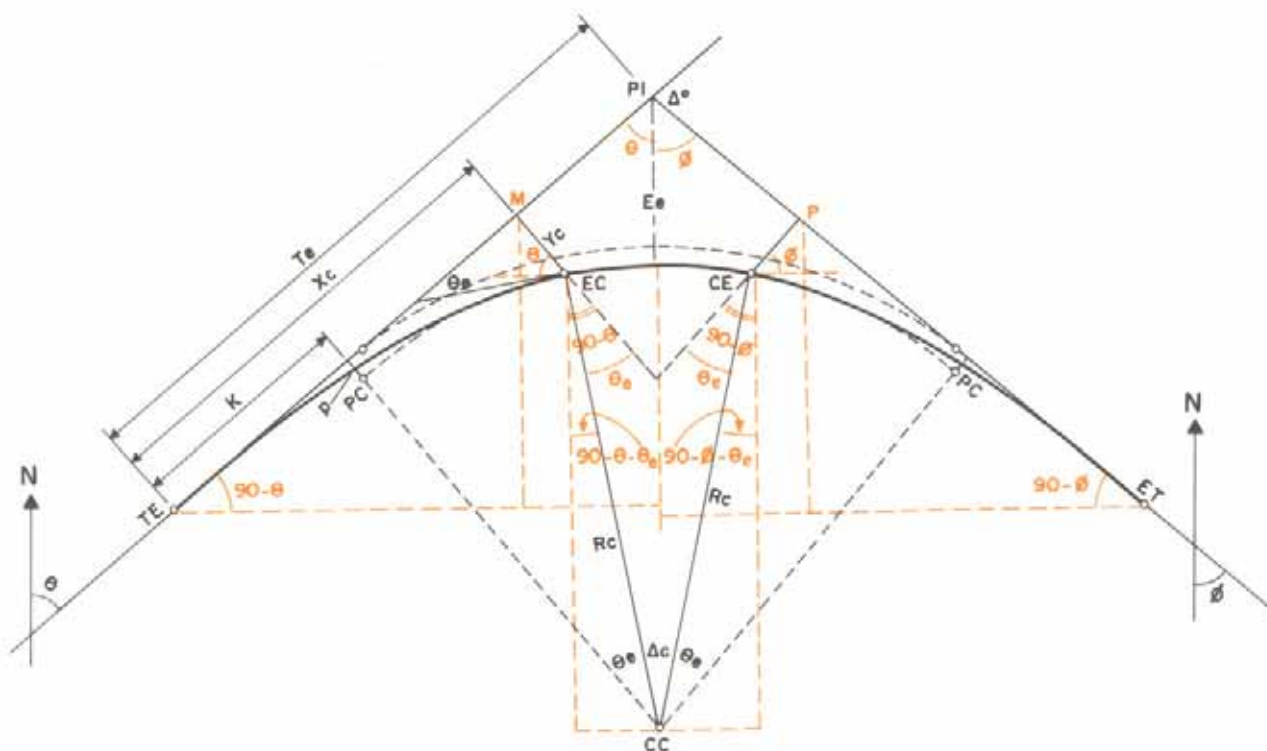


Fig. VIII-10.

Características de las curvas

Circular	$R_c = 2.000 \text{ m}$
Espiral	$\theta_e = 4^\circ 30'$

Solución:

- a) Cálculos previos
Elementos de la espiral

$$l_e = 2 R_c \cdot \theta_e = \frac{2\pi R_c \cdot \theta_e}{180} = 314,159 \text{ m}$$

$$\Delta = 54^\circ 27' 14''$$

$$x_c = 0,999363 \cdot 314,159 = 313,959$$

$$y_c = 0,020353 \cdot 314,159 = 6,394$$

$$k = 313,959 - 2.000 \cdot \sin 4,5 = 157,041$$

$$p = 6,394 - 2.000 (1 - \cos 4,5) = 0,229$$

$$T_e = 157,041 + (2.000 + 0,229) \cdot \operatorname{tg} \frac{54^\circ 27' 14''}{2} = 1.186,208$$

- b) Cálculo de las coordenadas

	N	E	
PI	236.771,339	204.780,262	PI
$T_e \cdot \cos \theta$	- 570,855	- 1.039,814	$T_e \cdot \sin \theta$
TE	236.200,484	- 203.740,448	TE
$x_c \cdot \cos \theta$	+ 151,091	+ 275,212	$x_c \cdot \sin \theta$
M	236.351,575	+ 204.015,660	M
$y_c \cdot \sin \theta$	- 5,605	+ 3,077	$y_c \cdot \cos \theta$
EC	236.345,970	204.018,737	EC
$R_c \cdot \cos (90 - \theta - \theta_e)$	- 1.823,285	+ 821,968	$R_c \cdot \sin (90 - \theta - \theta_e)$
CC	234.522,685	204.840,705	CC
PI	236.771,339	204.780,262	PI
$T_e \cdot \cos \Phi$	- 514,171	+ 1.068,979	$T_e \cdot \sin \Phi$
TS	236.257,168	205.849,241	TS
$x_c \cdot \cos \Phi$	+ 136,088	- 282,932	$x_c \cdot \sin \Phi$
p	236.393,256	205.566,309	p
$y_c \cdot \sin \Phi$	- 5,762	- 2,772	$y_c \cdot \cos \Phi$
CE	236.387,494	205.563,537	CE
$R_c \cdot \cos (90 - \Phi - \theta_e)$	- 1.864,809	- 722,833	$R_c \cdot \sin (90 - \Phi - \theta_e)$
CC	234.522,685	204.840,704	CC

De la misma manera, las coordenadas del PC y de cualquier punto sobre la espiral pueden calcularse.

Así, para un punto P situado a 100 m de TE se tiene en la figura VIII-11:

$$\text{para } l_e = 100$$

$$\theta_{100} = \left(\frac{l}{l_e} \right)^2 \cdot \frac{180 \theta_e}{\pi}$$

$$\theta_{100} = 26^\circ,124$$

$$x_{100} = 0,999363 \cdot 100 = 99,9363$$

$$y_{100} = 0,020353 \cdot 100 = 2,0353$$

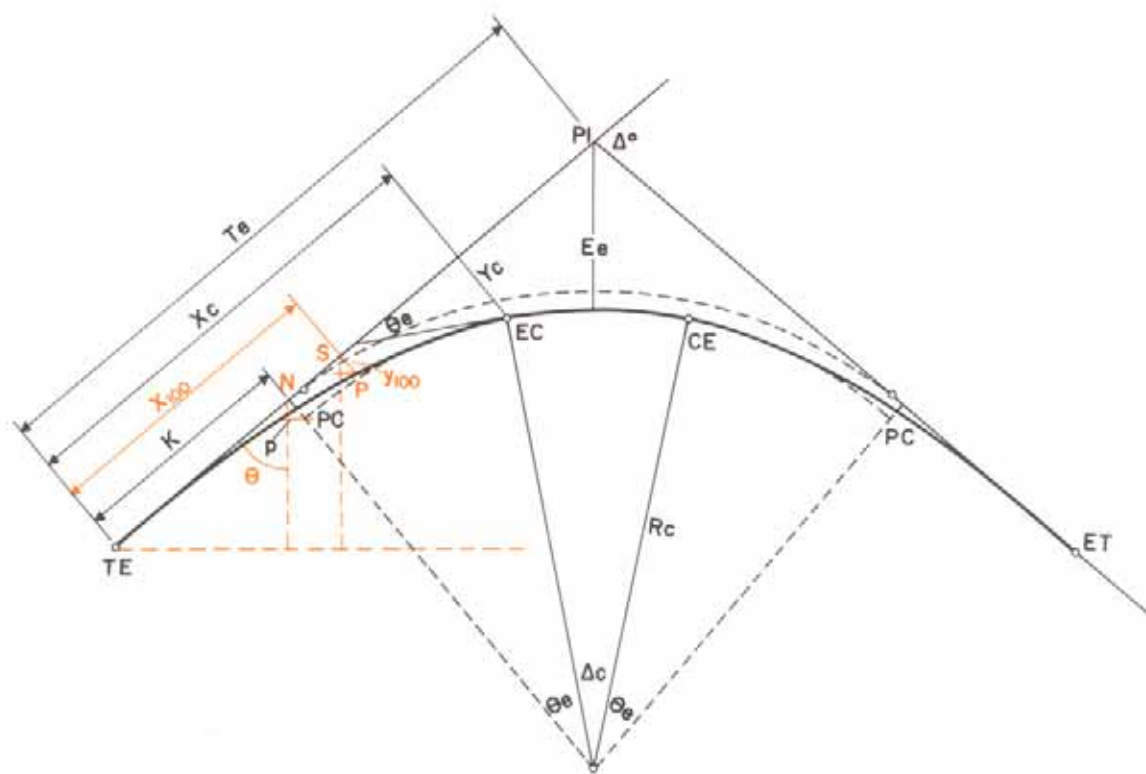


Fig. VIII-11.

y las coordenadas de los puntos indicados se obtienen según el siguiente cálculo:

	N	E	
TE	236.200,484	203.740,448	TE
$k \cdot \cos \theta$	+ 75,575	+ 137,660	$k \cdot \sin \theta$
N	236.276,059	203.878,108	N
$p \cdot \sin \theta$	- 0,201	+ 0,110	$p \cdot \cos \theta$
PC	236.275,858	203.878,218	PC
TE	236.200,484	203.740,448	TE
$x_{100} \cdot \cos \theta$	+ 89,727	+ 44,003	$x_{100} \cdot \sin \theta$
S	236.290,211	203.784,451	S
$y_{100} \cdot \sin \theta$	- 0,896	+ 1,827	$y_{100} \cdot \cos \theta$
P	236.289,315	203.786,278	P

8.2.2.5. Ecuación de alineamientos paralelos

Cuando dos alineamientos son paralelos, el rumbo de las líneas se mantiene, cambiando en la ecuación solamente el valor del intercepto.

Como se aprecia en la figura siguiente, al trasladar el alineamiento A-B a C-D el intercepto I se reduce en el valor $d/\sin \theta$, siendo d la distancia entre ambos alineamientos. De esta manera, el nuevo intercepto vale

$$I_m = I - \frac{d}{\sin \theta}$$

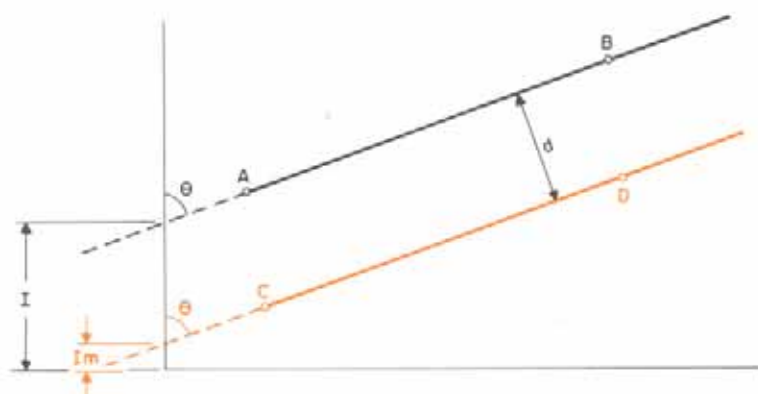


Fig. VIII-12. Alineamientos paralelos.

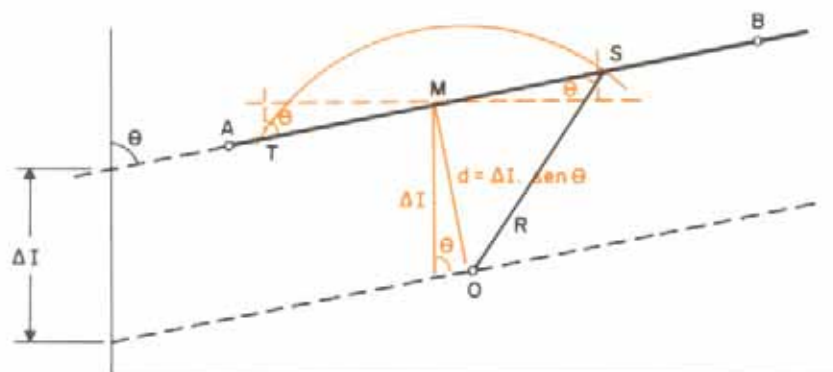


Fig. VIII-13. Intersección entre un alineamiento recto y otro curvo.

8.2.2.6. Cálculo de las coordenadas de los puntos de intersección entre una curva y una recta

Para resolver este problema, por demás muy frecuente en un proyecto, es necesario conocer la ecuación del alineamiento que se intercepta y las coordenadas del centro de la curva y su radio.

El procedimiento a seguir, indicado en la figura VIII-13, es el siguiente:

- Se establece la ecuación de la línea que pasa por el centro de la curva y es paralela a A-B.
- De ambas ecuaciones, se deduce ΔI .
- Se calcula la distancia d entre ambas líneas.
- La perpendicular desde O a la cuerda bisecta a ésta. En el triángulo OMS se calcula la distancia MS.
- A partir de las coordenadas de O, se calculan las de M, S y T, las cuales deben satisfacer la ecuación de la línea A-B.

8.3. GEOMETRIZACION DEL PROYECTO

Se entiende por geometrización de un proyecto no solamente el cálculo de coordenadas de la línea L y de los puntos notables de las curvas, sino también la aplicación de los principios de diseño geométrico, derivados en el Capítulo VI, a los alineamientos horizontal y vertical.

En este sentido, en lo que sigue será considerado la transición del peraltado, el sobreancho de las curvas, la introducción de los carriles auxiliares de subida en la sección transversal y el estudio de la visibilidad en los planos.

8.3.1. TRANSICION DEL PERALTADO

Como ya se vio anteriormente, la sección transversal de la calzada tiene una inclinación diferente según se halle en un alineamiento recto o curvo.

A lo largo del tramo de carretera que precede al alineamiento curvo, para pasar de una sección con bombeo a otra con peralte, es necesario efectuar un cambio de la inclinación transversal de la calzada. Este cambio no puede efectuarse bruscamente, sino que debe hacerse a través de una variación gradual de la pendiente de la calzada, habiéndose llamado *transición del peraltado* al tramo de carretera en el cual se realiza.

Cuando en el proyecto de la carretera se han empleado curvas de transición, la transición del peraltado se realiza conjuntamente con la de la curvatura. En los casos en que no se emplean curvas de transición, la transición del peraltado se realiza en la tangente y parte de la curva circular.

Por confort y apariencia, las prácticas actuales recomiendan que la longitud del tramo donde se efectúe la transición del peraltado debe ser tal que la pendiente longitudinal del borde exterior de la plataforma, relativa al eje de la misma, en una carretera de dos carriles, no debe ser superior a 1:200, lo que equivale, cuando se considera un tramo longitudinal horizontal, a una diferencia de pendiente longitudinal entre el borde exterior y el eje de la carretera de 1/2 por ciento ¹³.

Según Barnett ⁸, la relación 1:200 debe usarse para velocidades de proyecto superiores a 80 kilómetros por hora, recomendándose pendientes relativas de 1:150 y 1:175 cuando las velocidades de proyecto sean 50 y 65 kilómetros por hora, respectivamente.

A fin de destacar la exigencia de las velocidades de proyecto altas y para armonizar con las curvaturas más amplias que entonces se requieren, la AASHO extrapola entre estos valores. De esta manera para las velocidades de proyecto usuales, se recomiendan los siguientes valores:

TABLA VIII-1. PENDIENTES RELATIVAS ENTRE EL BORDE EXTERIOR DE LA PLATAFORMA Y EL EJE DE LA VIA, EN CARRETERAS DE DOS CARRILES, PARA TRANSICION DEL PERALTADO

Velocidad de proyecto (km/h)	50	65	80	95	105	110	120	130
Máxima diferencia de pendiente entre el borde exterior y la línea media de una vía de dos carriles	0,66 %	0,58 %	0,50 %	0,45 %	0,41 %	0,40 %	0,38 %	0,36 %

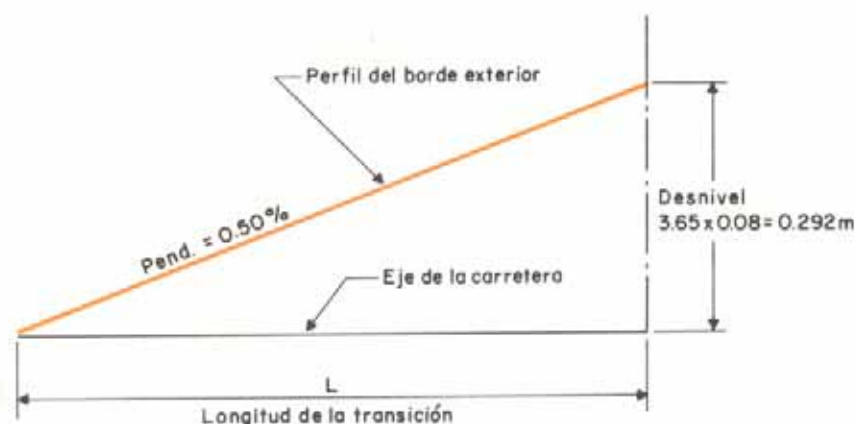


Fig. VIII-14.

Entre los bordes de la plataforma, la máxima diferencia de pendiente será el doble de la indicada en la tabla anterior.

La consideración de las pendientes relativas permite establecer la longitud de la transición del peraltado, la cual será proporcional al peralte.

Sea, por ejemplo, una calzada de dos carriles de 3,65 m de ancho cada uno, con 8 por ciento de peralte para una velocidad de proyecto de 80 km/h.

El desnivel a uno y otro lado del eje vale

$$3,65 \times 0,08 = 0,292 \text{ m}$$

Según lo indicado en la tabla VIII-1, la pendiente relativa entre el borde de la calzada y el eje de la vía debe ser

0,50 por ciento, luego la longitud L de la transición del peraltado será

$$0,292 = L \times 0,005$$

$$L = 58 \text{ m}$$

La siguiente tabla da los valores de la longitud de transición del peraltado así calculados para carreteras de dos carriles.

Para calzadas de mayor número de carriles, los valores indicados deben afectarse de la siguiente manera:

- Calzadas no divididas de cuatro carriles: 1,5 veces la longitud indicada.
- Calzadas no divididas de seis carriles: 2,0 veces la longitud indicada.

TABLA VIII-2. LONGITUDES DE TRANSICION DEL PERALTADO ¹³

Valor del peralte (%)	Longitud de la transición del peraltado (en m) para distintas velocidades de proyecto							
	50	65	80	95	105	110	120	130
carriles de 3,35 m								
2	10	12	15	17	18	18	20	20
4	21	26	29	33	35	37	38	40
6	34	38	44	49	52	55	58	61
8	44	52	58	66	70	73	78	81
10	55	64	73	82	88	92	100	100
12	66	76	88	99	105	110	119	120
carriles de 3,05 m								
2	9	10	12	14	15	15	17	17
4	18	21	24	28	29	30	32	34
6	27	32	36	42	44	45	49	50
8	36	43	48	56	58	60	64	67
10	45	53	60	70	73	75	81	84
12	54	64	72	84	88	90	98	110
Longitudes mínimas recomendadas, independiente del peralte ...	30	38	46	56	58	60	68	75

El uso de valores menores que los indicados en la tabla produce bordes estéticamente objetables. Los valores indicados al pie de la tabla son los usuales para proyectar. Ellos corresponden, aproximadamente, a las distancias recorridas por un vehículo en dos segundos, a la velocidad de proyecto.

Cuando en el proyecto se han empleado curvas de transición, la transición del peraltado se realiza a lo largo de toda ella. Dependiendo del criterio que se utilice para calcular la longitud mínima de la clotoide, su longitud puede ser mayor o menor que los valores indicados para la transición del peraltado. En vista de la naturaleza empírica de ambos valores, uno de ellos puede ajustarse para el diseño. Siendo los valores de la transición del peraltado aplicables a todas las curvas peraltadas, ellos pueden emplearse como longitudes mínimas de las curvas de transición.

Cuando en el proyecto no se utilizan curvas de transición, la transición del peraltado se reparte entre el alineamiento recto y la curva circular, usándose métodos empíricos para determinar la longitud de la transición del peraltado.

Uno de los métodos que se emplean¹⁴ distribuye 2/3 de la transición en la tangente y 1/3 en la curva circular. De esta manera, la curva comienza con 2/3 del peralte.

Si bien consideraciones teóricas favorecen este procedimiento, los resultados no son los más favorables para el conductor de un vehículo, quien, en el alineamiento recto, habrá de maniobrar el volante en dirección contraria a la de la curva que va a tomar, a fin de mantenerse en su trayectoria, a la vez que el rozamiento que se va a desarrollar a la entrada de la curva no será suficiente para contrarrestar el menor peralte aplicado, pudiendo presentarse una situación potencialmente peligrosa a la entrada de la curva.

Diversos métodos pueden utilizarse para realizar la transición del peraltado.

1. Rotando el plano de la calzada alrededor de su eje central.
2. Rotando el plano de la plataforma alrededor de su borde interior.
3. Rotando el plano de la plataforma alrededor de su borde exterior.

El primer método es el más ampliamente usado, pues con él los cambios de elevación de los bordes de la plataforma producen menos distorsión que los otros métodos.

En ciertos casos, por ejemplo carreteras en terrenos muy planos, la rotación puede realizarse alrededor del borde interior a fin de mejorar la visibilidad de la curva. Este método es empleado también para evitar dificultades en el drenaje superficial de la carretera, especialmente en tramos en trinchera.

El tercer método es recomendable cuando se desea destacar la apariencia del trazado.

Gráficamente, la rotación del plano de la calzada se indica por los perfiles longitudinales de los bordes de la plataforma y del eje.

En la figura VIII-15 se muestra una calzada que rota alrededor del eje cuyo perfil longitudinal está representado por la recta MH . La línea punteada superior corresponde al perfil del borde exterior de la calzada desde un punto anterior al TE hasta alcanzar el peralte máximo en el EC de la curva circular. La línea punteada inferior representa el perfil del borde interior.

En la parte inferior de la figura se ha representado la posición de la sección transversal en distintos puntos de la transición.

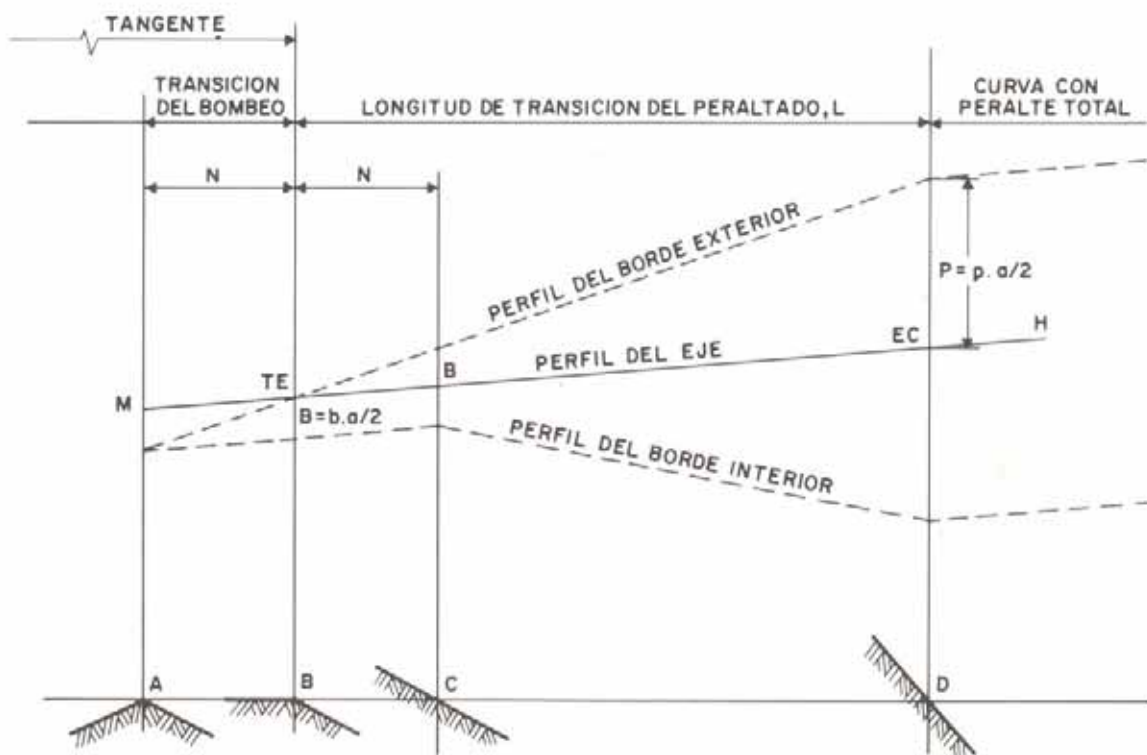


Fig. VIII-15. Transición del peraltado: rotación de la calzada alrededor del eje central. Representación de los bordes y del eje de la calzada.

Como se observa en la figura, el paso de una sección transversal con bombeo a otra cuya inclinación corresponde al peralte se realiza de la siguiente manera: en A, la sección mantiene el bombeo; en B, el carril exterior se ha hecho horizontal; en C, la sección transversal es plana, con una inclinación igual al bombeo; y en D, la sección alcanza el peralte.

En cuanto a la longitud de transición del bombeo, como quiera que la inclinación relativa del borde exterior de la calzada es uniforme antes y después del TE, de los dos triángulos semejantes opuestos por el vértice, en la figura VIII-15 resulta

$$\frac{B}{P} = \frac{N}{L}$$

de donde

$$N = \frac{B \cdot L}{P} = \frac{b \cdot L}{p}$$

siendo

L = Longitud de transición del peraltado.

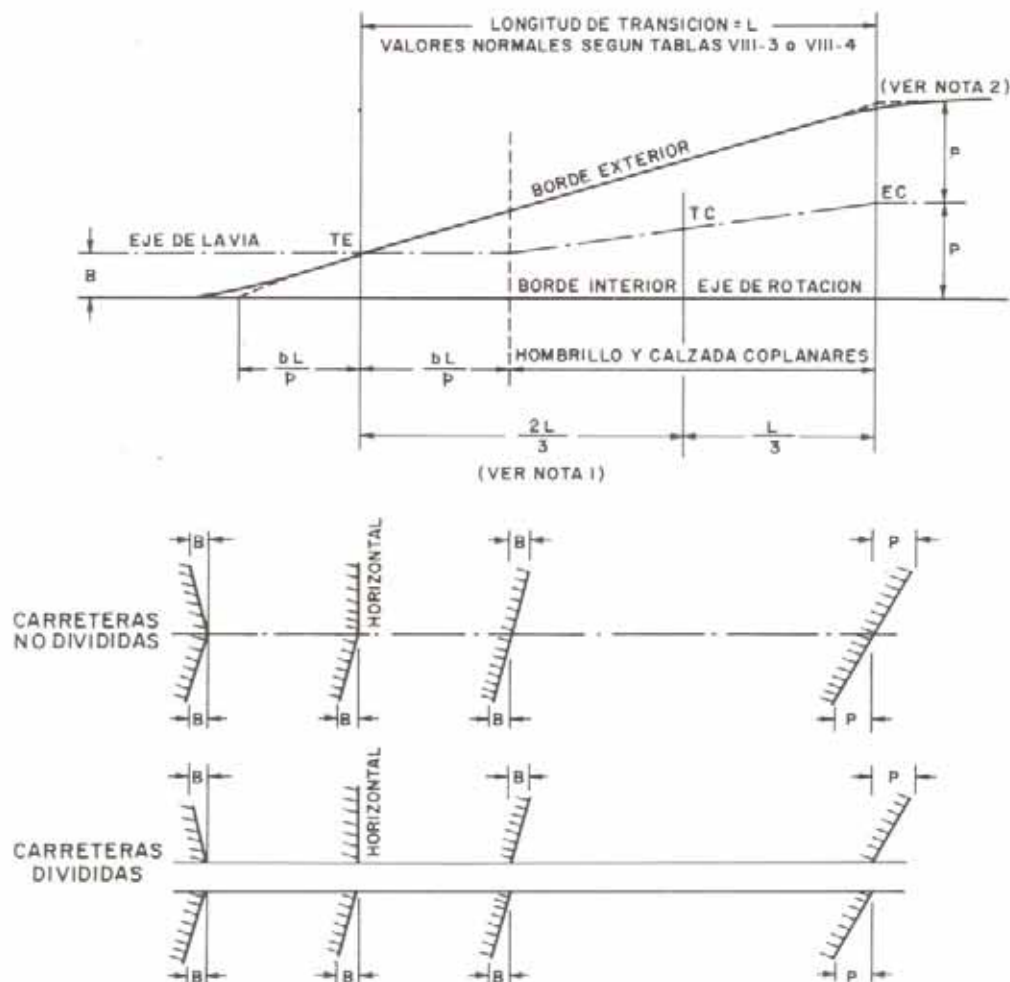
N = Longitud de transición del bombeo.

$$B = \text{bombeo} = b \cdot \frac{a}{2}$$

$$P = \text{peralte} = p \cdot \frac{a}{2}$$

De acuerdo con las normas venezolanas¹⁵, la rotación de la sección para producir el peralte en las carreteras no divididas se debe efectuar por el eje, permitiéndose la rotación por el borde interior sólo en las carreteras por terrenos muy planos. En ellas también se especifica que la transición del peraltado se debe realizar conjuntamente con la de la curvatura, debiendo formar la calzada y hombrillos un solo plano en las secciones peraltadas, excepto cuando la inclinación sea mayor que el peralte, en cuyo caso el hombrillo conserva su inclinación.

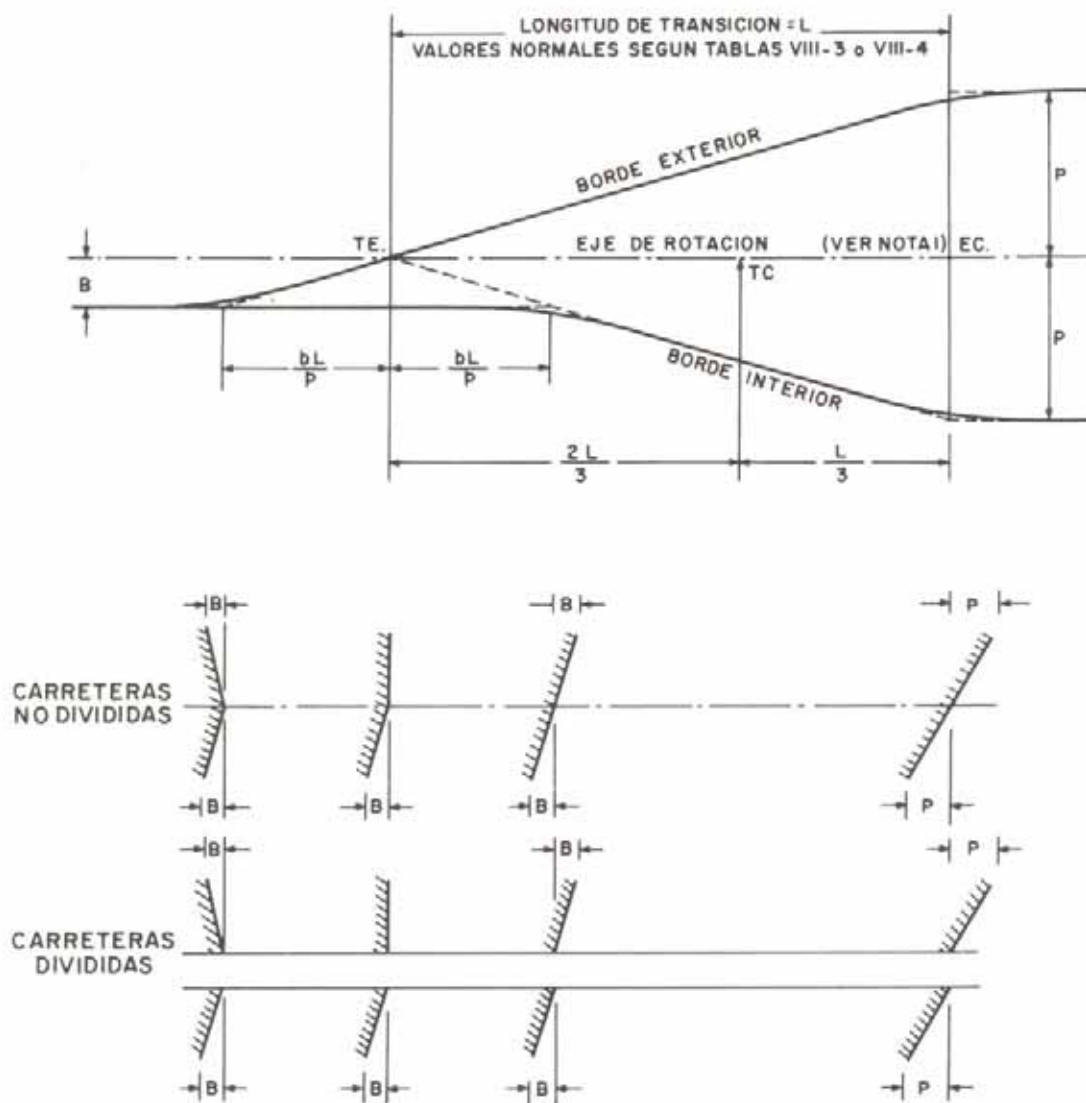
De acuerdo con estas normas, la transición del peraltado, en los distintos casos que se presentan, se realiza según lo indicado en las figuras VIII-16 a 20.



NOTA 1. En el caso de curvas simples, parte de la transición del peralte se efectuará en el alineamiento recto y parte en la curva, en proporciones de 2/3 y 1/3 respectivamente, como indica la figura.

NOTA 2. Los quiebres en los alineamientos indicados se suavizan con curvas verticales de 20 m de longitud.

Fig. VIII-16. Transición de peralte: Rotación por el borde interior de la calzada.



NOTA 1: En el caso de curvas simples, parte de la transición del peralte se efectuará en el alineamiento recto y parte en la curva, en proporciones de 2/3 y 1/3 respectivamente, como indica la figura.

NOTA 2: Los quiebres en los alineamientos indicados se suavizan con curvas verticales de 20 m. de longitud.

Fig. VIII-17. Transición del peralte: Rotación por el eje de la calzada.

Para la longitud de transición, las normas venezolanas han fijado los siguientes valores mínimos:

- $L \geq a \cdot e \cdot n$ para rotación de un carril.
 $L \geq \frac{3}{4} \cdot a \cdot e \cdot n$ para rotación de dos carriles.
 $L \geq \frac{2}{3} \cdot a \cdot e \cdot n$ para rotación de tres carriles.

donde

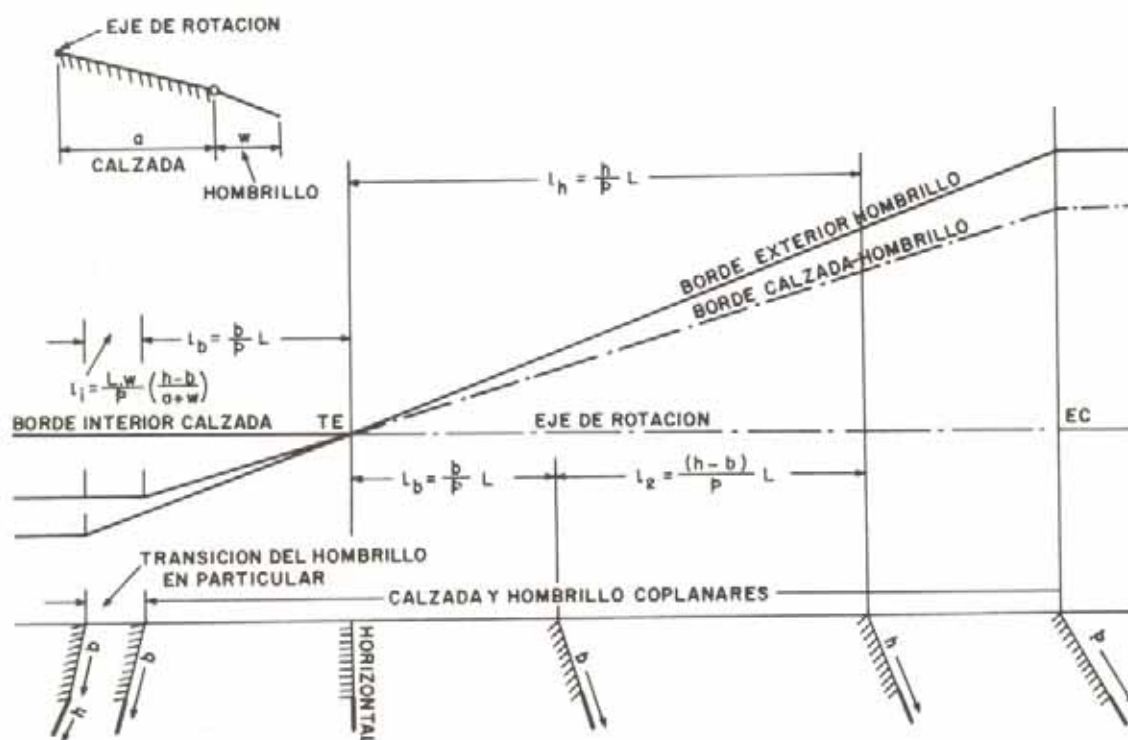
- a = Ancho de rotación, o sea, la distancia entre el eje de rotación para el peralte y el borde exterior del carril más alejado.
 e = Peralte, expresado por la tangente del ángulo de inclinación.
 n = Pendiente longitudinal relativa entre el eje de rotación y el borde de la plataforma, expresada según la cotangente del ángulo de inclinación.

Siendo que, por normas, en los casos en que se tenga espiral de transición, la transición del peraltado deberá realizarse conjuntamente con la de la curvatura, los valores de la longitud de transición del peraltado corresponden también a los de la longitud de la espiral recomendable por confort y apariencia.

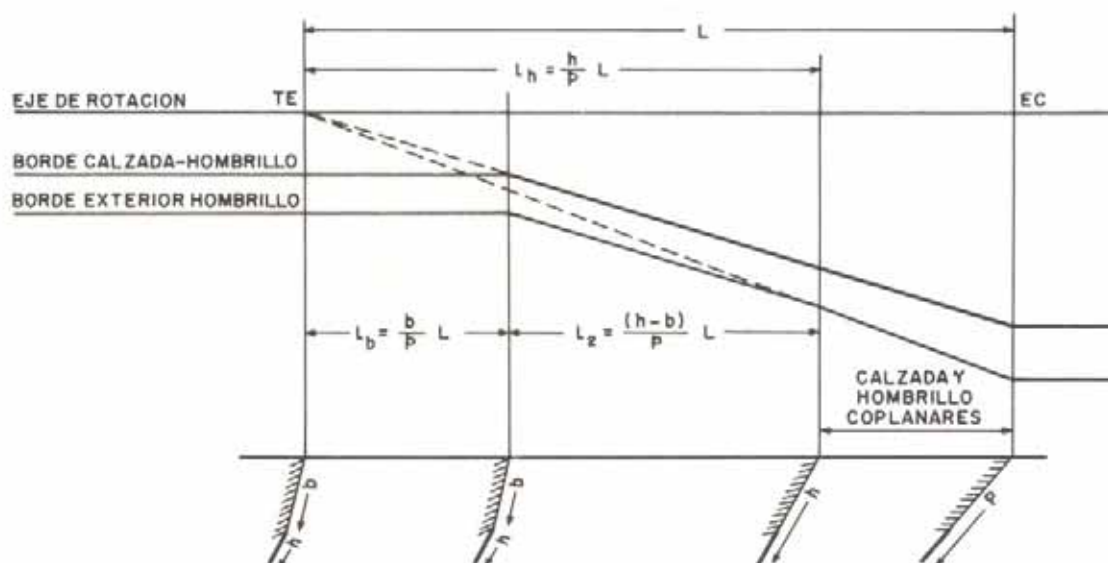
Las tablas VIII-3 y VIII-4 dan los valores de dichas longitudes.

Un recurso de extraordinaria utilidad para la ubicación de las estructuras de drenaje en las secciones peraltadas lo constituye el dibujo de las curvas de pavimento. Son éstas curvas de nivel que indican en los planos de planta la topografía modificada, de acuerdo a la sección y pendiente de la vía.

En los alineamientos rectos, las curvas de pavimento repiten la forma de la sección transversal en lo que parece ser una escala exagerada ¹⁶.

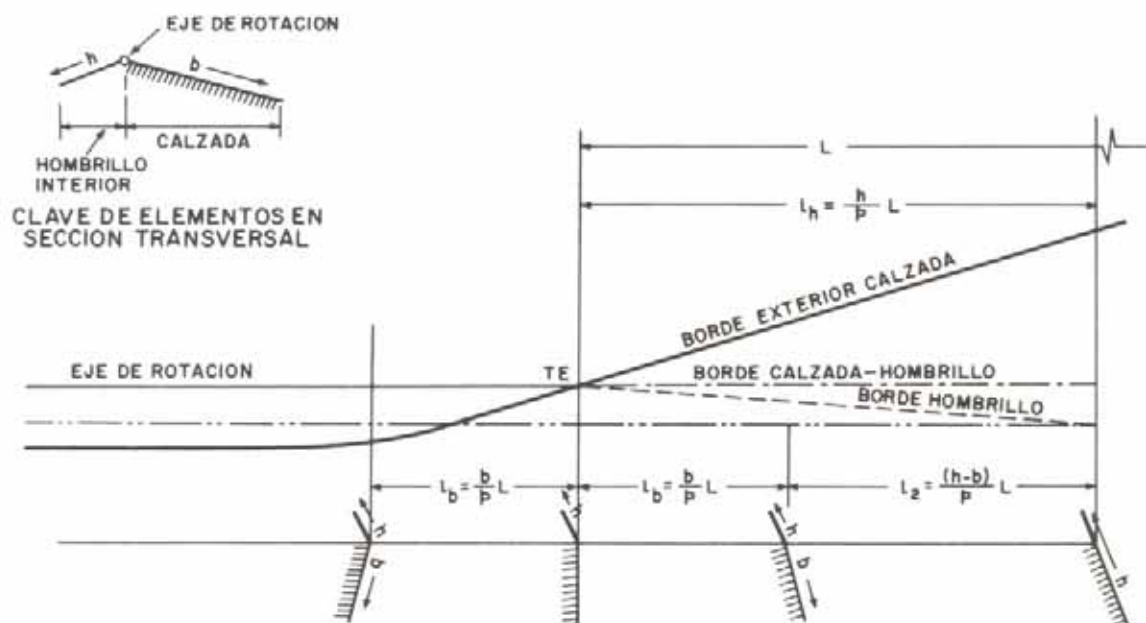


CASO I - PERALTE DE SIGNO CONTRARIO A LA INCLINACION DEL HOMBRILLO

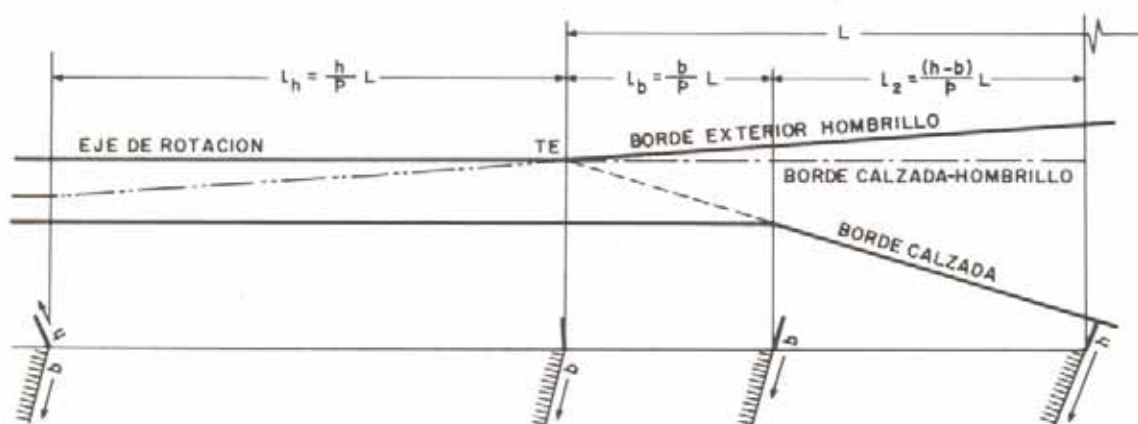


CASO II - PERALTE DE IGUAL SIGNO A LA INCLINACION DEL HOMBRILLO.

Fig. VIII-18. Transición del peralte: Transición de la inclinación del hombrillo exterior.



CASO I - PERALTE CONTRARIO A LA INCLINACION DE LA CALZADA



CASO II - PERALTE DE IGUAL SIGNO QUE EL BOMBEO DE LA CALZADA

Fig. VIII-19. Transición del peralte: Transición de la inclinación del hombrillo interior.

En la figura VIII-21 se indican las curvas de pavimento correspondientes a la sección transversal dibujada, en un tramo recto de una carretera cuya pendiente longitudinal es 3 por ciento y cuyas otras características están anotadas en la figura.

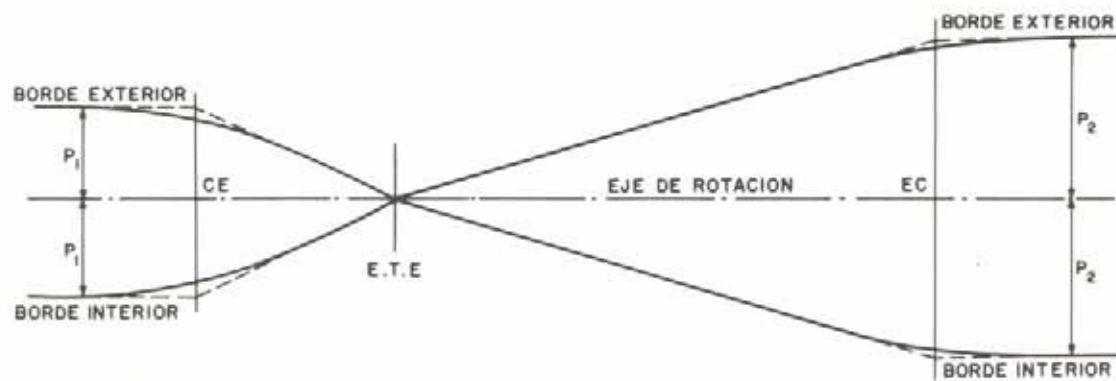
El dibujo de las curvas de pavimento se ha realizado de la siguiente manera:

1. En el eje de la vía se han indicado los puntos A, B,

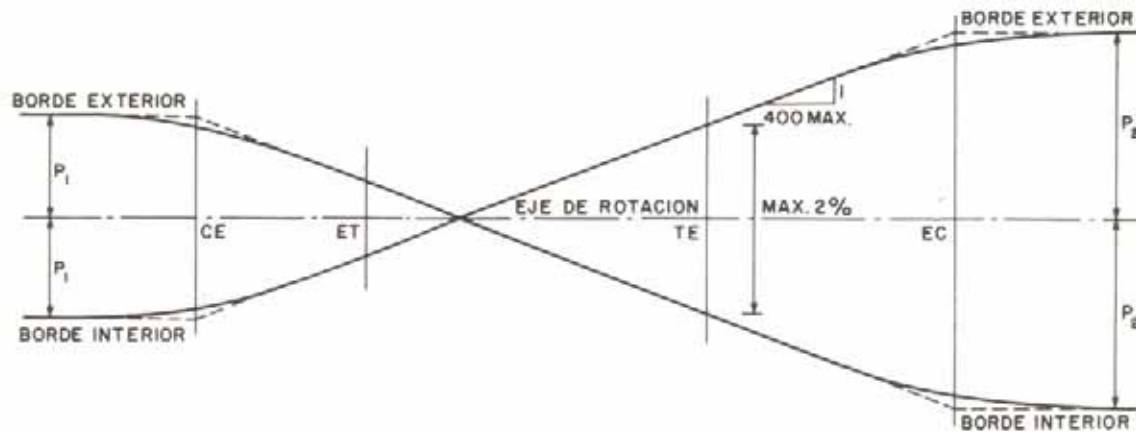
C... de cota 180,00, 180,50, 181,00, etc. Cada uno de estos puntos es el vértice de una parábola.

2. En cualquiera de estos puntos, el desnivel entre el eje de la calzada y sus bordes es 0,08 m ($3,35 \times 0,025$). En planta, este desnivel corresponde a una distancia $ab = 0,08/0,03 = 2,66$ m.

Una perpendicular en b permite fijar los puntos c y d y así dibujar la parábola c a d.



CURVAS REVERTIDAS



CURVAS REVERTIDAS CON RECTA INTERMEDIA CORTA

Fig. VIII-20. Transición del peralte: Caso de curvas revertidas.

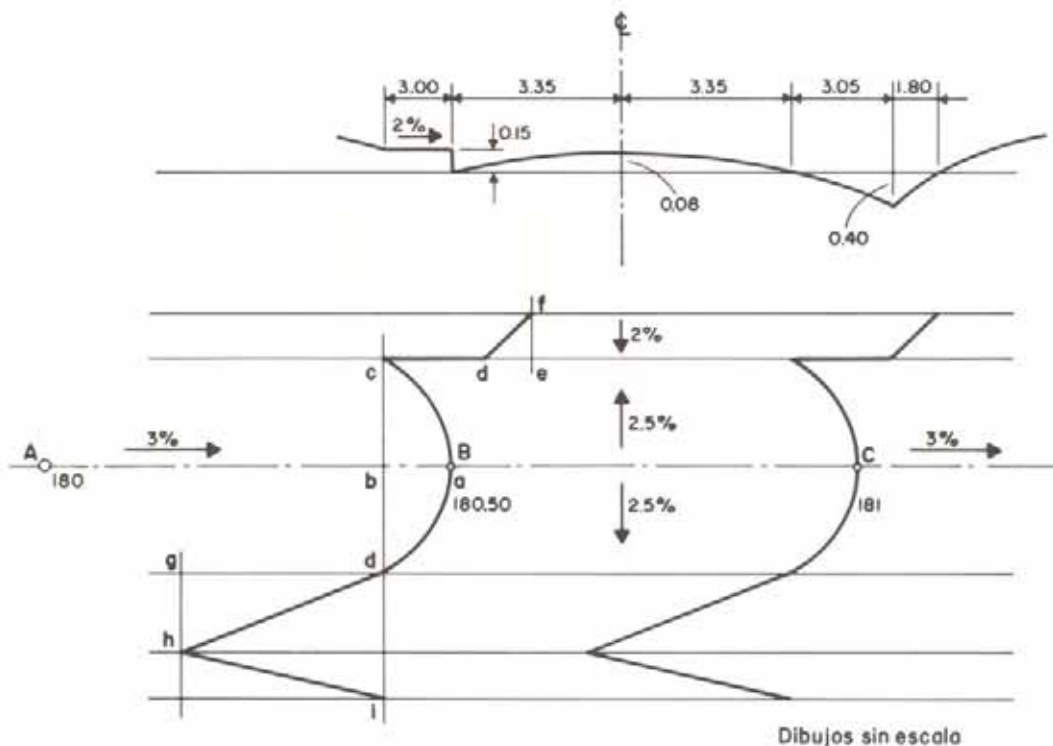


Fig. VIII-21. Dibujo de curvas de pavimento.

TABLA VIII-3. TRANSICIONES DE CURVATURA Y PERALTE. VALORES NORMALES PARA CLOTOIDES DEFINIDAS POR SU LONGITUD Y POR EL RADIO DE LA CURVA CIRCULAR

Radios (m)	Longitud de transición de curvatura y peralte			Pendiente relativa entre el eje de rotación y el borde alejado del pavimento		
	Ancho de rotación			Ancho de rotación		
	1 carril	2 carriles	3 carriles	1 carril	2 carriles	3 carriles
• 50	55	90	120	1 : 125	1 : 105	1 : 90
• 60	60	95	130	1 : 135	1 : 110	1 : 100
• 70	60	100	135	1 : 140	1 : 115	1 : 105
• 80	65	100	140	1 : 150	1 : 115	1 : 105
• 90	70	105	145	1 : 160	1 : 120	1 : 110
• 100	70	110	145	1 : 160	1 : 125	1 : 110
• 120	75	115	155	1 : 170	1 : 130	1 : 120
• 140	80	120	160	1 : 185	1 : 135	1 : 120
• 150	80	125	165	1 : 185	1 : 140	1 : 125
• 160	85	125	165	1 : 195	1 : 145	1 : 125
• 180	85	130	170	1 : 195	1 : 150	1 : 130
• 200	90	130	175	1 : 205	1 : 155	1 : 135
220	90	130	175	1 : 205	1 : 150	1 : 135
240	90	135	180	1 : 205	1 : 155	1 : 135
• 250	90	135	180	1 : 205	1 : 165	1 : 140
260	90	135	180	1 : 215	1 : 160	1 : 145
280	90	135	180	1 : 215	1 : 160	1 : 145
• 300	90	135	180	1 : 225	1 : 170	1 : 150
320	90	135	180	1 : 225	1 : 170	1 : 150
340	90	135	180	1 : 235	1 : 175	1 : 155
• 350	90	135	180	1 : 235	1 : 175	1 : 155
360	90	135	160	1 : 245	1 : 185	1 : 165
380	90	130	175	1 : 260	1 : 190	1 : 170
• 400	90	130	170	1 : 275	1 : 200	1 : 170
420	90	125	165	1 : 290	1 : 200	1 : 175
440	90	120	160	1 : 290	1 : 195	1 : 170
• 450	85	120	155	1 : 290	1 : 205	1 : 175
460	85	120	150	1 : 290	1 : 205	1 : 170
480	85	115	145	1 : 310	1 : 210	1 : 175
• 500	85	110	140	1 : 310	1 : 200	1 : 170
520	85	110	135	1 : 335	1 : 215	1 : 175
540	80	105	130	1 : 315	1 : 205	1 : 170
• 550	80	105	130	1 : 340	1 : 220	1 : 180
• 600	80	100	120	1 : 365	1 : 230	1 : 185
650	75	95	115	1 : 375	1 : 235	1 : 190
700	70	90	105	1 : 350	1 : 225	1 : 175
750	70	85	100	1 : 385	1 : 235	1 : 185
• 800	65	80	95	1 : 395	1 : 245	1 : 195
850	60	80	90	1 : 365	1 : 245	1 : 185
900	60	75	90	1 : 365	1 : 230	1 : 185
950	55	70	85	1 : 375	1 : 240	1 : 195
• 1.000	55	70	85	1 : 375	1 : 240	1 : 195
1.100	50	65	80	1 : 345	1 : 225	1 : 185
• 1.200	45	60	75	1 : 350	1 : 235	1 : 195
1.300	40	55	70	1 : 315	1 : 215	1 : 185
1.400	35	50	65	1 : 320	1 : 230	1 : 200
• 1.500	30	45	60	1 : 275	1 : 205	1 : 185
1.600	30	40	55	1 : 330	1 : 220	1 : 200
1.700	30	35	50	1 : 410	1 : 240	1 : 230
1.800	30	35	50	1 : 410	1 : 240	1 : 230
1.900	30	30	45	1 : 410	1 : 205	1 : 205
2.000	30	30	45	1 : 410	1 : 205	1 : 205
2.200	30	30	45	1 : 410	1 : 205	1 : 205
2.500	30	30	45	1 : 410	1 : 205	1 : 205
3.000	30	30	45	1 : 410	1 : 205	1 : 205

Nota: La línea doble en la columna de longitudes indica el límite de curvatura hasta el cual se usan curvas de transición en carreteras de 2, 4 y 6 carriles respectivamente. Los valores de longitud por debajo de esta línea se aplican sólo para la transición del peralte. Se destaca que el rango de radios de esta tabla corresponde con el de la tabla VIII-4; el rango de radios de la tabla VIII-4 se ha tomado de las tablas de la «clotoide» de Kasper, Schürba y Lorenz, con objeto de facilitar su uso. Los valores que llevan el signo (•) indican los radios normales usados con más frecuencia en los proyectos.

TABLA VIII-4. TRANSICIONES DE CURVATURA Y PERALTE. VALORES NORMALES PARA CLOTOIDES DEFINIDAS POR SU PARAMETRO

Radios (m)	Parámetros de la transición			Longitudes resultantes de la transición			Pendiente relativa entre el eje de rotación y el borde alejado del pavimento		
	Ancho de rotación			Ancho de rotación			Ancho de rotación		
	1 carril	2 carriles	3 carriles	1 carril	2 carriles	3 carriles	1 carril	2 carriles	3 carriles
50	55	65	80	60,50	84,50	128,00	1 : 138	1 : 96	1 : 97
60	60	75	90	60,00	93,75	135,00	1 : 137	1 : 107	1 : 103
70	65	80	100	60,36	91,43	142,85	1 : 138	1 : 104	1 : 109
80	70	90	110	61,25	101,25	151,25	1 : 140	1 : 115	1 : 115
90	80	100	120	71,11	111,11	160,00	1 : 162	1 : 127	1 : 122
100	90	110	125	81,00	121,00	156,25	1 : 185	1 : 138	1 : 119
120	100	120	140	83,33	120,00	163,33	1 : 190	1 : 137	1 : 124
140	110	130	150	86,43	120,71	160,71	1 : 197	1 : 138	1 : 122
150	110	140	160	80,66	130,67	170,66	1 : 184	1 : 149	1 : 130
160	120	140	160	90,00	122,50	160,00	1 : 205	1 : 140	1 : 122
180	125	150	175	86,80	125,00	170,14	1 : 198	1 : 143	1 : 129
200	130	160	190	84,50	128,00	180,50	1 : 193	1 : 146	1 : 137
225	140	170	200	87,11	128,44	177,79	1 : 199	1 : 147	1 : 135
250	150	180	210	90,00	129,60	176,40	1 : 205	1 : 148	1 : 134
275	160	190	220	93,09	131,27	176,00	1 : 222	1 : 156	1 : 140
300	170	200	230	96,33	133,33	176,33	1 : 240	1 : 166	1 : 146
325	170	210	240	88,92	135,69	177,23	1 : 221	1 : 169	1 : 147
350	180	220	250	92,57	138,28	178,57	1 : 241	1 : 180	1 : 155
375	190	225	260	96,27	135,00	180,27	1 : 277	1 : 195	1 : 173
400	190	230	260	90,25	132,25	169,00	1 : 275	1 : 201	1 : 171
425	190	230	270	84,94	124,47	171,53	1 : 274	1 : 200	1 : 184
450	200	240	270	88,89	128,00	162,00	1 : 304	1 : 219	1 : 185
500	210	240	270	88,20	115,20	145,80	1 : 322	1 : 210	1 : 177
550	210	240	270	80,18	104,73	132,54	1 : 338	1 : 220	1 : 186
600	220	250	270	80,66	104,17	121,50	1 : 368	1 : 238	1 : 185
650	220	250	270	74,46	96,15	112,15	1 : 371	1 : 239	1 : 186
700	220	250	270	69,14	89,26	104,14	1 : 344	1 : 222	1 : 173
750		250	270		83,33	97,20		1 : 228	1 : 177
800		250	280		78,12	98,00		1 : 238	1 : 199
900			290			93,44			1 : 190

- En c la altura del brocal es 0,15 m, la cual, en planta, se corresponde con la posición del punto d , siendo la distancia $cd = 0,15/0,03 = 5,00$ m.
- La acera tiene una pendiente transversal de 2 por ciento; luego el desnivel entre sus bordes es de $3 \times 0,02 = 0,06$ m, encontrándose entonces el punto e a la distancia de $0,06/0,02 = 3,00$ m. Una perpendicular en e establece el punto f , que permite completar el dibujo de la curva de pavimento de este lado de la sección.
- Del lado derecho de la sección, el punto correspondiente al fondo del canal se localiza de manera semejante: la distancia $dg = 0,40/0,03 = 13,33$ m. La perpendicular en g permite ubicar el punto h y de

aquí situar i frente a d . Así queda completada una curva de pavimento. Las curvas restantes se encuentran del mismo modo.

Para el caso de una curva peraltada, el siguiente procedimiento puede aplicarse:

- Se dibuja el diagrama de los perfiles del tramo peraltado, fijando los puntos A , B , C y D que corresponden a las secciones donde comienza la transición del bombeo, donde el lado externo de la plataforma se pone horizontal, donde toda la plataforma tiene una pendiente uniforme y donde se alcanza el peralte completo, respectivamente (véase Fig. VIII-22).

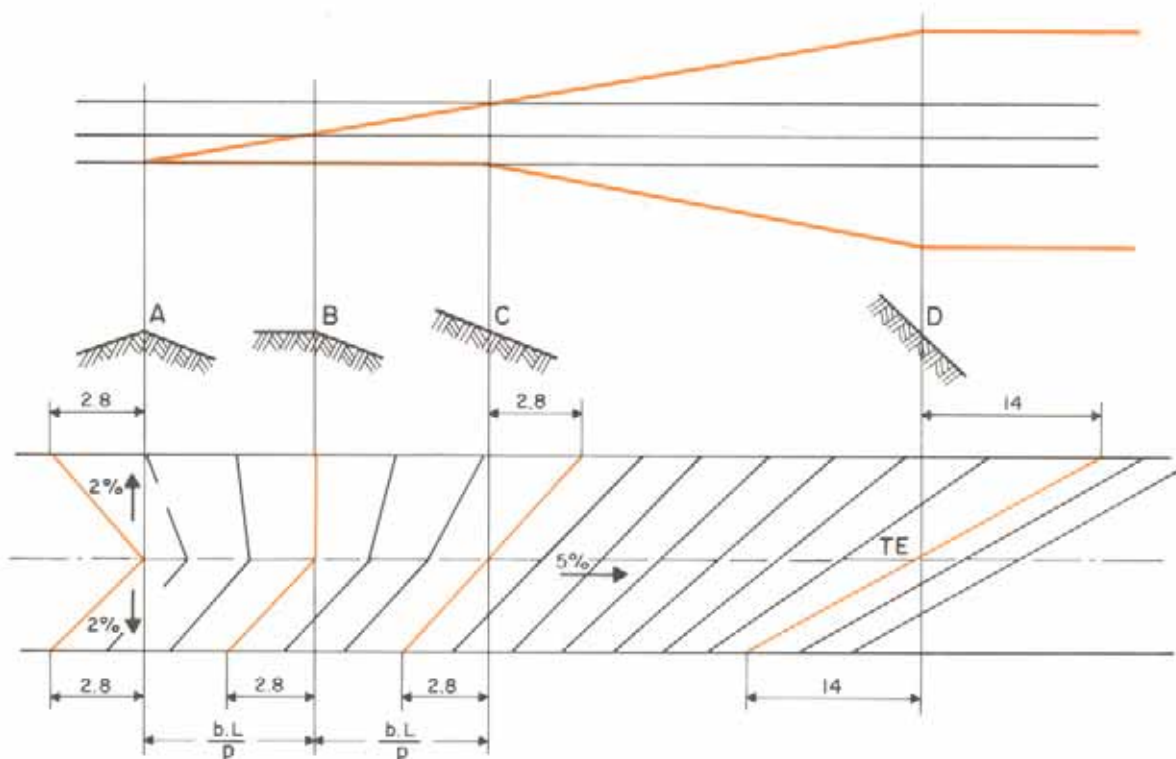


Fig. VIII-22. Dibujo de las curvas de pavimento para un tramo peraltado.

2. Se indican en el plano de plantas estas posiciones y se dibujan sus curvas de pavimento.
3. Se dibujan las curvas de pavimento correspondientes a cada tramo así demarcado, interpolándolas entre los distintos puntos de cambio señalados.

Ejemplo:

Pendiente en el eje	5 %
Bombeo	2 %
Peralte	10 %
Ancho de plataforma	14 m

a) Sección A:

Desnivel del borde con respecto a eje

$$7 \times 0,02 = 0,14 \text{ m}$$

Distancia sobre el borde

$$\frac{0,14}{0,05} = 2,8 \text{ m}$$

b) Sección B:

Borde externo: al mismo nivel del eje.

Borde interno: a 0,14 m por debajo del eje.

Distancia sobre el borde.

$$\frac{0,14}{0,05} = 2,8 \text{ m}$$

c) Sección C:

Bordes externo e interno a + 0,14 m y - 0,14 m, respectivamente.

d) Sección D:

Desnivel de los bordes con respecto al eje

$$7 \times 0,10 = 0,70 \text{ m}$$

Distancia sobre el borde

$$\frac{0,70}{0,05} = 14 \text{ m}$$

e) Se fijan en el eje los puntos de cota redonda de 10 en 10 cm de desnivel. Estos distarán entre sí

$$\frac{10}{0,05} = 2 \text{ m entre ellos}$$

f) Se interpolan entre las curvas antes dibujadas las curvas de pavimento en estos puntos.

8.3.2. SOBREALCHO EN LAS CURVAS. VALORES DE DISEÑO. TRANSICION DEL SOBREALCHO

Cuando un vehículo circula por una curva horizontal, el ancho de calzada que ocupa es mayor que en la tangente. Ello es debido a que las ruedas traseras del vehículo siguen una trayectoria distinta a la de las ruedas delanteras y a que los conductores tienen, generalmente, dificultad en mantener su vehículo en el eje del carril correspondiente. A fin de

facilitar la operación de los vehículos en las curvas, el ancho de la calzada debe aumentarse en éstas. Este aumento del ancho recibe el nombre de *sobreancho de la curva*.

Cuando un vehículo recorre una trayectoria curva, las ruedas de dirección pueden virar hasta un ángulo de 45° por medio del mecanismo que las une al volante. En esta operación no vira todo el eje delantero del vehículo, sino solamente los muñones sobre los cuales están fijadas las ruedas. De esta manera, no sólo se reduce la masa que hay que hacer girar por medio del volante, sino que también las dos ruedas delanteras pueden girar ángulos diferentes.

Este sistema mecánico es necesario, ya que el vehículo, al entrar en una curva, gira alrededor de un punto que está sobre la prolongación de su eje posterior para que así las ruedas traseras, que son rígidas en el ángulo que forman con el eje, puedan rodar sobre arcos concéntricos, como se puede apreciar en la figura.

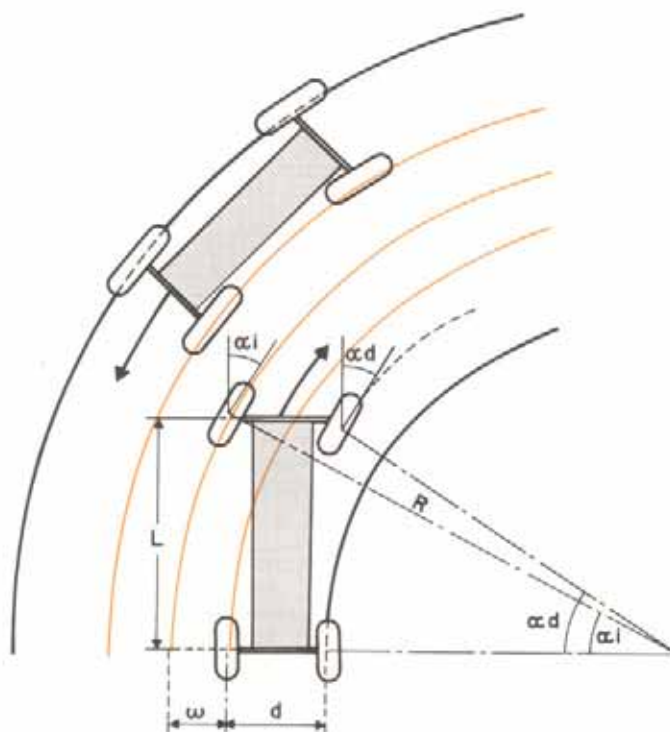


Fig. VIII-23. Posición relativa de dos vehículos en una curva.

La posición relativa de las ruedas traseras del vehículo en la curva depende de la velocidad y de la fricción que se desarrolle para contrarrestar la fuerza centrífuga que no es compensada por el peralte.

Cuando el vehículo recorre la curva a la velocidad de equilibrio, no se desarrolla fricción lateral alguna; en este caso, los recorridos de las ruedas posteriores se mantienen desplazados hacia adentro con respecto a los de las ruedas delanteras.

Un aumento de la velocidad hace que la fricción empiece a actuar para absorber la fuerza centrífuga que no es

contrarrestada por el peralte; en este caso, las ruedas posteriores se desplazan hacia afuera de la trayectoria recorrida por las ruedas delanteras a fin de formar el ángulo de esvía requerido para desarrollar dicha fricción.

A medida que la velocidad aumenta, el desplazamiento hacia afuera se acentúa ^{17, 18}.

Cuando el vehículo viaja a la velocidad de equilibrio, la distancia radial entre las trayectorias de las ruedas delanteras y traseras es $\omega = R - \sqrt{R^2 - L^2}$, siendo R el radio de la trayectoria de la rueda delantera externa y L la distancia entre ejes del vehículo.

A velocidades distintas de la de equilibrio, la posición relativa de las ruedas traseras depende de la velocidad y no existe forma analítica de calcular el desplazamiento entre las trayectorias de las ruedas delanteras y traseras, ya que ello depende del ángulo de esvía desarrollado por el vehículo.

Debido a las razones expuestas, existen numerosas variaciones en la forma de calcular el sobreancho de las curvas.

Diversas fórmulas han sido recomendadas, siendo una de las primeras la sugerida por Voshell ¹⁹.

Esta fórmula expresa que, para una carretera de dos carriles, el sobreancho requerido es

$$\omega = 2(R - \sqrt{R^2 - L^2}) + \frac{5.8}{\sqrt{R}}$$

siendo

- w = Sobreancho (metros).
 R = Radio de la curva en el eje de la carretera (metros).
 L = Distancia entre ejes del vehículo (metros).

Esta expresión es parcialmente empírica, ya que el primer término corresponde al sobreancho exigido por la velocidad de equilibrio y el segundo es totalmente empírico, propuesto para una velocidad de 35 millas por hora (56,32 km/h).

Una generalización de esta fórmula ha sido desarrollada por Barnett ⁸.

$$w = n (R - \sqrt{R^2 - L^2}) + \frac{V}{\sqrt{R}}$$

siendo

- w = Sobreancho (pies).
 n = Número de carriles de la vía.
 V = Velocidad de proyecto (millas por hora).
 R y L = Radio de la curva y distancia entre ejes del vehículo, respectivamente (pies).

En unidades métricas, w , R y L en metros y V en kilómetros por hora, la fórmula anterior puede escribirse en la forma aproximada siguiente

$$W = n (R - \sqrt{R^2 - L^2}) + \frac{0,1V}{\sqrt{R}}$$

Otra manera de calcular el sobreancho de las curvas es la recomendada por la AASHO. Teniendo en cuenta las características del vehículo que circula por la curva y el comportamiento de los conductores, el ancho de calzada en curva, W_c , en una carretera de dos carriles debe ser

$$W_c = 2(U + C) + F_A + Z$$

siendo

- U = Ancho ocupado por el vehículo en la curva.
 C = Separación lateral entre vehículos.
 F_A = Saliente frontal del vehículo.
 Z = Factor de seguridad.

Entonces, el sobreancho o diferencia entre el ancho de calzada en la curva, W_c , y en la tangente, W_t , será

$$W = W_c - W_t$$

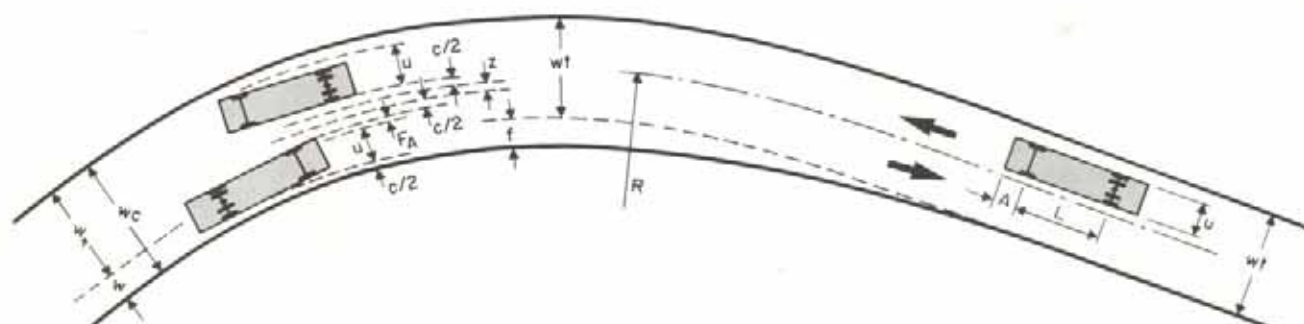


Fig. VIII-24. Posición de dos vehículos en una curva.

Para calcular W_c hay que seleccionar un vehículo tipo, representativo del tráfico en la vía. Este vehículo tipo debe ser un camión, ya que su desviación lateral en las curvas es mayor que la de los automóviles.

Entre los distintos vehículos de diseño y para carreteras proyectadas a 60 kilómetros por hora o más, la AASHO recomienda elegir el designado *SU* (ver parágrafo 8.4.2), cuyas características son:

	Metros
Distancia entre ejes	6,10
Saliente sobre el eje delantero	1,22
Saliente sobre el eje trasero	1,83
Largo	9,15
Ancho	2,59

Para esta unidad, los valores de las componentes anotadas anteriormente pueden calcularse mediante las expresiones

$$U = u + R - \sqrt{R^2 - L^2}$$

$$F_A = \sqrt{R^2 + A(2L + A)} - R$$

$$Z = \frac{0,1V}{\sqrt{R}}$$

donde,

- u = Ancho del vehículo en la tangente (m).
 R = Radio de la curva en el eje (m).
 L = Distancia entre ejes del vehículo (m).
 A = Saliente sobre el eje delantero (m).
 V = Velocidad de proyecto (km/h).

Sustituyendo los valores numéricos correspondientes al camión *SU* en las expresiones arriba indicadas, se obtiene

$$U = 2,59 + R - \sqrt{R^2 - 37,21}$$

$$F_A = \sqrt{R^2 + 16,37} - R$$

$$Z = \frac{0,1V}{\sqrt{R}}$$

El valor de C , separación lateral entre vehículos, está relacionado con la diferencia entre el ancho del vehículo y el ancho de la calzada. Para calzadas de 6,10, 6,70 y 7,30 m, los valores de C son 0,61, 0,76 y 0,91 m, respectivamente.

TABLA VIII-5. VALORES DE DISEÑO DEL SOBREALCHO

Radio de la curva (m)	Sobrealcho, en m, para calzadas de 2 carriles, de ancho en la tangente de														
	6,10 m					6,70 m					7,30 m				
	Velocidad de proyecto (km/h)					Velocidad de proyecto (km/h)					Velocidad de proyecto (km/h)				
	50	65	80	95		50	65	80	95	110	50	65	80	95	110 130
1.750	0,46	0,46	0,46	0,61	0,15	0,15	0,15	0,30	0,30	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
850	0,61	0,61	0,61	0,76	0,30	0,30	0,30	0,46	0,46	0,0	0,0	0,0	0,15	0,15	0,15
600	0,61	0,61	0,76	0,76	0,30	0,30	0,46	0,46	0,46	0,0	0,0	0,15	0,15	0,30	0,30
450	0,61	0,76	0,76	0,91	0,30	0,46	0,46	0,61	0,61	0,0	0,15	0,15	0,30	0,30	
350	0,76	0,76	0,91	0,91	0,46	0,46	0,61	0,61		0,15	0,15	0,30	0,30		
300	0,76	0,91	0,91	1,07	0,46	0,61	0,61	0,76		0,15	0,30	0,30	0,46		
250	0,76	0,91	1,07		0,46	0,61	0,76			0,15	0,30	0,46			
225	0,91	0,91	1,07		0,61	0,61	0,76			0,30	0,30	0,46			
200	0,91	1,07	1,22		0,61	0,76	0,91			0,30	0,46	0,61			
175-150	0,91	1,07			0,61	0,76				0,30	0,46				
145-120	1,07	1,22			0,76	0,91				0,46	0,61				
115- 95	1,22				0,91					0,61					
90- 80	1,37				1,07					0,76					
80- 70	1,52				1,22					0,91					
68- 75	1,68				1,37					1,07					

Valores de diseño del sobrealcho

En la tabla que precede, se han tabulado los valores de diseño del sobrealcho sugerido por la AASHO.

Para radios entre 50 y 300 m, las normas venezolanas fijan los siguientes valores de sobrealcho para carreteras de dos carriles.

TABLA VIII-6. VALORES DEL SOBREALCHO PARA CARRETERAS DE 2 CARRILES

Radios (m)	Carril de 3,65	Carril de 3,35	Carril de 3,05
50	0,70	1,00	1,30
60	0,60	0,90	1,20
65	0,55	0,85	1,15
70	0,50	0,80	1,10
75	0,45	0,75	1,05
80	0,40	0,70	1,00
85	0,35	0,65	0,95
90	0,30	0,60	0,90
95	0,30	0,55	0,85
100	0,25	0,50	0,80
105	0,25	0,45	0,75
110	0,20	0,40	0,70
115	0,20	0,35	0,65
120	0,15	0,30	0,60
125	0,15	0,25	0,55
130	0,10	0,25	0,50
150	0,10	0,20	0,45
200	—	0,15	0,35
250	—	0,10	0,20
300	—	—	0,15

Transición del sobrealcho

A fin de asegurar un alineamiento continuo en los bordes de la calzada, el sobrealcho debe realizarse gradualmente a la entrada y a la salida de las curvas.

Las siguientes son las recomendaciones de la AASHO¹³ acerca de la manera de realizar la transición del sobrealcho entre el alineamiento recto y la curva:

1. En las curvas circulares simples, el sobrealcho debe realizarse en el borde interior de la calzada. En las curvas con transiciones, el sobrealcho puede hacerse en el borde interior de la curva o puede dividirse por igual entre el borde interior y el exterior.
2. La transición del sobrealcho debe realizarse en una longitud lo suficientemente larga para que la calzada pueda ser utilizada totalmente.
3. Desde el punto de vista de la utilidad y apariencia, el borde de la calzada en la transición del sobrealcho debe ser una curva suave y continua. Debe evitarse el borde de transición tangencial y los quiebres tangenciales.
4. En los alineamientos no espiralizados, de la mitad a dos tercios del valor del sobrealcho debe obtenerse en el alineamiento recto, y el resto en la curva. De esta manera, el borde interior se proyecta como una clotoide cuyos puntos de paso son los valores de sobrealcho fijados, o mediante curvas compuestas.
5. En los alineamientos espiralizados, el sobrealcho debe distribuirse a lo largo de la clotoide, debiéndose alcanzar el valor total en el CE.

De acuerdo con las recomendaciones anteriores, la transición del sobrealcho se efectúa de manera distinta, según se trate de curvas circulares simples o de curvas espiralizadas.

En el primer caso, la transición del sobreebancho puede realizarse mediante una transición rectilínea, con un arco de circunferencia excéntrica, con una clotoide, o con una curva compuesta (Fig. VIII-25).

La transición rectilínea del sobreebancho se hace comenzando éste en la tangente, en un punto A distante l del TE , debiéndose alcanzar en el TE el valor total del sobreebancho. El valor de l puede variar de 5 a 30 m, según el radio de la curva.

La transición del sobreebancho con arco de circunferencia excéntrica se realiza desplazando el borde interior de la curva circular, de manera que en la mitad de ella el desplazamiento sea igual al valor total del sobreebancho.

Llamando R al radio de la curva original en el eje de la carretera y $R\omega$ al radio de la curva del borde interior desplazado, se tiene

$$R\omega = \frac{\omega}{\sec 1/2 \Delta - 1} + \left(R - \frac{a}{2} \right)$$

donde a es el ancho de la calzada.

Cuando la transición del sobreebancho se efectúa en una clotoide, el borde exterior de la curva original es desplazado hacia adentro una cierta distancia ω' y entonces el borde interior debe ser también desplazado en la suma del valor ω' más el total del sobreebancho ω .

La transición del sobreebancho con curva compuesta se realiza ensanchando la curva en su interior y permaneciendo el borde exterior y el eje de la vía concéntricos.

En la figura VIII-25 se tiene

$$g = \frac{\omega \cdot \sin \theta_c}{1 - \cos \theta_c} = \omega \cdot \cotg \frac{1}{2} \theta_c$$

siendo θ_c el ángulo central que intercepta los arcos $A'B'$ y $A''B''$. También se tiene que

$$R = R' + g \cdot \cotg \theta_c$$

donde R es el radio del borde interior AB del arco que forma curva compuesta en B con el arco de radio $R'' = R' - \omega$, y R' es el radio del borde $A'C'$.

El valor de ω' , desplazamiento radial desde A' (punto en el TE) al borde ensanchado es

$$\omega' = \frac{1}{2} \cdot \frac{g^2}{R}$$

Luego, conocidos g y R se puede dibujar el borde de la curva de la transición del sobreebancho.

En el caso de curvas circulares espiralizadas, las normas venezolanas recomiendan el método indicado por HICKERSON⁷, que consiste en aplicar el sobreebancho al borde interior de la curva, desarrollándola conjuntamente con la transición de la curvatura por incrementos uniformes.

De esta manera, el borde interior de la calzada consistirá en una curva cuya distancia radial al eje de la carretera aumenta uniformemente de $1/2 a$ en el TE a $1/2 a + \omega$ en el EC , para mantenerse constante hasta el CE y luego disminuir hasta anularse en el ET (Fig. VIII-26).

Por consiguiente, en este caso el sobreebancho varía uniformemente según la longitud medida por el eje de la carretera; y el radio R para el borde interior de la nueva curva será

$$R\omega = R - \frac{a}{2} - \frac{l}{l_e} \cdot \omega$$

siendo

R = El radio variable del eje de la calzada.

a = El ancho de la calzada.

l = La distancia l medida desde el TE por el eje de la carretera.

l_e = La longitud de la clotoide.

La longitud de la clotoide correspondiente al borde interior es

$$l_\omega = l_e - \left(\frac{1}{2} a + \frac{2}{3} \omega \right) \theta_e$$

estando θ_e expresado en radianes.

El área comprendida entre el borde interior original y el de la transición del sobreebancho desde el TE hasta EC se obtiene de la expresión

$$A_\omega = \frac{1}{2} l_e \cdot \omega - \left(\frac{1}{3} \omega \cdot a + \frac{1}{4} \omega^2 \right) \theta_e$$

y frente a la porción circular de la curva, el área de sobreebancho, A_c , es

$$A_c = \text{longitud del arco} \times \omega =$$

$$= \left(R_c - \frac{1}{2} a - \frac{1}{2} \omega \right) (\omega) (\Delta - 2\theta_e)$$

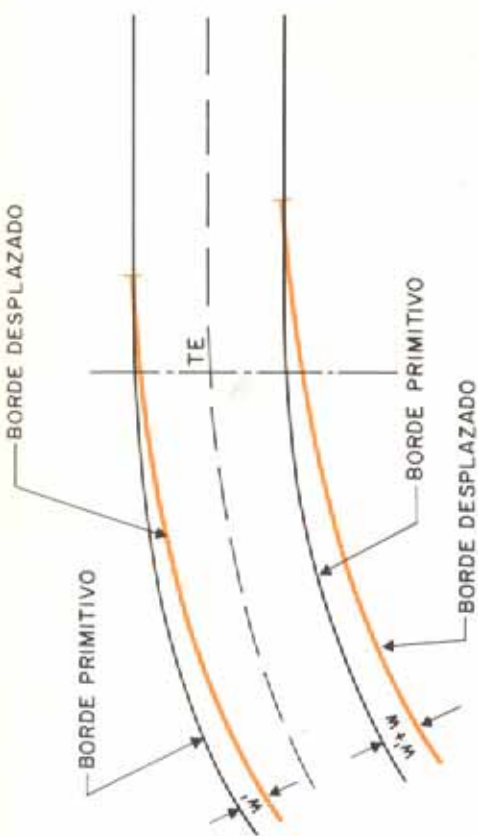
estando Δ y θ_e expresados en radianes.

8.3.3. CARRILES AUXILIARES DE SUBIDA

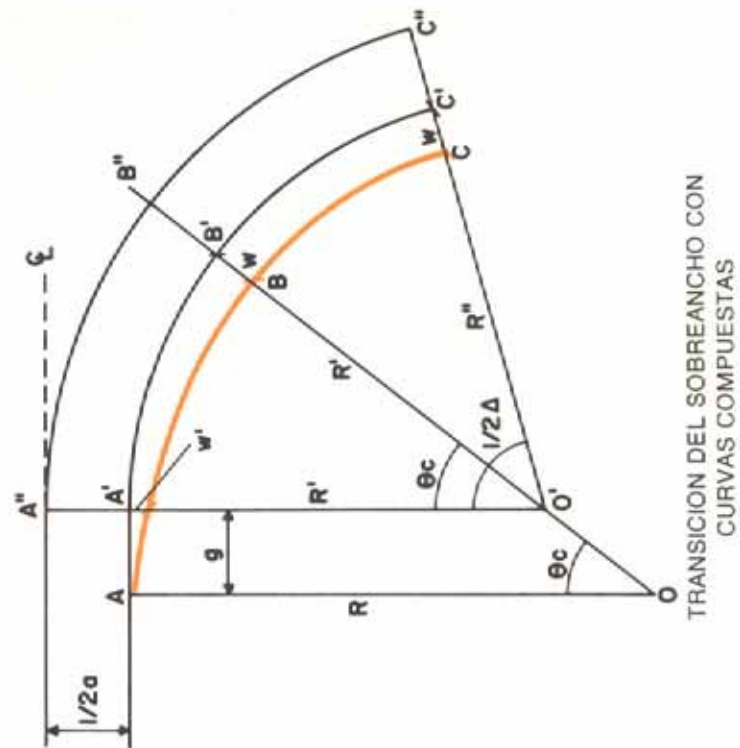
A través de la correlación de los elementos geométricos de una carretera con la velocidad de proyecto, es posible obtener uniformidad de operación a lo largo de todo un trazado. Sin embargo, los aspectos de diseño geométrico tratados en el Capítulo VI poco o nada correlacionan la velocidad con las pendientes.

En lo que se refiere a vehículos de pasajeros, se acepta que la mayoría de ellos son capaces de circular en pendientes de 7 a 8 por ciento sin una pérdida apreciable de la velocidad que mantienen en los tramos horizontales. En cambio, el efecto de las pendientes en la velocidad de los camiones es pronunciado.

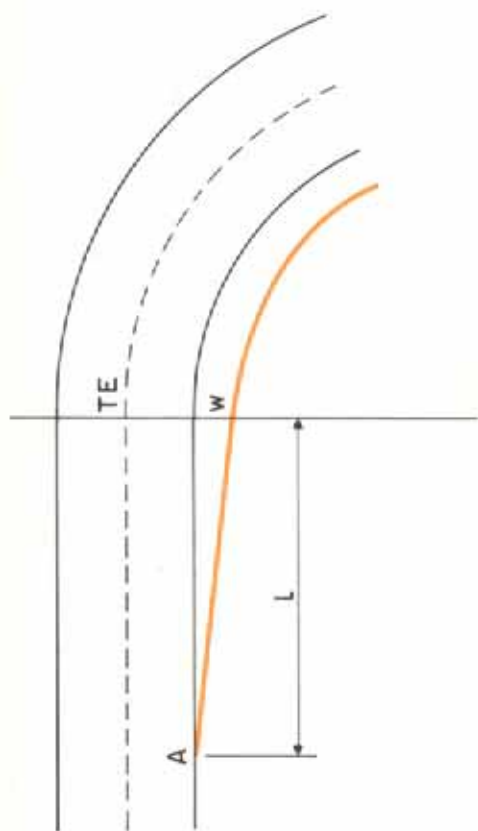
De una forma general, en los tramos horizontales los camiones mantienen una velocidad de aproximadamente 10 km/h menor que la de los automóviles; en las bajadas, los camiones pueden aumentar su velocidad en pendientes de hasta 5 por ciento, en tanto que la reducen cuando éstas sobrepasan el 7 por ciento.



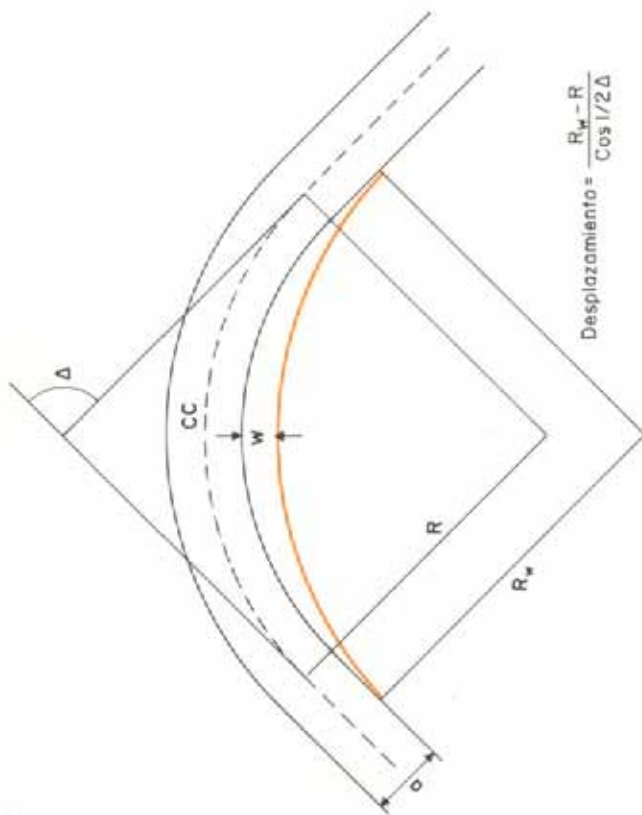
TRANSICION DEL SOBREALCHO CON CLOTOIDE



TRANSICION DEL SOBREALCHO CON CURVAS COMPUESTAS



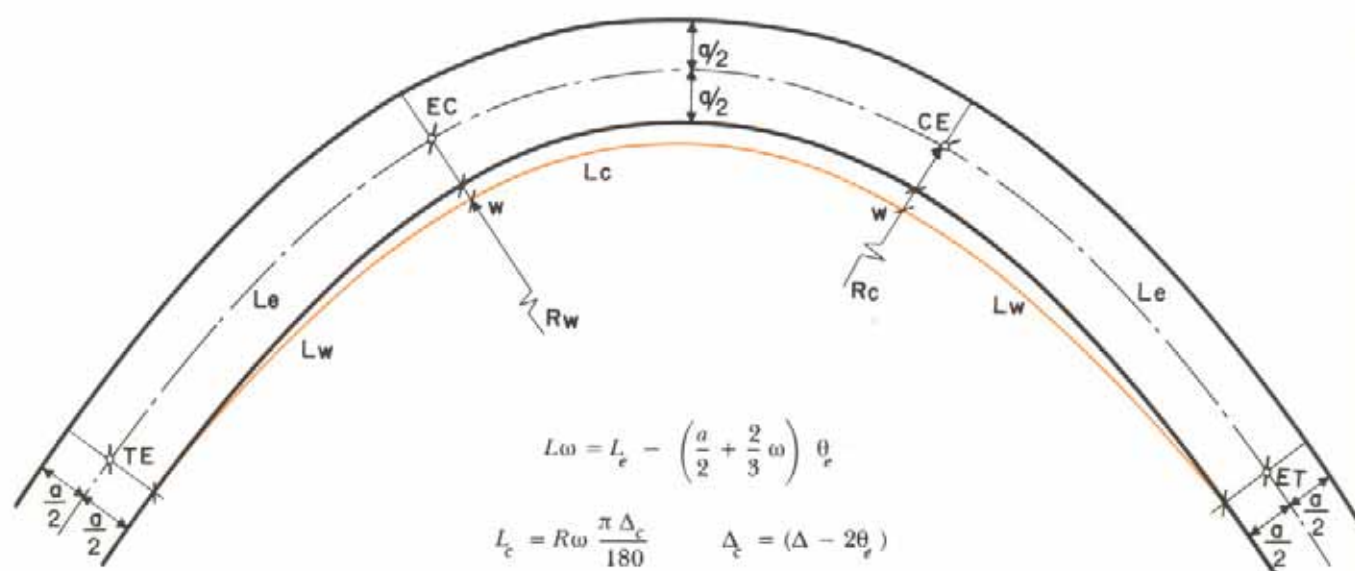
TRANSICION RECTILINEA DEL SOBREALCHO



TRANSICION DEL SOBREALCHO CON ARCO DE CIRCUNFERENCIA EXCENTRICA

$$\text{Desplazamiento} = \frac{R_w - R}{\cos 1/2 \Delta}$$

Fig. VIII-25. Distintas formas de efectuar el sobrealcho.



Area total del sobreelevoamiento = $S_w = A_c + 2A_w$

Fig. VIII-26. Area del sobreelevoamiento.

TABLA VIII-7. EFECTO DE LA PENDIENTE EN LA VELOCIDAD DE LOS DISTINTOS TIPOS DE VEHICULOS ²⁰

Pendiente (porcentaje)	Velocidad de circulación promedio (km/h)		
	Automóviles	Autobuses	Camiones
Horizontal	74	75	60
Cuesta arriba			
3	70	59,5	55
5	63,5	47	43
7	55	43	40
Cuesta abajo			
3	75	75	60,5
5	68	67	62,5
7	65	60	55

En las subidas, la velocidad que puede ser mantenida por un camión depende, más que de la pendiente, de la longitud del tramo donde se extiende ésta y de la relación entre el peso bruto del vehículo y la potencia de su motor, así como de la velocidad de aproximación, la resistencia del viento y la habilidad del conductor.

Se ha encontrado que los camiones que tienen una relación peso/potencia de 400 libras/HP ofrecen características de operación satisfactorias y mantienen una velocidad mínima de 24 km/h en pendientes del 3 por ciento. En años recientes, los fabricantes de vehículos han logrado rebajar esta relación, lo que significa una mayor potencia y mejor maniobrabilidad en las pendientes ²¹.

En base a estas consideraciones, en el Capítulo II fueron establecidas las pendientes máximas recomendables para las distintas velocidades de proyecto que figuran en la tabla VIII-8.

TABLA VIII-8. PENDIENTES MAXIMAS RECOMENDABLES

Topografía	Velocidad de proyecto (km/h)							
	50	65	80	95	105	110	120	130
Plana	6	5	4	3	3	3	3	3
Ondulada	7	6	5	4	4	4	4	4
Montañosa	9	8	7	6	6	5	—	—

El efecto de la pendiente de subida y de la longitud del tramo en la velocidad de los camiones puede determinarse

a partir de los gráficos de la figura VIII-27^{22, 23, 24}. Estos son representación de la siguiente ecuación

$$X = \frac{1}{a} \left[\frac{V - V_o}{g} + \text{sen } (\theta - b) \cdot t \right]$$

donde

X = Distancia en dirección del movimiento (m).

V = Velocidad (m/seg).

θ = Angulo de la pendiente.

V_o = Velocidad cuando $t = 0$.

$$t = \frac{1}{ag} \ln \left[\frac{aV + b - \text{sen } \theta}{aV_o + b - \text{sen } \theta} \right]$$

siendo a y b unas constantes.

La deducción de las expresiones anteriores se lleva a cabo de la siguiente manera^{25, 27}:

Llamando P a la fuerza neta actuante, W al peso bruto del camión, θ al ángulo de la pendiente de subida, g a la aceleración de gravedad y t al tiempo, se puede escribir

$$\frac{W}{g} \cdot \frac{dV}{dt} = P - W \cdot \text{sen } \theta$$

Dividiendo entre W

$$\frac{P}{W} = \frac{1}{g} \cdot \frac{dV}{dt} + \text{sen } \theta$$

y haciendo $P/W = aV + b$, donde a y b son unas constantes en el intervalo de variación de V entre V_n y V_{n+1} , se tiene

$$\frac{dV}{dt} - g \cdot a \cdot V + g(\text{sen } \theta - b) = 0$$

Sustituyendo dV/dt por $(V - V_o)/t$ y V por la velocidad media, \bar{V} ,

$$\frac{V - V_o}{t} - g \cdot a \cdot \bar{V} + g(\text{sen } \theta - b) = 0$$

de donde

$$\bar{V} \cdot t = \frac{V - V_o}{g \cdot a} + \frac{gt(\text{sen } \theta - b)}{g \cdot a}$$

Una distancia X cualquiera puede ser determinada por $\bar{V} \cdot t$; reemplazando este valor en la ecuación anterior, se tiene

$$X = \frac{1}{a} \left[\frac{V - V_o}{g} + (\text{sen } \theta - b) \cdot t \right]$$

que es la ecuación indicada anteriormente en primer lugar.

En cuanto a la expresión que da el valor de t , su deducción se obtiene a partir de la ecuación

$$\frac{dV}{dt} - g \cdot a \cdot V + g(\text{sen } \theta - b) = 0$$

despejando dt e integrando entre t_o y t y V_o y V ; así

$$dt = \frac{dV}{g(a \cdot V - \text{sen } \theta + b)}$$

$$\int_{t_o}^t dt = \frac{1}{g} \int_{V_o}^V \frac{dV}{aV - \text{sen } \theta + b}$$

$$t = \frac{1}{ag} \int_{V_o}^V \frac{a \cdot dV}{aV + (-\text{sen } \theta + b)}$$

de donde

$$t = \frac{1}{ag} \ln \left[a \cdot V + (-\text{sen } \theta + b) \right] -$$

$$- \frac{1}{ag} \ln \left[aV_o + (-\text{sen } \theta + b) \right]$$

o también

$$t = \frac{1}{ag} \ln \frac{aV - \text{sen } \theta + b}{aV_o - \text{sen } \theta + b}$$

Los gráficos de la figura VIII-27 permiten determinar la velocidad —en un rango que va de cero a 75 km/h— de un vehículo pesado, en un punto cualquiera de su recorrido en pendiente, entre - 7 por ciento y + 7 por ciento.

En un proyecto se deben evitar rasantes cuyas pendientes fuertes ocasionen reducciones de velocidad mayores de 25 kilómetros por hora.

Aunque a veces un perfil escalonado es preferible a una sola pendiente mantenida, otras veces la magnitud del desnivel a vencer o la limitación del desarrollo motivan que haya que adoptarse largas pendientes uniformes. En estos casos, de acuerdo con las características previsibles del tráfico, puede convenir añadir un *carril adicional de subida* en la sección transversal de la carretera.

La longitud del carril de subida también puede obtenerse de los gráficos anteriores. Ellos permiten determinar no solamente dónde debe comenzar el carril sino también la recuperación de velocidad y, por consiguiente, el punto donde debe finalizar.

Un ejemplo de diseño de estos carriles se muestra en la figura VIII-28.

Sin considerar las limitaciones de velocidad y otras condiciones que influyen en la reducción de la velocidad de aproximación, el carril adicional puede empezar a cierta distancia después del comienzo de la pendiente fuerte, ya que el impulso del vehículo más su fuerza de tracción mantienen su velocidad por encima de la que justifica la presencia del carril adicional, durante cierto trayecto.

En cambio, donde las condiciones restrictivas impongan velocidades de aproximación bajas para el tráfico pesado, el carril adicional debe empezar al comienzo de la pendiente o en sus proximidades.

El carril adicional debe terminar lo suficientemente después de pasar la cima, para permitir a los vehículos pesados recuperar la velocidad de operación.

Esto último, generalmente es impracticable por requerirse distancias muy largas para alcanzar tal velocidad; por esta razón, el carril adicional se hace terminar a unos 150 metros después de pasar la cima.

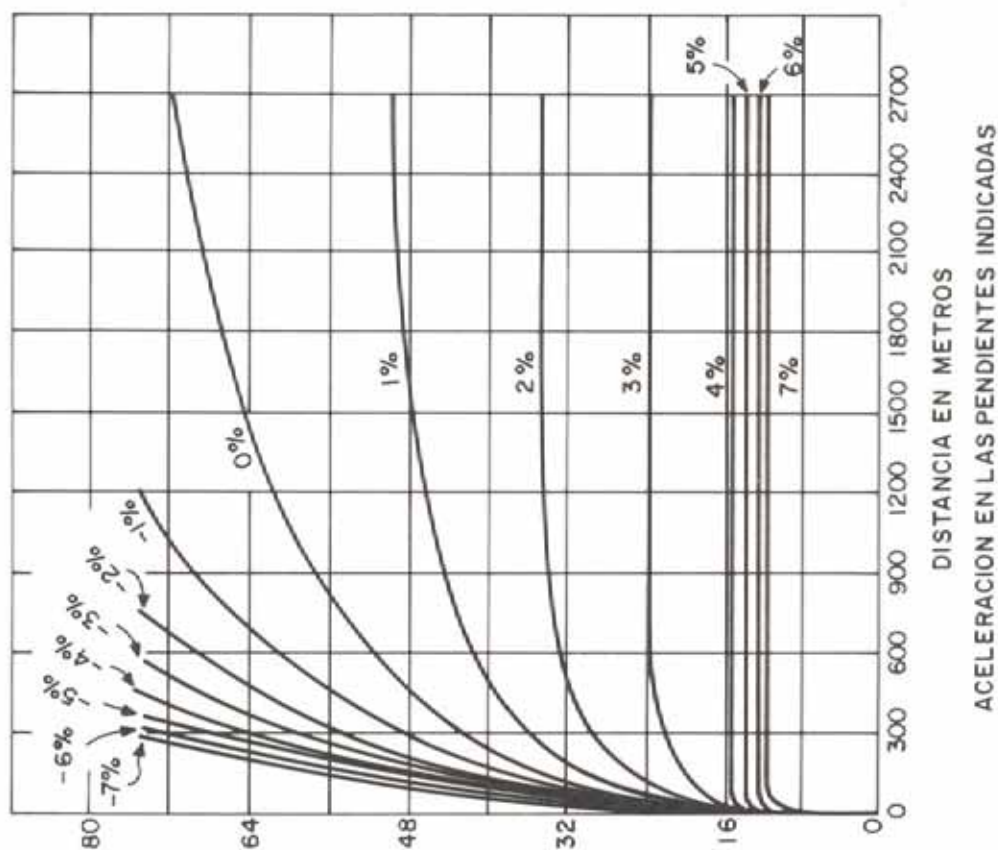
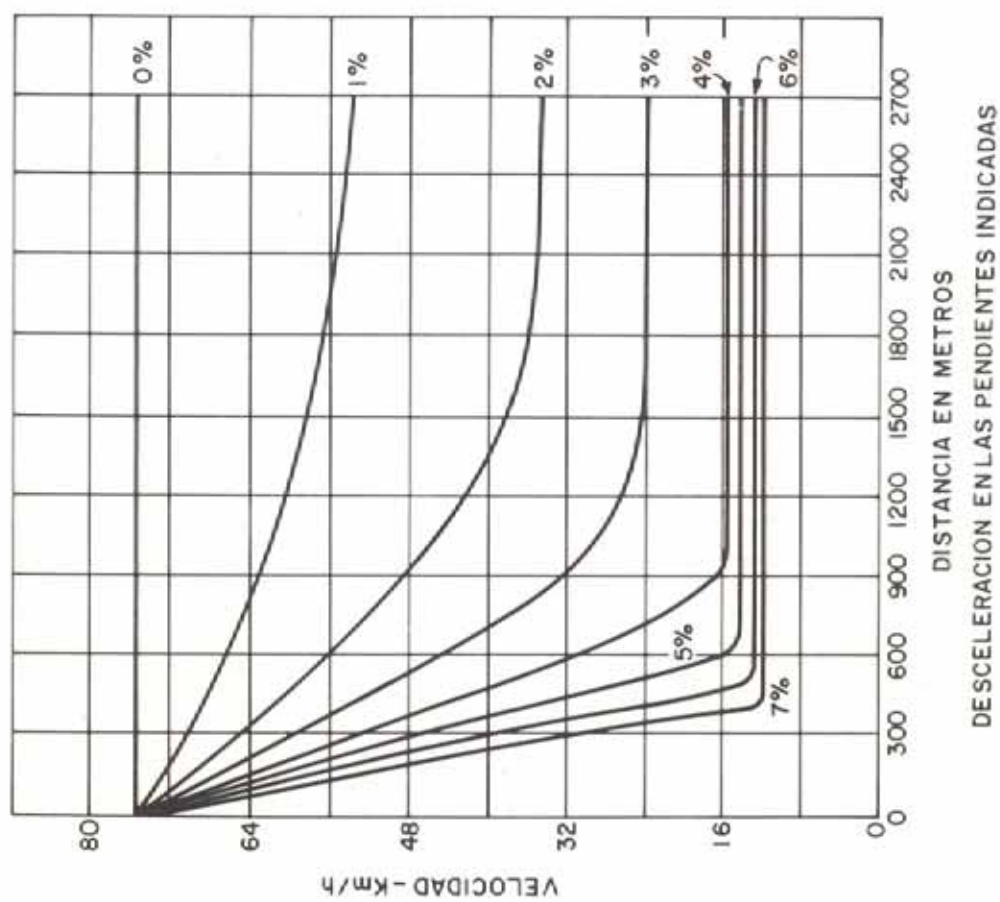


Fig. VIII-27. Curvas (velocidad-distancia), estimadas para un camión pesado operando sobre diferentes pendientes.

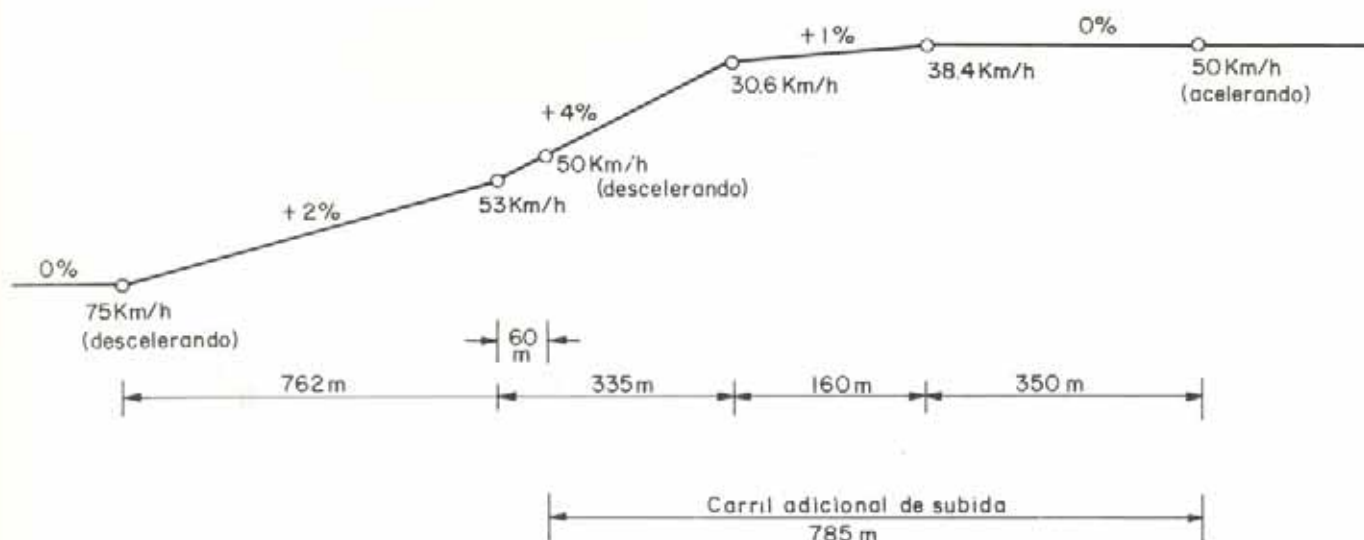


Fig. VIII-28.

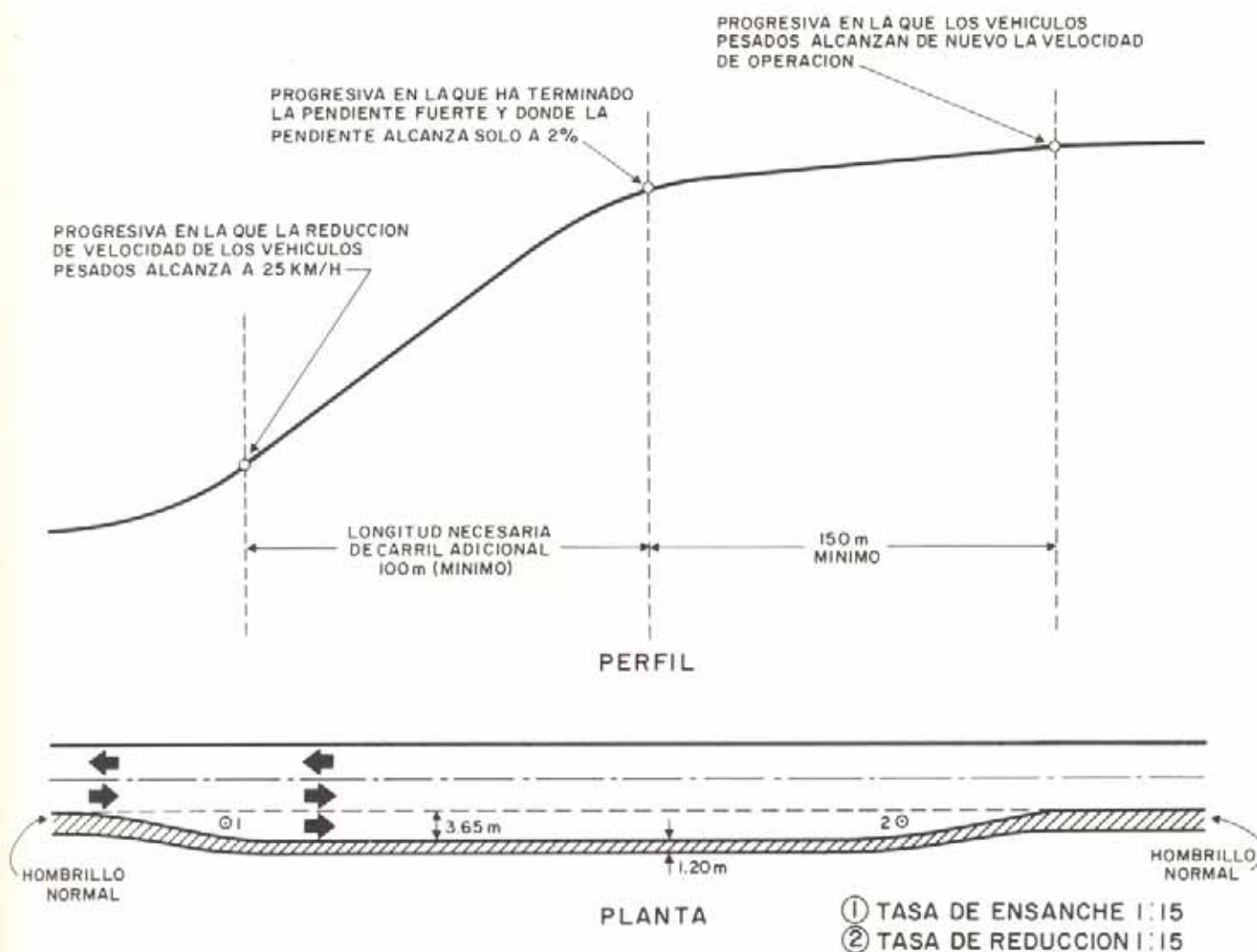


Fig. VIII-29. Disposición típica del carril de subida.

En la sección transversal, el comienzo del carril se realiza mediante un ensanche gradual y termina con una reducción gradual, tal como aparece en la disposición típica de la figura VIII-29.

La necesidad de los carriles adicionales de subida debe analizarse también desde el punto de vista de la capacidad de la carretera: el volumen de tráfico y el porcentaje de camiones deben justificar el costo extra de la sección.

Los camiones reducen la capacidad de la carretera, pues cada camión desplaza a varios automóviles en la corriente vehicular. A este número de vehículos desplazados, el Highway Capacity Manual, 1965, lo llama *vehículos ligeros equivalentes* (véase parágrafo 6.5.2).

Relacionando el volumen de vehículos ligeros equivalentes con la capacidad del tramo en pendiente, se puede visualizar el efecto de la pendiente en la capacidad²⁶. Si este análisis indica que el nivel de servicio que se alcanza es inaceptable, el uso de los carriles adicionales de subida debe ser tomado en cuenta. En este sentido, la AASHO establece que estos carriles se justifican cuando el volumen horario de proyecto excede a la capacidad de proyecto en más de un 20 por ciento¹³.

TABLA VIII-9. VALORES MINIMOS DEL VOLUMEN HORARIO DE PROYECTO QUE JUSTIFICAN EL ESTABLECIMIENTO DE CARRILES ADICIONALES DE SUBIDA EN CARRETERAS DE 2 CARRILES

Pendiente (porcentaje)	Longitud del tramo (m)	Volumen horario de proyecto para distintos porcentajes de camiones			
		3 %	5 %	10 %	15 %
4	550			600*	525*
	800		700*	550	450
	1.200		670	500	390
	1.600	750*	640	470	370
	2.400	730	610	440	340
	3.200	710	590	420	340
5	550		640*	550*	480*
	800	690*	620	460	370
	1.200	650	540	380	300
	1.600	630	510	360	270
	2.400	600	490	340	260
	3.200	600	480	330	250
6	550	625*	580*	480	390
	800	570	470	330	250
	1.200	540	430	290	220
	1.600	530	420	280	210
	2.400	520	410	270	200
	3.200	510	410	270	200
7	550	470	410	310	240
	800	400	320	210	160
	1.200	380	300	200	150
	1.600	360	280	180	140
	2.400	350	270	170	130
	3.200	340	260	160	120

* Se recomiendan 4 carriles para estos VHP.

8.3.4. ESTUDIO DE LA VISIBILIDAD EN LOS PLANOS DEL PERFIL LONGITUDINAL Y DE LA PLANTA

A fin de estudiar la visibilidad en los planos del perfil longitudinal, es conveniente elaborar un escalímetro que sirva para verificar los tramos donde se cumplan las distancias de visibilidad.

Para ello se prepara una faja de plástico o papel transparente, con bordes paralelos que representen, en la escala vertical del perfil, la altura de ojo (1,37 metros) y la altura del objeto (10 centímetros).

El borde inferior del escalímetro se coloca en la estación desde la cual se quiere verificar la visibilidad y se gira sobre dicho punto hasta que el borde superior del escalímetro sea tangente al alineamiento, tal como se ha hecho en la figura VIII-30.

La distancia desde la estación inicial hasta el punto del perfil intersectado por la paralela a 10 centímetros del borde superior del escalímetro, es la distancia de visibilidad de frenado.

La distancia desde la estación inicial hasta el punto del perfil longitudinal intersectado por la paralela a 1,37 metros del borde superior del escalímetro, es la distancia de visibilidad de paso.

De la misma manera que cuando se estudia la visibilidad en el perfil longitudinal, para su estudio en los planos de planta también es conveniente disponer de un escalímetro que sirva para verificar los tramos donde se cumplan las distancias de visibilidad, y tanto y más por cuanto que la visibilidad en planta depende de la presencia de obstáculos, tales como edificios, cercas, taludes, etc., que varían y modifican las condiciones de un lugar a otro.

En la figura VIII-31 se ha representado la traza de un talud, la cual se señala a 75 centímetros de altura sobre el nivel de la calzada para la visibilidad de frenado, y a 1,35 metros para la de paso.

Colocando el escalímetro, que en este caso no es otra cosa que una regla graduada, tangente a la traza del talud, su intersección con el eje del carril determinará la visibilidad existente.

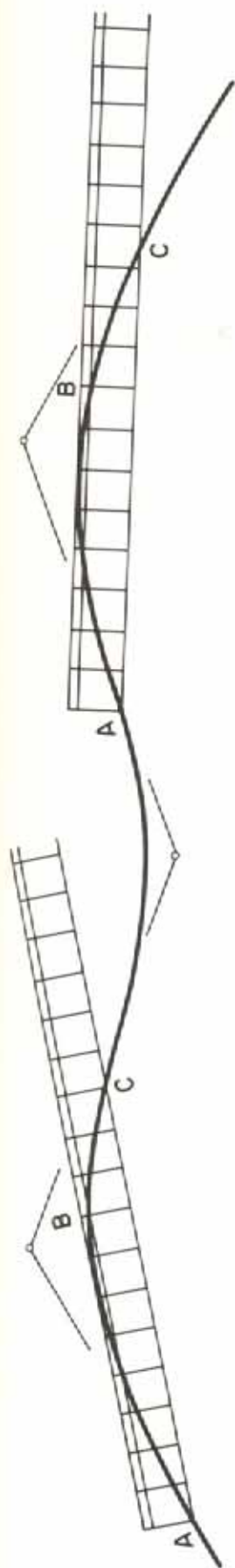
Las distancias de visibilidad así medidas en los planos de planta y perfil deben anotarse en los planos para cada carril y sentido de circulación de la vía. Con estas distancias puede calcularse el porcentaje de la longitud de la carretera donde hay restricción de la visibilidad, lo cual es importante al evaluar la capacidad de la carretera.

8.4. INTERSECCIONES

8.4.1. CLASIFICACION Y ELEMENTOS DE LAS INTERSECCIONES

El Highway Capacity Manual define las *intersecciones* como el área comprendida dentro de la prolongación de las líneas del brocal o de los bordes laterales de las calzadas de dos vías que se cruzan.

Las intersecciones son componentes importantes de las carreteras, ya que una buena parte de la seguridad de las vías, costo de operación, capacidad y velocidad que se puede desarrollar, depende de la forma cómo la circulación de los vehículos se desenvuelve en ellas.



PERFIL LONGITUDINAL

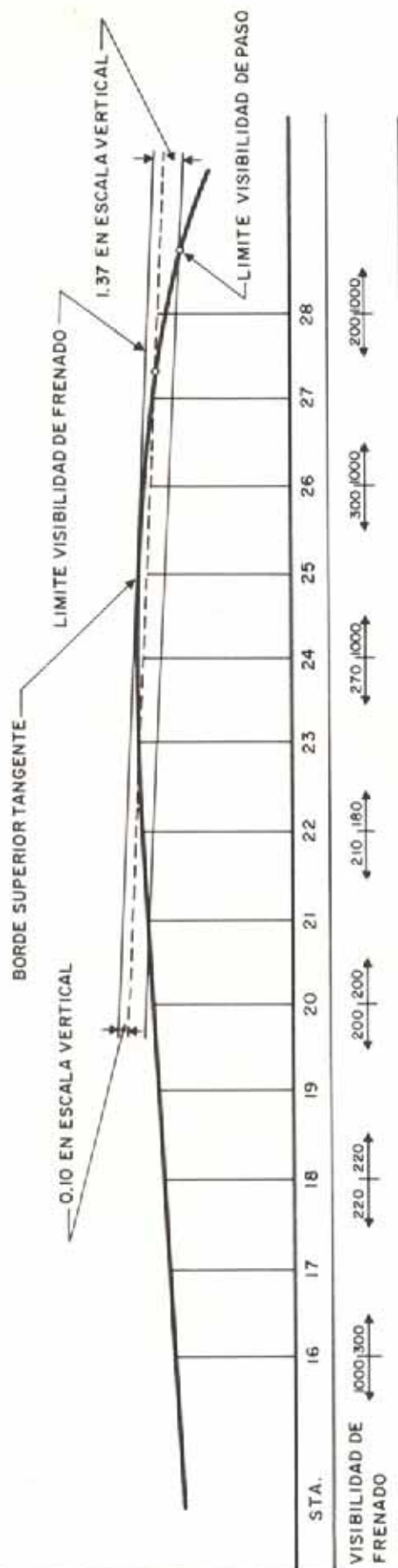


Fig. VIII-30. Verificación de la visibilidad en el perfil longitudinal, y perfil longitudinal con las distancias de visibilidad indicadas.

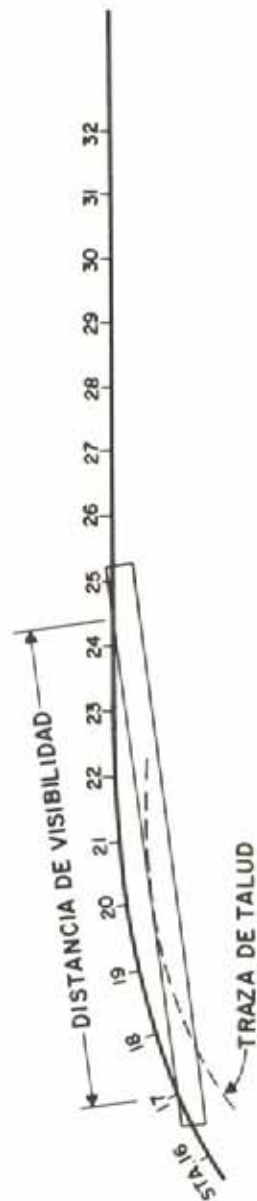


Fig. VIII-31. Verificación de la visibilidad en planta.

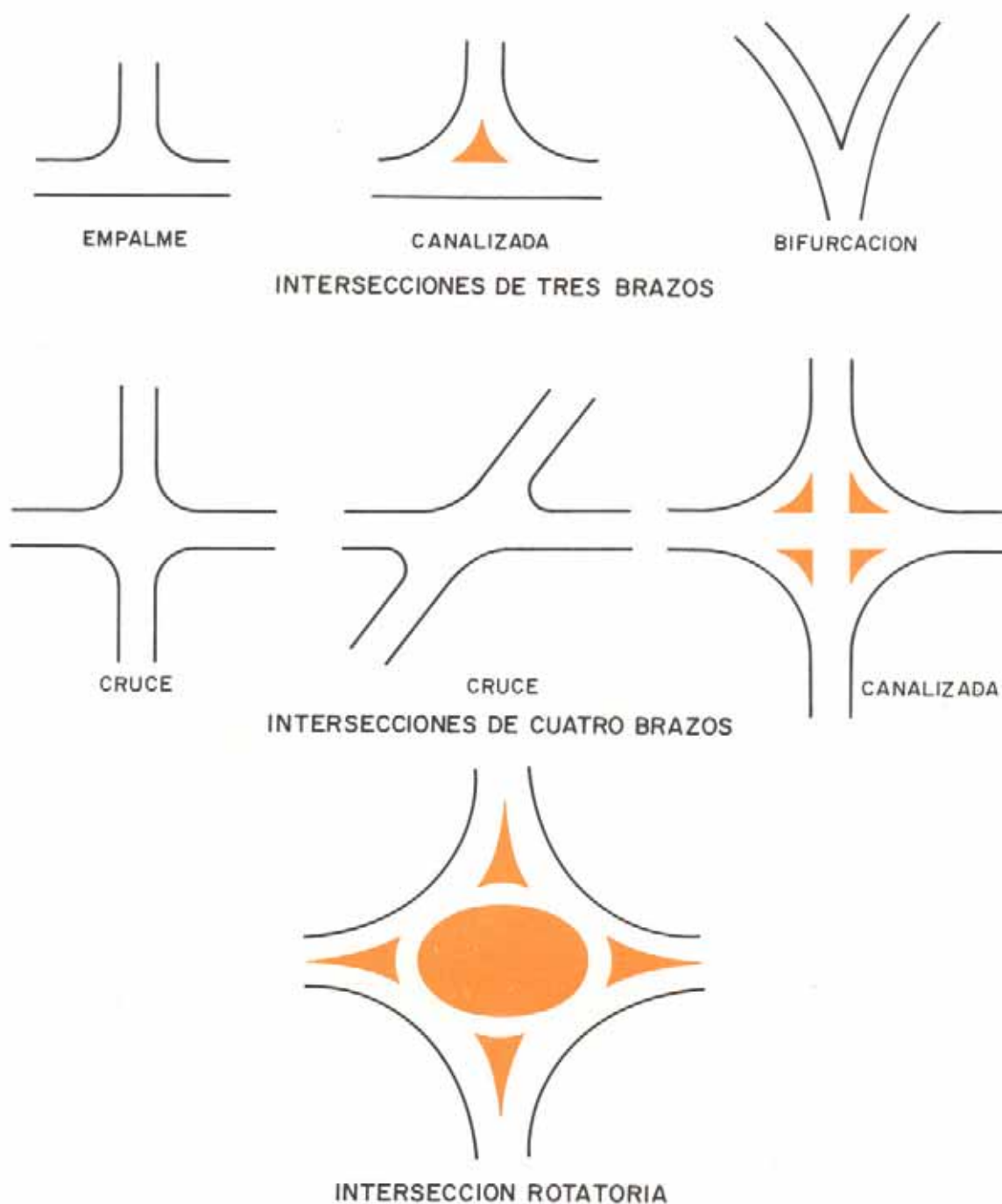


Fig. VIII-32. Intersecciones a nivel.

Las intersecciones pueden ser a nivel o a varios niveles.

Las *intersecciones a nivel* están constituidas por el cruce o unión de dos o más vías a un mismo nivel, y en ellas hay que distinguir los siguientes elementos principales:

Brazo de la intersección. La parte de la carretera que radia de la intersección y se encuentra fuera del área de la misma.

Entrada. La porción del brazo que utilizan los vehículos que se aproximan a la intersección.

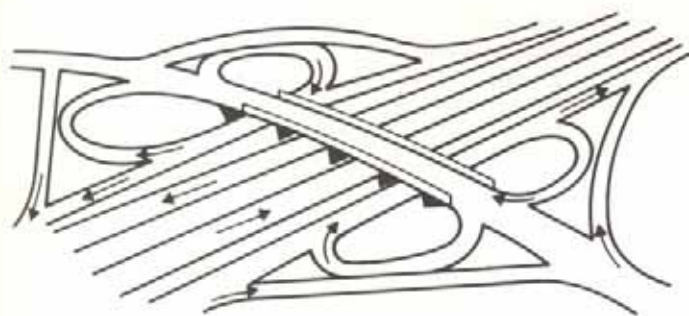
Salida. La porción del brazo que utilizan los vehículos que abandonan la intersección.

Ángulo de intersección. El ángulo que forman los brazos de la intersección de dos carreteras que se cruzan.

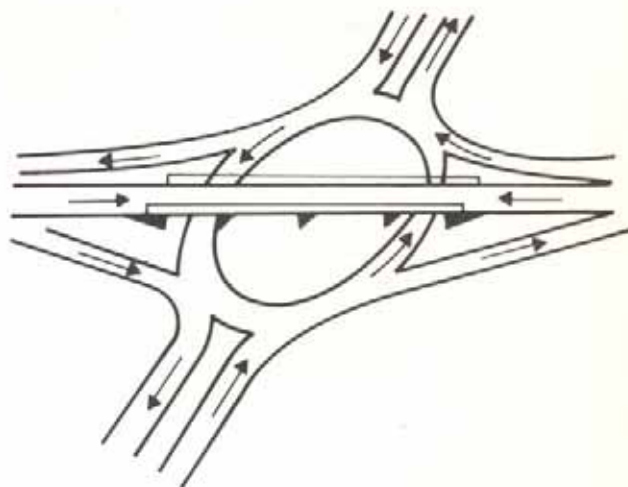
Las intersecciones a nivel pueden estar constituidas por dos o más brazos (intersecciones de tres brazos, intersecciones de cuatro brazos, intersecciones múltiples), cruzar en ángulo recto o en ángulo oblicuo, y ser intersecciones simples (cruces, bifurcaciones, empalmes), rotatorias, canalizadas o no canalizadas, ensanchadas, etc.

En la figura VIII-32 se han indicado algunos de estos tipos de intersecciones.

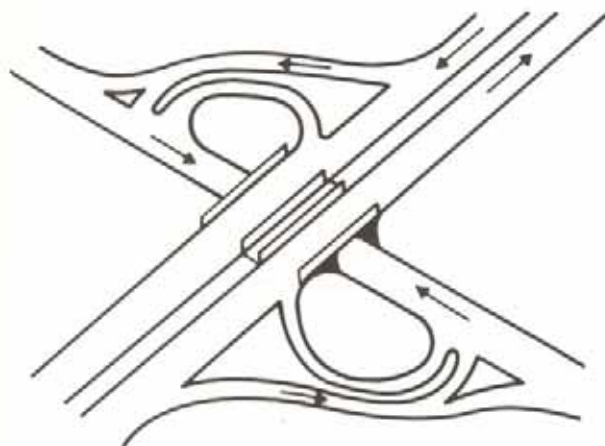
Las *intersecciones a varios niveles* están constituidas por los



ENLACES DIRECTOS



ROTONDA A 2 NIVELES



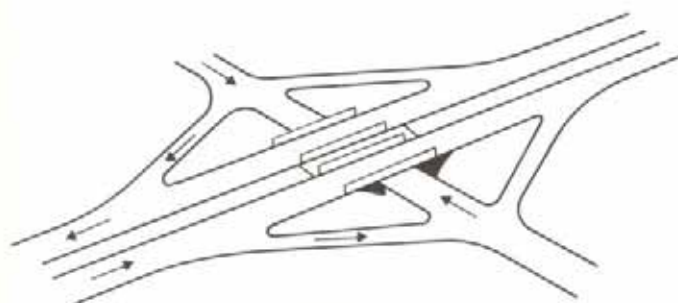
TREBOL DE 2 RAMPAS



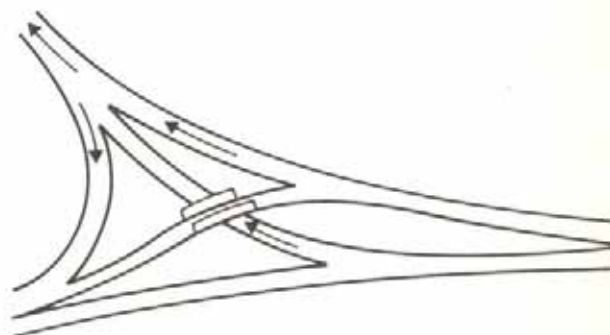
TREBOL DE 4 RAMPAS



INTERSECCION EN T o TROMPETA

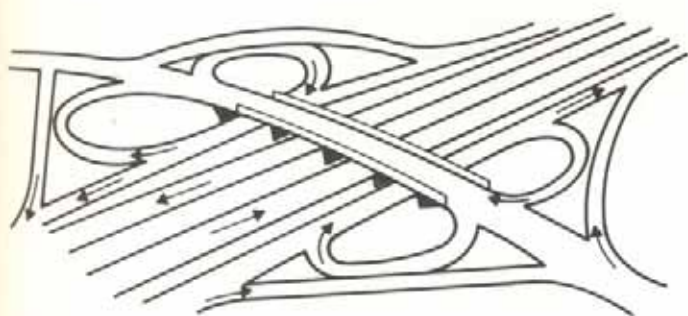


DIAMANTE

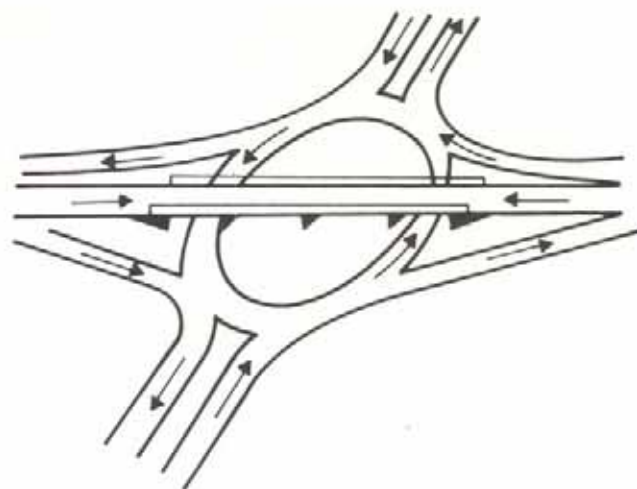


INTERSECCION EN Y

Fig. VIII-33. Intersecciones a varios niveles.



ENLACES DIRECTOS



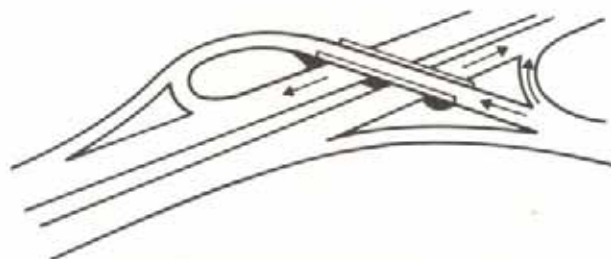
ROTONDA A 2 NIVELES



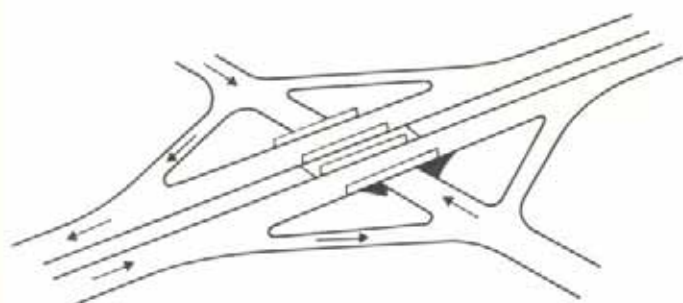
TREBOL DE 2 RAMPAS



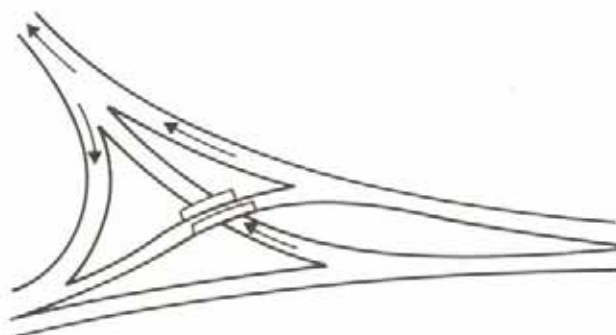
TREBOL DE 4 RAMPAS



INTERSECCION EN T o TROMPETA



DIAMANTE



INTERSECCION EN Y

Fig. VIII-33. Intersecciones a varios niveles.

cruces a diferentes niveles entre dos o más carreteras, y en ellas hay que distinguir los siguientes elementos principales:

Rampas. Los carriles de enlace entre los distintos niveles de las vías. Pueden ser interiores o exteriores.

La rampa interior es la usada por el tráfico que desea efectuar movimientos de cruce a la izquierda. La rampa exterior es la usada por el tráfico que desea efectuar movimientos a la derecha.

Rama o conexión directa. La rampa que no se desvía mucho de la dirección de viaje intentada.

Las intersecciones a varios niveles están formadas por estructuras denominadas *dispositivos* o *distribuidores de tránsito*, construidas en el área de la intersección, que permiten el cruce de las distintas corrientes del tráfico sin interferencias entre sí. Entre estas estructuras, pueden citarse las intersecciones romboidales, en trompeta, los tréboles, etc.

En la figura VIII-33 se han indicado algunos de estos tipos de intersecciones a varios niveles.

Dado que el uso de este tipo de intersecciones está por lo general limitado, debido a su elevado costo, a las autopistas, en lo que sigue sólo se tratarán las intersecciones a nivel y de ellas, principalmente, los cruces y las bifurcaciones. Un estudio detallado de las intersecciones a varios niveles se encuentra en las Referencias 13 y 28 a 34 citadas al final de este Capítulo.

8.4.2. MOVIMIENTO DE LOS VEHICULOS EN LAS INTERSECCIONES

Los vehículos que giran en las intersecciones siguen ciertas trayectorias que pueden convergir, divergir o entrecruzarse con la corriente principal de tráfico.

En la figura que sigue se ha representado una intersección simple a 90° o cruce, muy utilizado cuando volúmenes de tráfico bajos circulan por dos vías que se cruzan.

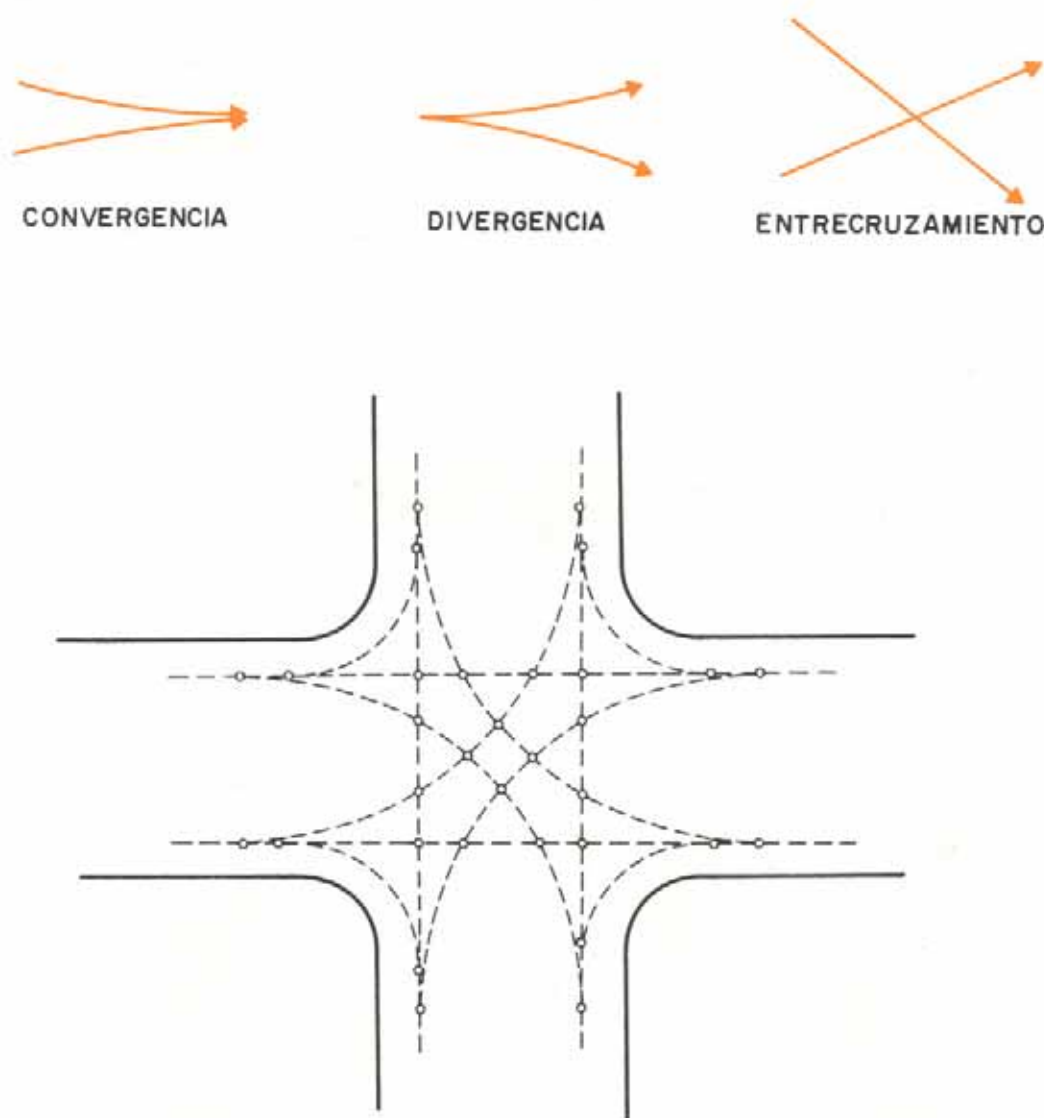


Fig. VIII-34. Movimientos de convergencia, divergencia y entrecruzamiento en un cruce.

En este tipo de intersección, los vehículos que giran invaden el carril de tráfico opuesto, creando una situación peligrosa.

A fin de evitar esta situación, es necesario modificar los bordes del cruce, sustituyendo los ángulos rectos por curvas que produzcan un sobreancho adecuado.

Cuando las curvas pueden ser recorridas, sin ocasionar perjuicios, a velocidades pequeñas, la limitación del radio depende únicamente del *radio de giro* del vehículo, entendiéndose por tal el radio de la trayectoria mínima de giro de la parte exterior de la rueda delantera externa del vehículo. En la hipótesis de que el eje longitudinal del vehículo coincide con el eje de su carril, los valores mínimos de los radios de las curvas son función de las dimensiones de los vehículos que utilicen la carretera.

El vehículo tipo usado para el proyecto de operaciones normales de una carretera debe ser el mayor que represente un porcentaje significativo del tráfico por esa carretera. Para el proyecto de carreteras que tengan un considerable tráfico de camiones, el vehículo tipo estará representado por una combinación de camión y remolque.

Las características de los vehículos de proyecto actualmente vigentes están basadas en las dimensiones de los vehículos norteamericanos del año 1963 ¹³, y son las que se indican en la siguiente tabla.

8.4.3. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LAS INTERSECCIONES

Puesto que la mayoría de las intersecciones de las carreteras rurales se realizan a nivel, es importante que en ellas se proporcionen condiciones convenientes para ejecutar los giros y demás movimientos. Es por ello que esta sección de diseño geométrico viene a complementar al Capítulo VI y en ella se detallarán los elementos y controles de diseño de las intersecciones a nivel.

Como se observa en la figura VIII-32, la mayoría de las intersecciones a nivel son de tres, cuatro o múltiples brazos. En la escogencia del tipo de intersección para un cruce, numerosos factores pueden ser considerados, tales como el volumen de tráfico, las condiciones locales y el costo del área por ocupar y otros.

Del carácter del tráfico y de la velocidad de proyecto dependen numerosos detalles de diseño, pero en la selección del tipo de intersección ellos no son tan importantes como el volumen de tráfico.

Las condiciones locales y el costo del área por ocupar frecuentemente influyen en la selección de la intersección y también en muchos detalles de diseño. La distancia mínima de visibilidad, por ejemplo, puede hacer necesario el control del tráfico mediante señalización. Los alineamientos, las

TABLA VIII-10. CARACTERÍSTICAS DE LOS VEHICULOS TIPO

Vehículos			Dimensiones en metros				
Clase	Símbolo	Distancia entre ejes	Salientes sobre el eje		Largo total	Ancho total	Altura
			Delantero	Trasero			
Automóvil de pasajeros	P	3,35	0,92	1,53	5,80	2,14	
Camión	SU	6,10	1,22	1,83	9,15	2,59	4,12
Camión remolque simple (intermedio)	WB-40	3,97 + 8,23 = 12,20	1,22	1,83	15,25	2,59	4,12
Camión remolque simple (grande)	WB-50	6,10 + 9,15 = 15,25	0,92	0,61	16,78	2,59	4,12

Como quiera que las carreteras se proyectan para el tráfico futuro, la AASHO hace notar que, al establecer el vehículo de proyecto, deben analizarse las tendencias en los cambios probables de sus dimensiones. Asimismo, habrá de tomarse en cuenta la composición del tráfico para seleccionar el vehículo que sea el representativo de los que circularán predominantemente por la carretera.

En cuanto a la trayectoria de giro correspondiente a la rueda trasera interna de un vehículo, ésta depende de la distancia entre ejes y del ancho entre ruedas. La trayectoria de curvatura máxima de dicha rueda ha sido establecida utilizando modelos a escala. En la figura VIII-35 se indican los radios mínimos de giro y las trayectorias de curvatura máxima para los distintos vehículos de proyecto.

pendientes, los ángulos de intersección de las carreteras, pueden exigir canalización o uso de carriles auxiliares.

En general, para decidir la escogencia del tipo de intersección se debe realizar un estudio conjunto del diseño de la carretera, condiciones físicas y costo de la zona afectada.

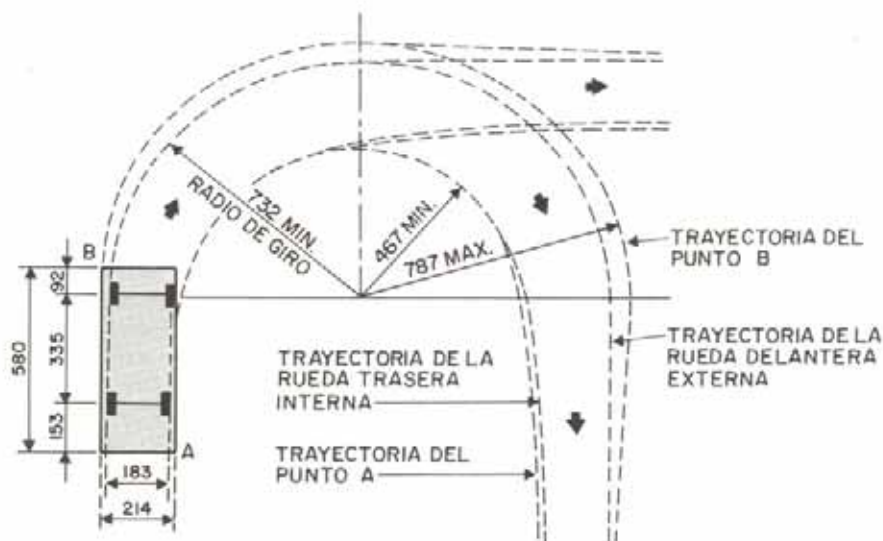
8.4.3.1. Alineamientos y perfiles

Las intersecciones son siempre áreas de conflictos y accidentes ^{35 al 38}. Por tanto, los alineamientos y pendientes de las carreteras que se intersecan deben ser diseñados en forma que permitan a los conductores la ejecución rápida y fácil de las maniobras para circular por las intersecciones con seguridad y con la mínima interferencia con otros

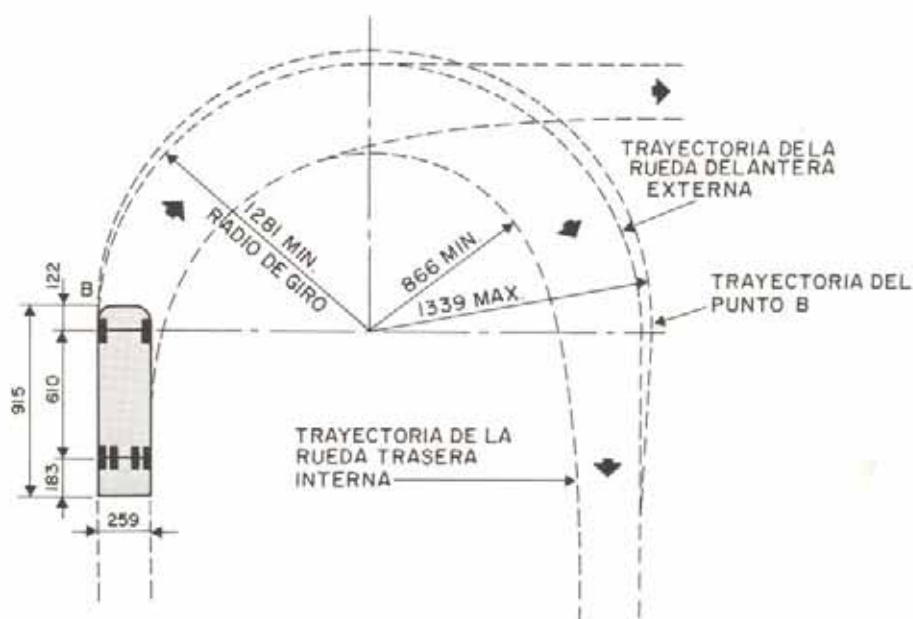
vehículos. Así, los alineamientos deberán ser rectos y las pendientes tan reducidas como sea posible.

En numerosos sitios, las condiciones locales fijan las pendientes y los alineamientos definitivos para las intersecciones. Pero frecuentemente será posible modificarlos para obtener una buena adaptación a las condiciones del tráfico.

Independientemente del tipo de intersección, siempre es deseable, para mayor seguridad y economía, que las carreteras que se cruzan lo hagan en ángulo recto o próximo a él. Las intersecciones con ángulos oblicuos exigen curvas cerradas o extensas calzadas de giro y tienden a limitar la distancia de visibilidad.

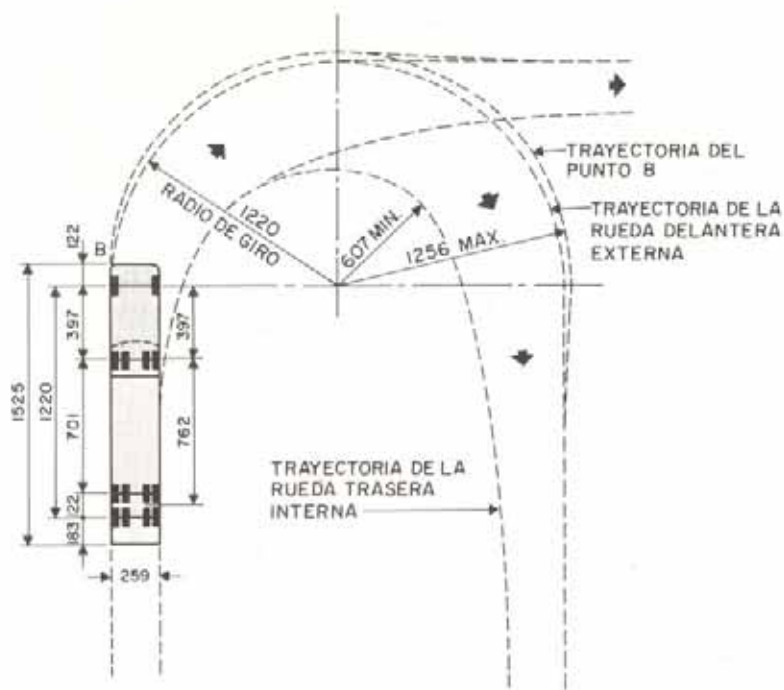


CARACTERISTICAS DEL VEHICULO DE PROYECTO P

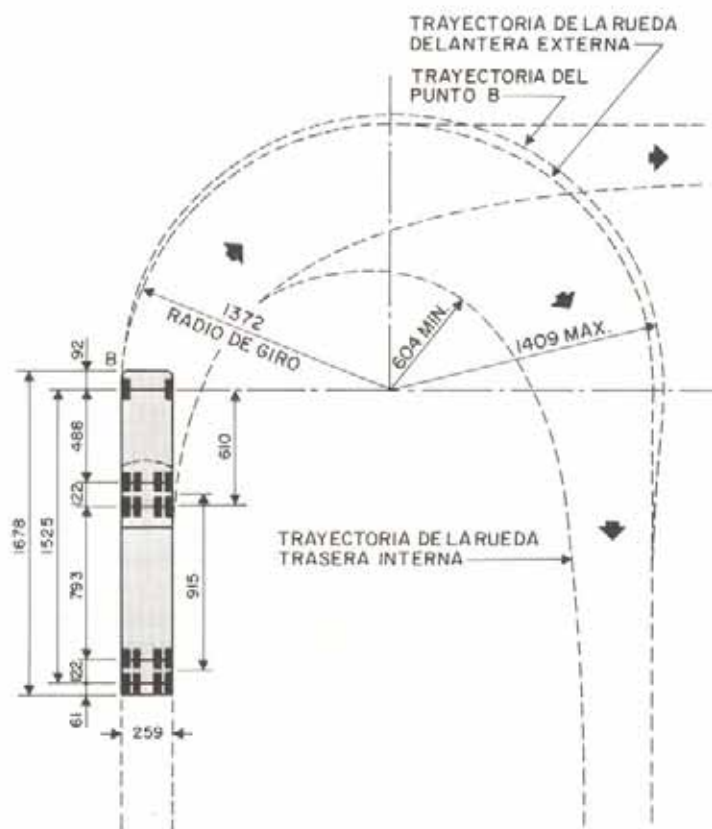


CARACTERISTICAS DEL VEHICULO DE PROYECTO SU

Fig. VIII-35. Trayectorias de giro correspondientes a los diversos vehículos-tipo.



CARACTERISTICAS DEL VEHICULO DE PROYECTO WB-40



CARACTERISTICAS DEL VEHICULO DE PROYECTO WB-50

Fig. VIII-35. (Continuación).

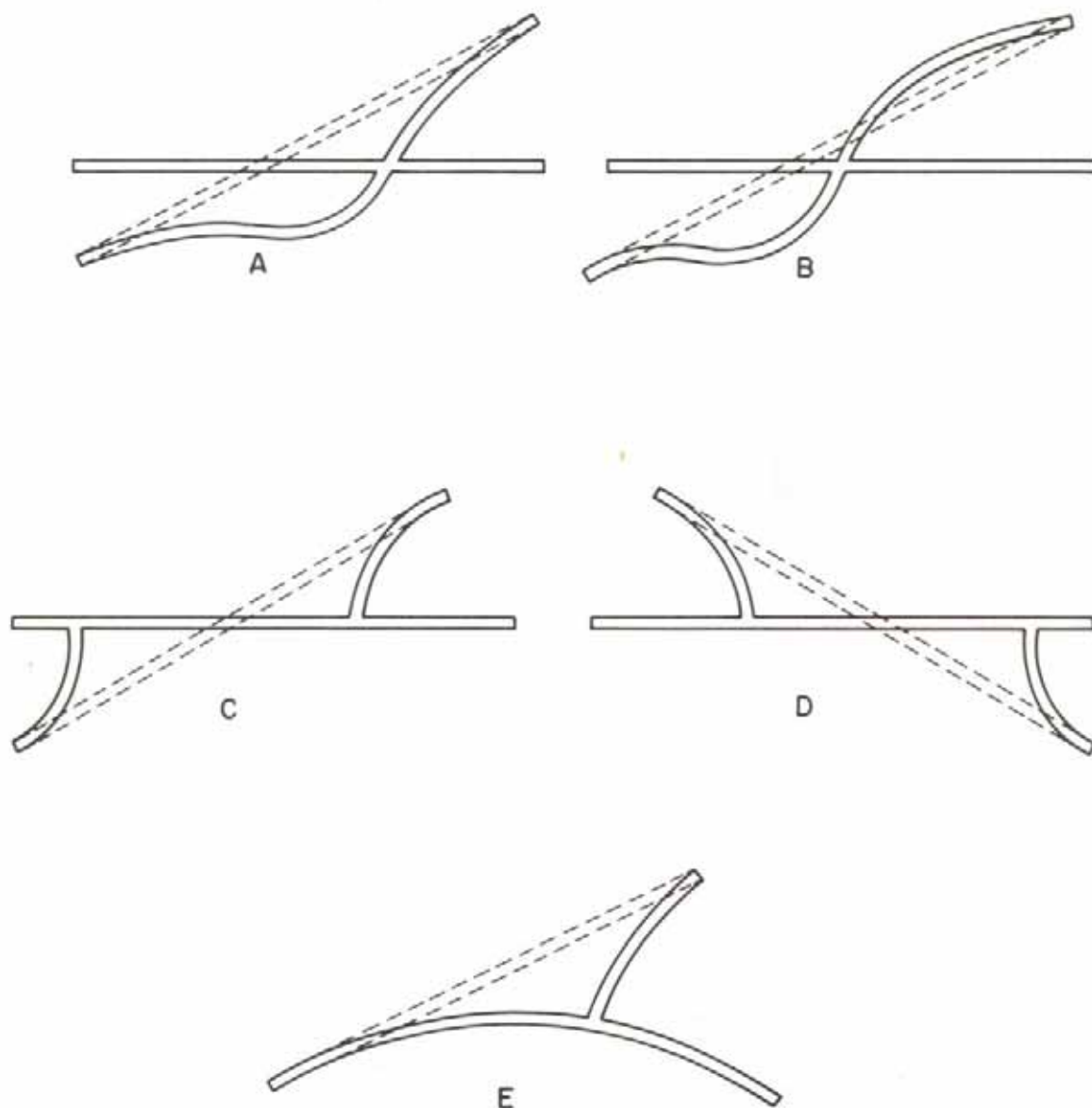


Fig. VIII-36. Realineamiento de intersecciones.

La práctica de realinear los alineamientos que se cruzan en ángulo agudo, tal como se observa en la figura anterior, es recomendable siempre que las curvas que se introduzcan permitan una operación segura con velocidades no muy inferiores respecto a las de la carretera principal.

Intersecciones de carreteras en curvas cerradas deben evitarse en lo posible, ya que el peralte y el sobreecho de la calzada en las curvas dificultan el proyecto.

En cuanto a los perfiles longitudinales, siempre que sea posible se deberán evitar grandes alteraciones en las intersecciones, puesto que esas combinaciones dificultan el manejo de los vehículos.

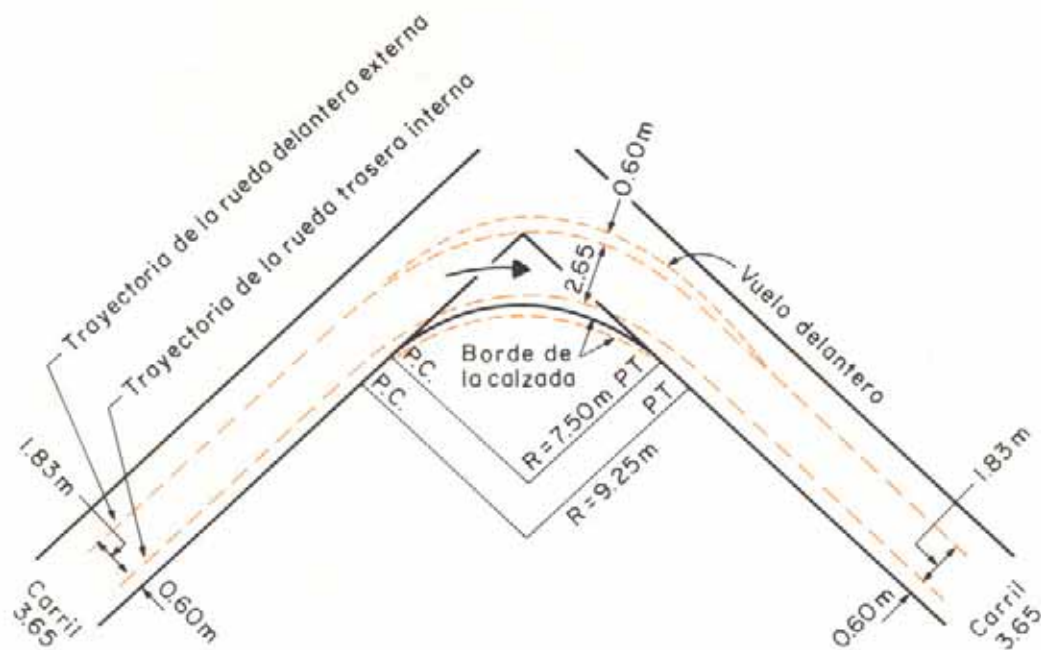
La rasante y la sección transversal de los brazos de las intersecciones se deben ajustar desde cierta distancia anterior para proveer una curva de unión suave y drenaje propio. Usualmente, la rasante de la carretera principal debe dominar la situación en las intersecciones y, por tanto, la secundaria se ajustará a ella.

8.4.3.2. Radios mínimos del borde de la calzada

Cuando es necesario proyectar curvas horizontales en espacios limitados, como es el caso de las intersecciones, se debe usar como base del diseño la trayectoria mínima de los vehículos de proyecto. Dicha trayectoria corresponde a la recorrida por el vehículo de proyecto seleccionado, a una velocidad inferior a 24 kilómetros por hora.

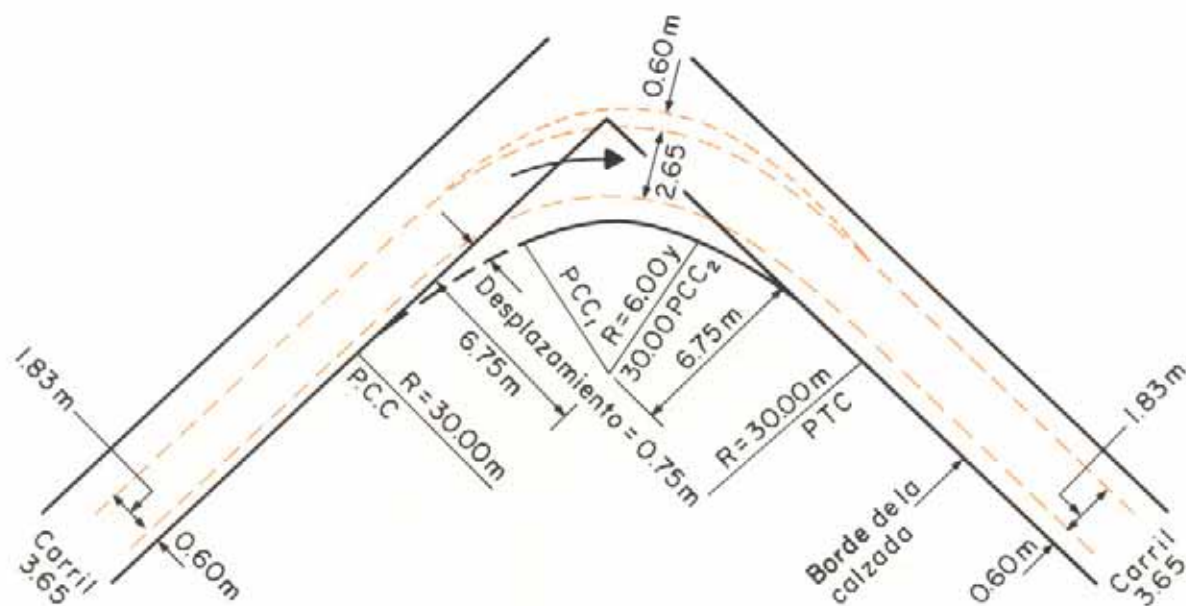
Para la determinación de los radios del borde interno de la calzada que permita alojar la trayectoria mínima del vehículo de proyecto, se supone que éste circula dentro de su carril, al entrar y salir de la curva, a 0,60 metros del borde interno de la calzada. Con esta posición de entrada y salida y con las dimensiones mínimas de giro de los vehículos, se proyecta la curva del borde de la calzada, tal como se ilustra esquemáticamente en las figuras VIII-37 a 39.

De la misma manera que para cruces a 90° , para otros ángulos de la intersección se ha estudiado la adaptación de



CURVA CIRCULAR SIMPLE MINIMA CON RADIOS DE 7.50 ó 9.25 m

- A -



CURVA COMPUESTA DE RADIOS 30.00 - 6.00 Y 30.00 m, CON DESPLAZAMIENTO DE 0.75 m

- B -

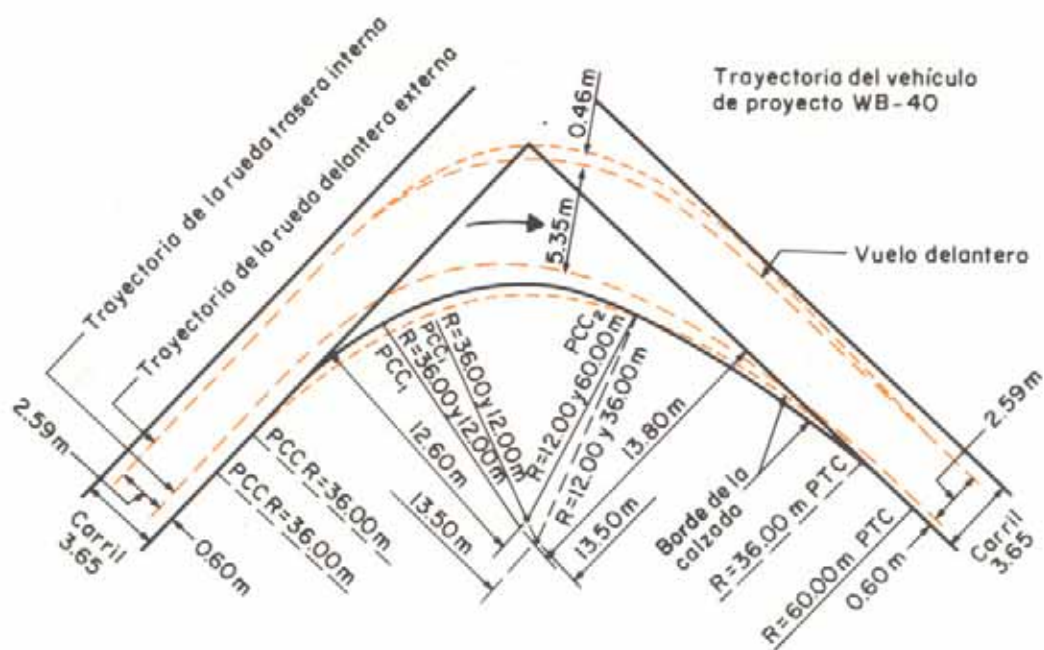
Fig. VIII-37. Diseño mínimo para el vehículo de proyecto P.



Diagrama de una curva de transición en una vía de ferrocarril. Se muestra la geometría de la curva con radios de 36.00 m y 12.00 m, longitudes de 12.60 m y 0.60 m, y anchuras de carril de 3.65 m. Se indican los puntos PCC, PTC y el borde de la calzada.

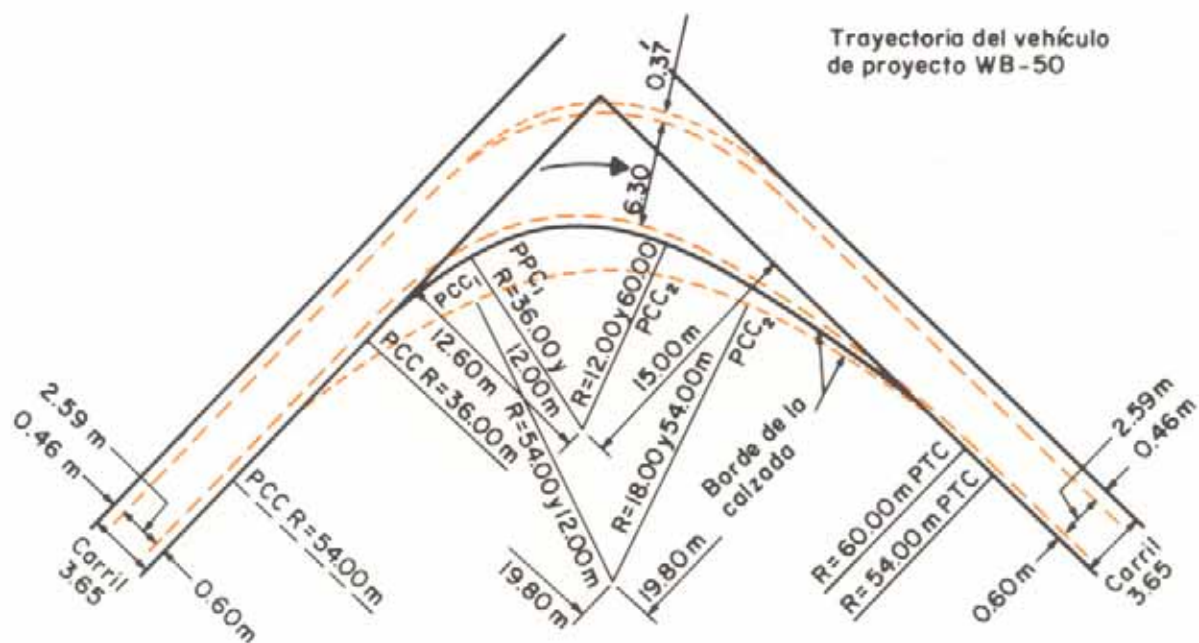
- B -

516 Carreteras



CURVA COMPUESTA DE RADIOS 36.00 - 12.00 y 60.00 CON DESPLAZAMIENTOS DE 0.60 m Y 1.80 m Y DE RADIOS 36.00 - 12.00 y 36.00 CON DESPLAZAMIENTO DE 1.50 m

- A -



CURVA COMPUESTA DE RADIOS 36.00 - 12.00 y 60.00 CON DESPLAZAMIENTOS DE 0.60 m Y 3.00 m Y DE RADIOS 54.00 - 18.00 Y 54.00 CON DESPLAZAMIENTO DE 1.80 m

- B -

Fig. VIII-39. Diseño mínimo para el vehículo de proyecto WB-40 y WB-50.

TABLA VIII-11. RADIOS MINIMOS PARA EL DISEÑO DE INTERSECCIONES

Vehículo de proyecto	Deflexión (grados)	Radio de la curva simple (m)	Curvas compuestas simétricas		Curvas compuestas asimétricas	
			Radio (m)	Desplazamiento (m)	Radio (m)	Desplazamiento (m)
P	30	18,25	—	—	—	—
SU		30,25	—	—	—	—
WB-40		45,75	—	—	—	—
WB-50		60,25	—	—	—	—
P	45	15,25	—	—	—	—
SU		23,00	—	—	—	—
WB-40		36,75	—	—	—	—
WB-50		52,00	61,00 – 30,00 – 60,00	0,90	—	—
P	60	12,25	—	—	—	—
SU		18,25	—	—	—	—
WB-40		28,00	—	—	—	—
WB-50		—	61,00 – 23,00 – 61,00	1,70	61,00 – 23,00 – 84,00	0,60 – 1,85
P	75	11,00	30,00 – 7,50 – 30,00	0,60	—	—
SU		16,75	36,00 – 13,50 – 36,00	0,60	—	—
WB-40		26,00	36,00 – 13,50 – 36,00	1,55	36,00 – 13,50 – 60,00	0,60 – 2,00
WB-50		—	45,00 – 15,00 – 45,00	1,85	45,00 – 15,00 – 67,50	0,60 – 3,05
P	90	9,25	30,00 – 6,00 – 30,00	0,75	—	—
SU		15,25	36,00 – 12,00 – 36,00	0,60	—	—
WB-40		—	36,00 – 12,00 – 36,00	1,50	36,00 – 12,00 – 60,00	0,60 – 1,80
WB-50		—	54,00 – 18,00 – 54,00	1,80	36,00 – 12,00 – 60,00	0,60 – 3,00
P	105	—	30,00 – 6,00 – 30,00	0,75	—	—
SU		—	30,00 – 10,50 – 30,00	0,90	—	—
WB-40		—	30,00 – 10,50 – 30,00	1,55	30,00 – 10,50 – 60,00	0,60 – 2,45
WB-50		—	56,00 – 14,00 – 56,00	2,45	45,00 – 12,00 – 63,00	0,60 – 3,05
P	120	—	30,00 – 6,00 – 30,00	0,60	—	—
SU		—	30,00 – 9,00 – 30,00	0,90	—	—
WB-40		—	36,00 – 9,00 – 36,00	1,85	30,00 – 9,00 – 54,00	0,60 – 2,75
WB-50		—	54,00 – 12,00 – 54,00	2,60	46,00 – 10,75 – 67,50	0,60 – 3,65
P	135	—	30,00 – 6,00 – 30,00	0,45	—	—
SU		—	30,00 – 9,00 – 30,00	1,20	—	—
WB-40		—	36,00 – 9,00 – 36,00	2,00	30,00 – 7,50 – 54,00	0,60 – 2,75
WB-50		—	48,00 – 10,50 – 48,00	2,75	39,00 – 9,00 – 55,50	0,90 – 4,25
P	150	—	23,00 – 5,50 – 23,00	0,60	—	—
SU		—	30,00 – 9,00 – 30,00	1,20	—	—
WB-40		—	36,00 – 9,00 – 36,00	1,85	27,00 – 7,50 – 48,00	0,90 – 3,35
WB-50		—	48,00 – 10,50 – 48,00	2,15	36,00 – 9,00 – 54,00	0,90 – 4,25
P	180	—	15,00 – 4,50 – 15,00	0,15	—	—
SU	Vuelta en U	—	30,00 – 9,00 – 30,00	0,45	—	—
WB-40		—	30,00 – 6,00 – 30,00	2,90	25,50 – 6,00 – 45,00	1,85 – 3,95
WB-50		—	38,50 – 7,50 – 38,50	2,90	30,00 – 7,50 – 54,00	1,85 – 3,95

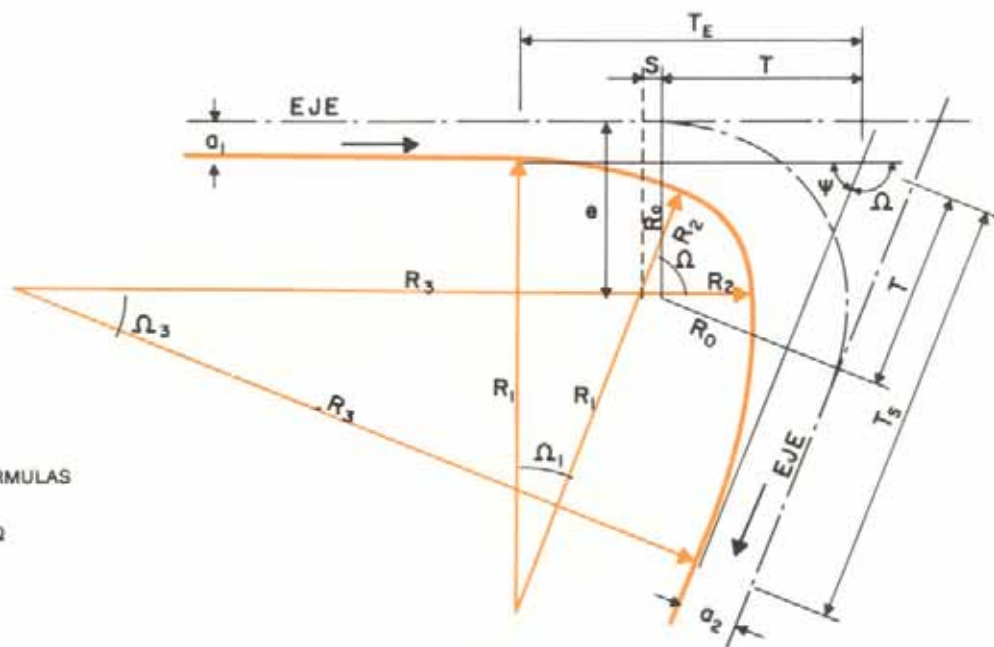
la trayectoria de la rueda trasera interna de los vehículos al borde de la calzada. En base a estos estudios, la AASHO recomienda los valores de los radios mínimos que se dan en la tabla VIII-11.

Los diseños presentados hasta aquí y los radios indica-

dos en la tabla anterior son los que se acomodan a los giros más cerrados de los diferentes vehículos de diseño, pero también pueden utilizarse otras combinaciones de curvas, como por ejemplo las indicadas en la tabla VIII-12 y en la figura VIII-40¹⁴, siempre que produzcan resultados satis-

TABLA VIII-12. RADIOS MINIMOS PARA EL GIRO DE VEHICULOS EN INTERSECCIONES

Radio del borde exterior de la calzada	Angulo en el centro	Curva de tres centros para el borde interior de la calzada					Radio del borde exterior de la calzada	Angulo en el centro	Curva de tres centros para el borde interior de la calzada				
R_o (metros)	Δ (grados)	R_1 (m)	R_2 (m)	R_3 (m)	e (m)	S (m)	R_o (metros)	Δ (grados)	R_1 (m)	R_2 (m)	R_3 (m)	e (m)	S (m)
15	60 a 90	55	13,50	76	18	4,50	22,50	40 a 59	61,00	27,50	91	31,50	5,50
	91 a 80	36,50	9,00	61	14,50	1,50		60 a 210	36,50	17,50	91	22,50	0,50
	mayor de 180	24	7,50	61	15	0		mayor de 210	36,50	16,75	91	23,00	0
18	60 a 90	36,50	16,75	91	21	4,00	30,50	0 a 30	67,00				
	91 a 210	36,50	12,00	91	18,00	0,50		31 a 60	61,00	27,50	122,00	32,00	2,00
	mayor de 210	24,50	11,50	91	18,00	0		mayor de 60	36,50	25,50	122,00	30,50	0
20,50	60 a 90	36,50	18,50	91	22,50	3,00	46,50	0 a 25	93,00				
	91 a 180	36,50	15,00	91	20,00	0,75		más de 25	93,00	42	46,50		0
	mayor de 180	30,50	14,00	91	20,50	0							
							62,00	0 a 20	123,50				
								más de 20	123,50	57,50	124,00	62,00	0



FORMULAS

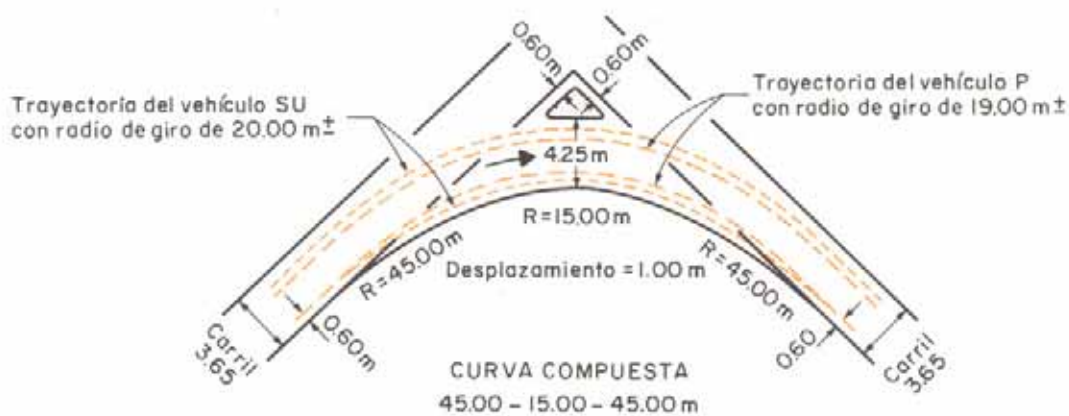
$$K = R_o - a_2 + S \sin \Omega + (e - R_o) \cos \Omega$$

$$\cos \Omega_1 = \frac{R_1 - (e - a_1)}{R_1 - R_2}$$

$$\cos \Omega_3 = \frac{R_3 - K}{R_3 - R_2} \quad \Omega_2 = \Omega - (\Omega_1 + \Omega_3)$$

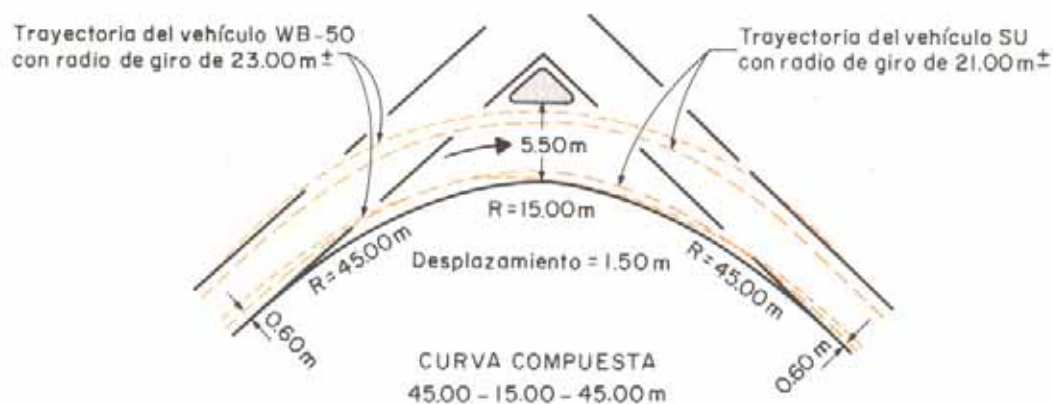
$$T_E + (R_1 - R_2) \sin \Omega_1 + \frac{K}{\sin \Omega} - \frac{e - a_1}{\tan \Omega} \quad T_S = (R_3 - R_2) \sin \Omega_3 + \frac{e - a_1}{\sin \Omega} - \frac{K}{\tan \Omega}$$

Fig. VIII-40. Trazado para curvas de tres centros e intersecciones.



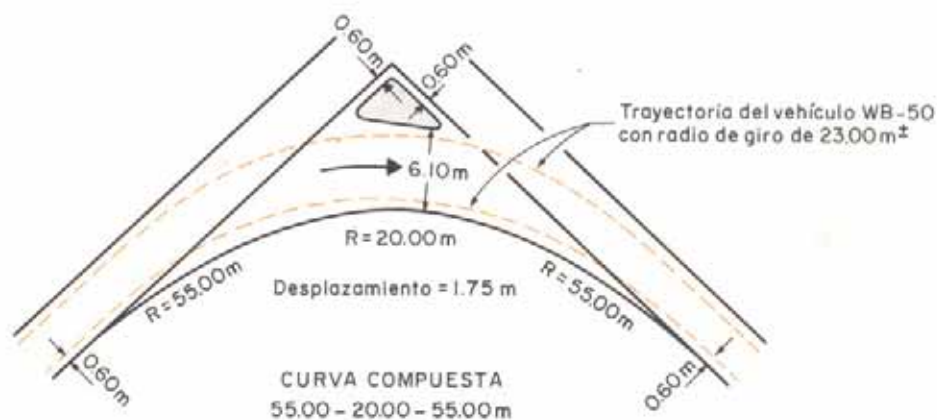
RADIO DE LA CURVA CIRCULAR SIMPLE EQUIVALENTE = 18.25 m

- A -



RADIO DE LA CURVA CIRCULAR SIMPLE EQUIVALENTE = 21.25 m

- B -



RADIO DE LA CURVA CIRCULAR SIMPLE EQUIVALENTE = 30.50 m

- C -

Fig. VIII-41. Diseño mínimo de enlace en curvas para giros a la derecha a 90°.

factorios en la circulación de los vehículos. En todo caso, la elección del diseño deberá estar supeditada al tipo de los vehículos que van a dar la vuelta y a la amplitud que requieren para hacerlo, lo cual, a su vez, dependerá del tipo y naturaleza de los caminos que se intersecan, volúmenes de tráfico, número y frecuencia de los vehículos pesados y efecto de éstos sobre todo el tránsito.

Como síntesis de los análisis efectuados por la AASHO, los diseños mínimos para el borde de la calzada en los giros deberán considerarse de acuerdo a las siguientes condiciones:

1. Los diseños mínimos correspondientes a la trayectoria del vehículo P se aplican en las intersecciones de los caminos en donde el mayor porcentaje de vehículos lo constituyen los automóviles; en las intersecciones de caminos secundarios con caminos principales, cuando el tráfico que da vuelta es reducido; y en las intersecciones de los caminos secundarios que tienen poco tráfico. Sin embargo, siempre que se pueda, se optará por el diseño correspondiente al vehículo SU.
2. Los diseños mínimos correspondientes a la trayectoria SU se aplican a todos los caminos rurales que estén en condiciones distintas a las descritas en el párrafo anterior.
3. Los diseños mínimos con base a los vehículos WB-40 y WB-50 se usan cuando es muy frecuente el cruce de estos tipos de vehículos. Donde se justifique este diseño, se preferirán las curvas simétricas compuestas. Por otra parte, como estos diseños requieren grandes superficies de la calzada, por regla general es conveniente canalizarlos, para lo cual se requerirán radios un poco más grandes.

8.4.3.3. Brazos de giro canalizados

Cuando el borde de la calzada que gira a la derecha se diseña para acomodar la trayectoria de las combinaciones con remolques (WB 40 ó WB 50), o donde los diseños permiten a los vehículos de pasajeros girar a velocidades superiores a los 25 km/h, el área de la calzada puede llegar a ser excesivamente ancha para un control adecuado del tráfico. Para evitar este inconveniente, deben proyectarse islas que permitan canalizar el tráfico, formando un carril separado que comunique los dos ramales de carretera que forman la intersección.

Con el uso de los radios mínimos antes indicados, resulta un área entre el carril de giro y la prolongación de los bordes del pavimento con suficiente ancho para formar una isla, generalmente de forma triangular. Estas islas son recomendables para orientar el tráfico a través de los carriles respectivos, para localizar la señalización y también para refugio de los peatones. Su tamaño sirve para controlar el diseño, debiendo ser el área mínima de la isla 4,50 m², aunque es recomendable tener 7,00 m². En los giros de los vehículos, el borde interno debe ser proyectado para proporcionar, por lo menos, la isla mínima, y el ancho del carril no debe ser menor de 4,25 m en la parte central de la curva.

Basado en estos controles, se han indicado en la figura VIII-41 los diseños mínimos que los satisfacen para cruces a 90° a la derecha. Obsérvese en ellos que el ancho de calzada permite siempre que la trayectoria interna de la rueda de los vehículos de proyecto pase aproximadamente a 0,60 m del borde de la calzada.

En la figura VIII-42 aparecen diseños típicos para islas triangulares.

Para el caso de giros en ángulo oblicuo, la tabla VIII-13 muestra las dimensiones numéricas recomendadas para los enlaces. Para un cruce en particular, el proyectista puede escoger entre los tres diseños mínimos A, B o C, de acuerdo al vehículo de proyecto, el volumen de tráfico futuro y las restricciones físicas del lugar. Para ángulos de giro entre 75 y 120°, el diseño es controlado por las dimensiones de la isla. Para ángulos superiores a 120°, la trayectoria de giro más cerrada del vehículo seleccionado y la disposición de la curva del borde interno de la calzada para acomodar estas trayectorias controlan el diseño, con el resultado de una isla de tamaño superior a la mínima.

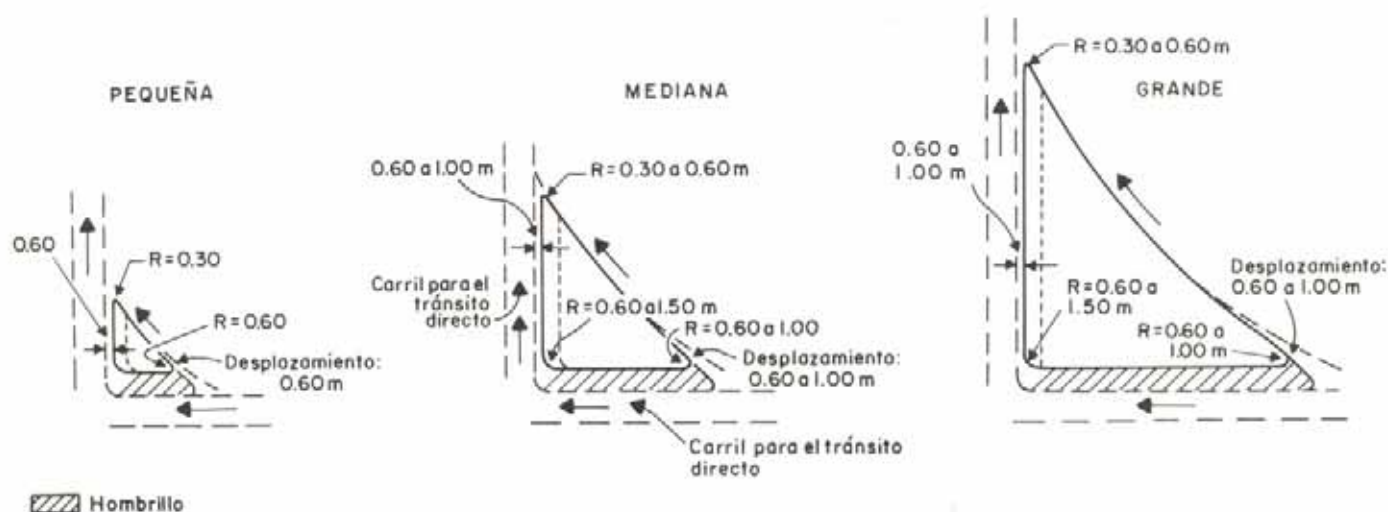
TABLA VIII-13. RADIOS MINIMOS PARA EL DISEÑO DE BRAZOS DE GIRO

Deflexión (grados)	Tipo de proyecto *	Curvas compuestas		Ancho de la calzada (m ²)	Tamaño aproximado de la isleta
		Radios (m)	Desplazamiento (m)		
75	A	45,00-23,00-45,00	1,05	4,25	5,50
	B	45,00-23,00-45,00	1,50	5,50	4,60
	C	55,00-27,50-55,00	1,05	6,10	4,60
90**	A	45,00-15,00-45,00	1,00	4,25	4,60
	B	45,00-15,00-45,00	1,50	5,50	7,40
	C	55,00-20,00-55,00	1,75	6,10	11,60
105	A	36,00-12,00-36,00	0,60	4,55	6,50
	B	30,00-10,50-30,00	1,50	6,70	4,60
	C	55,00-14,00-55,00	2,45	9,15	5,50
120	A	30,00- 9,00-30,00	0,75	4,90	11,10
	B	30,00- 9,00-30,00	1,50	7,30	8,40
	C	55,00-12,00-55,00	2,60	10,35	20,40
135	A	30,00- 9,00-30,00	0,75	4,90	42,70
	B	30,00- 9,00-30,00	1,50	7,90	34,40
	C	48,00-10,50-48,00	2,75	10,65	60,00
150	A	30,00- 9,00-30,00	0,75	4,90	130,00
	B	30,00- 9,00-30,00	1,85	9,15	110,00
	C	48,00-10,50-48,00	2,15	11,60	160,00

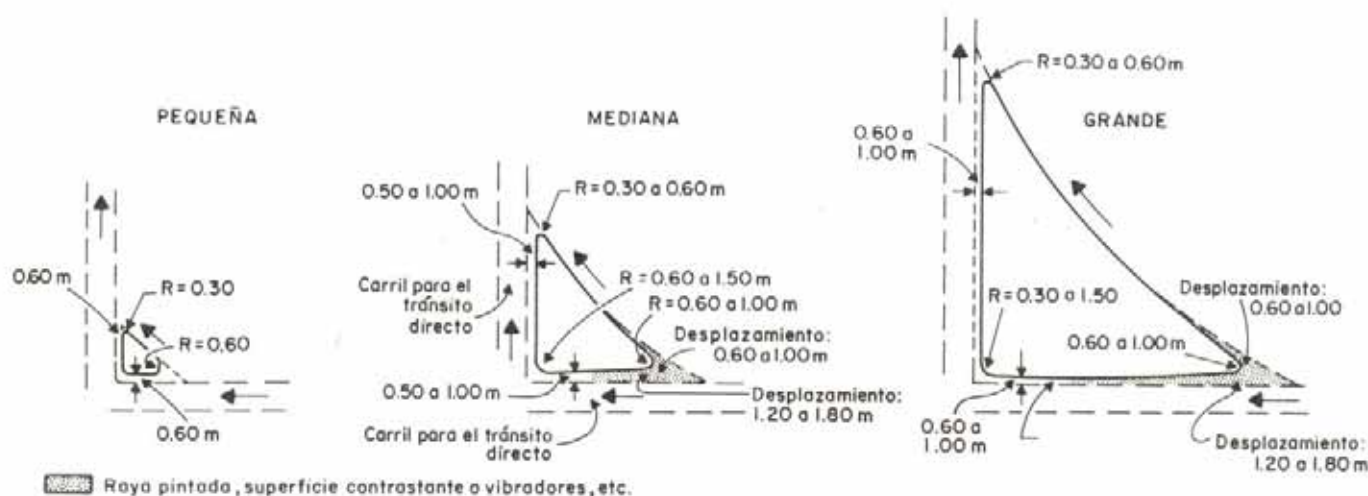
* A. Principalmente vehículos ligeros; permitiendo ocasionalmente diseños para el vehículo SU con espacios restringidos para dar vuelta.—B. Provisto adecuadamente para el vehículo SU; ocasionalmente permite al WB-50 girar invadiendo ligeramente los carriles de tránsito adyacente.—C. Provisto exclusivamente para el vehículo WB-50.

** Se ilustra en la figura VIII-41.

Nota: Pueden usarse curvas compuestas asimétricas y transiciones rectas con una curva circular simple, sin alterar significativamente el ancho de la calzada o el tamaño de la isleta.



ISLETAS CON BROCAL – CON HOMBRILLO



ISLETAS CON BROCAL – SIN HOMBRILLO

Fig. VIII-42. Diseños típicos de islas triangulares.

8.4.4. BIFURCACIONES

Cuando una calzada se aparta o se une a la principal, constituye un tipo de intersección denominado *bifurcación*.

En ellas, una parte importante del diseño consiste en proporcionar un alineamiento adecuado a los bordes de las calzadas, en la zona donde éstas se apartan o se juntan, y en efectuar la transición del peraltado de manera que la circulación en la curva resulte cómoda y segura, y su apariencia estéticamente agradable.

8.4.4.1. Relaciones entre velocidad y curvatura

Los valores de radio mínimo para el borde de la calzada dados en las tablas anteriores corresponden a intersecciones donde se permite la circulación de los vehículos a baja velo-

cidad. En muchas carreteras rurales esto es conveniente y contribuye a reducir el costo de la vía proyectada. En las bifurcaciones, en cambio, es preferible proyectar para la velocidad que desarrollan los vehículos en el brazo de la bifurcación. En estos casos, la velocidad de circulación es entonces apropiada. Los enlaces diseñados para esta velocidad presentan pocos obstáculos a la fluidez del tráfico y pueden justificarse en aquellos casos en que no existen conflictos con peatones o con otras corrientes de tráfico.

Las curvas de las bifurcaciones no deben considerarse en la misma categoría que las de las carreteras, pues el señalamiento adecuado y la anticipación de condiciones críticas hacen posible aplicar factores de diseño más liberales, como por ejemplo un coeficiente de rozamiento más elevado.

En general, y en relación con el grado de curvatura, los



Fig. VIII-43. Distintos tipos de bifurcaciones.

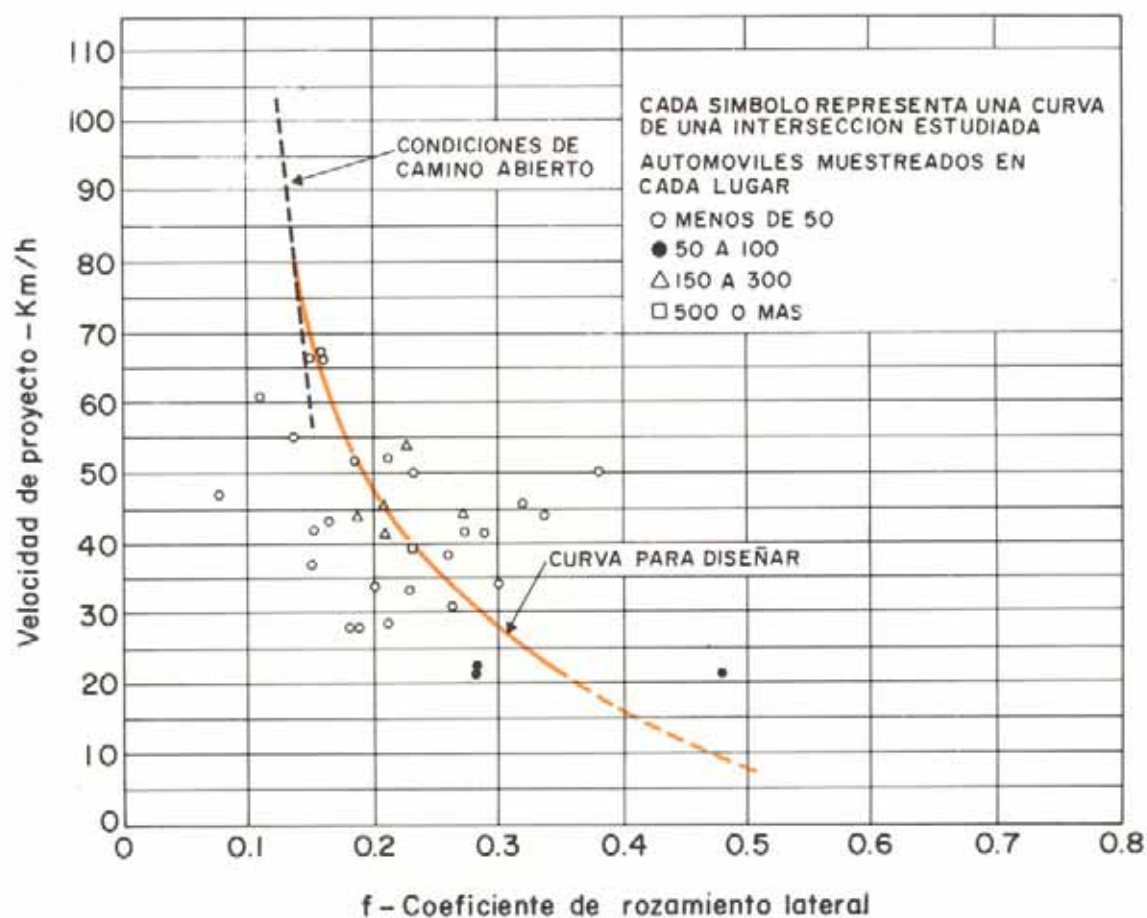


Fig. VIII-44. Relación entre la velocidad de proyecto y el coeficiente de rozamiento lateral en las bifurcaciones.

vehículos viajan más rápidamente en las curvas de las bifurcaciones que en las de las carreteras abiertas.

En la figura VIII-44 se resumen los resultados de estudios efectuados ^{39,40} acerca de la relación entre la velocidad en bifurcaciones y el coeficiente de rozamiento lateral.

Con esta relación y con un adecuado valor de peralte se puede calcular el radio mínimo de curvatura en la bifurcación, para distintas velocidades de proyecto. De esta manera

se han obtenido los valores que aparecen a continuación y que han sido representados en la figura VIII-45.

La selección de los peraltes indicados en la tabla VIII-14 está basada en la mayor curvatura y menor longitud de la curva de la bifurcación, lo que dificulta la aplicación de peraltes mayores.

Los radios mínimos indicados en la tabla se utilizan para el diseño del borde interior de la calzada.

TABLA VIII-14. RADIOS MINIMOS PARA CURVAS EN BIFURCACIONES

Velocidad de proyecto km/h	25	30	40	50	60	70
Coeficiente de rozamiento lateral (<i>f</i>)	0,32	0,27	0,23	0,20	0,17	0,15
Peralte (<i>e</i>)	0,00	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10
Total (<i>e</i> + <i>f</i>)	0,32	0,29	0,27	0,26	0,25	0,25
Radio mínimo calculado (<i>R</i>), metros	15,33	24,40	46,60	75,60	113,25	154,15
Valores para proyecto						
Radio mínimo, metros	15	25	50	75	115	160

Nota: Para velocidades de proyecto de 70 km/h o mayores, úsense valores para condiciones de camino abierto.

Fórmula empleada:

$$e + f = 0,007865 \frac{V^2}{R}$$

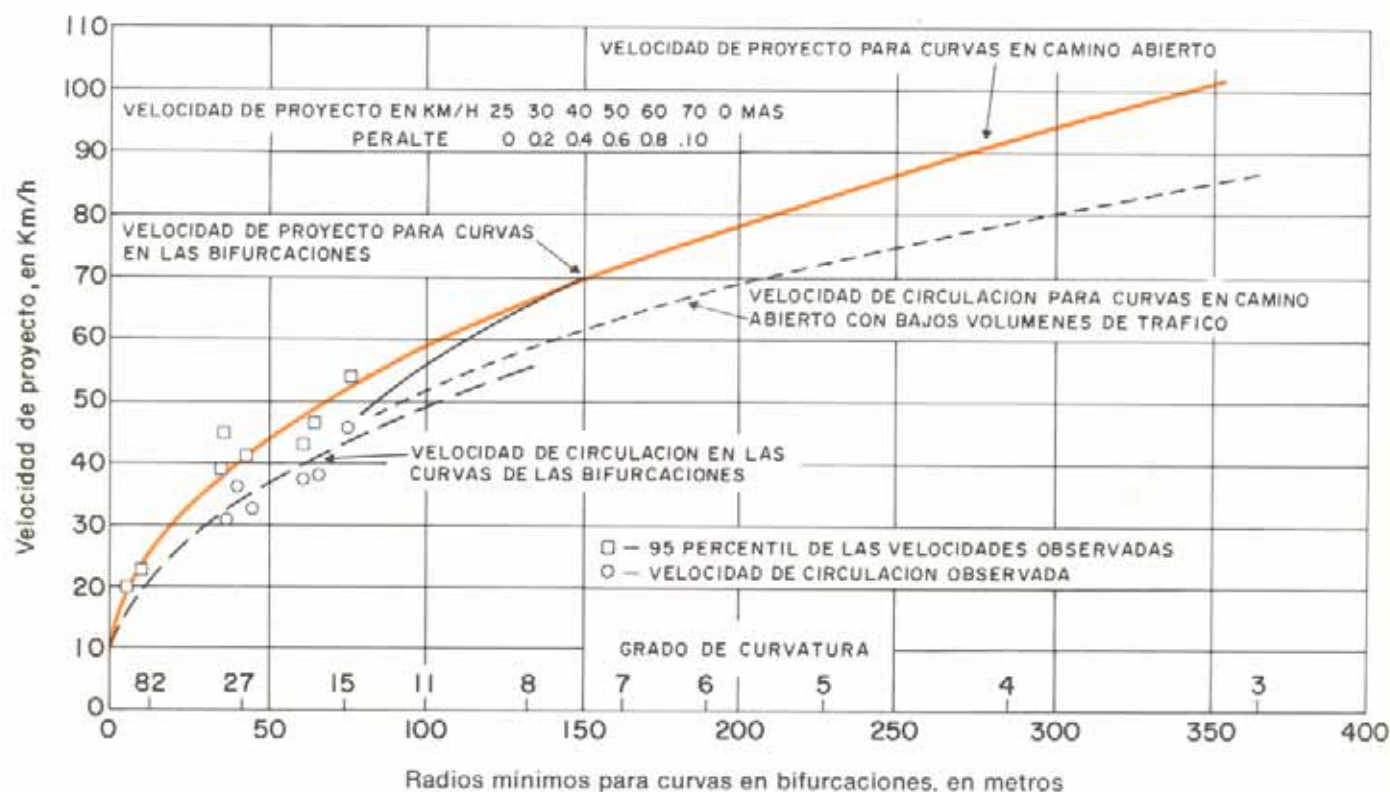


Fig. VIII-45. Radios mínimos para curvas en bifurcaciones, para distintas velocidades de proyecto.

8.4.4.2. Ancho de la calzada

En las bifurcaciones, los anchos de la calzada dependen de una serie de factores, tales como el volumen del tráfico y su composición, las características de los vehículos de proyecto, el radio o grado de curvatura, el tipo de operación a efectuarse y las consideraciones que se establezcan con respecto a la distancia entre el vehículo y los bordes de la calzada.

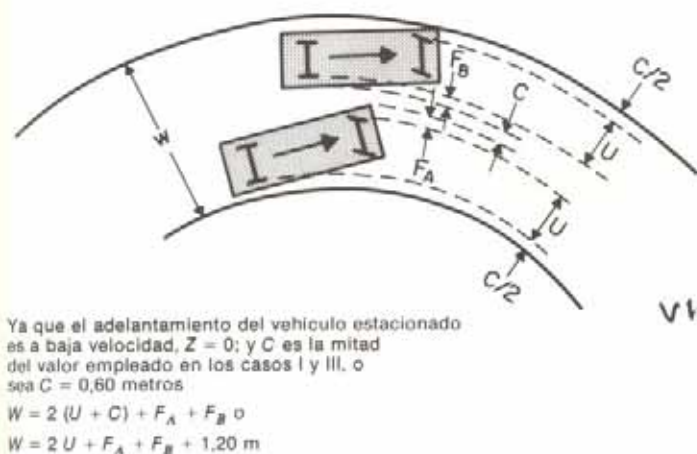
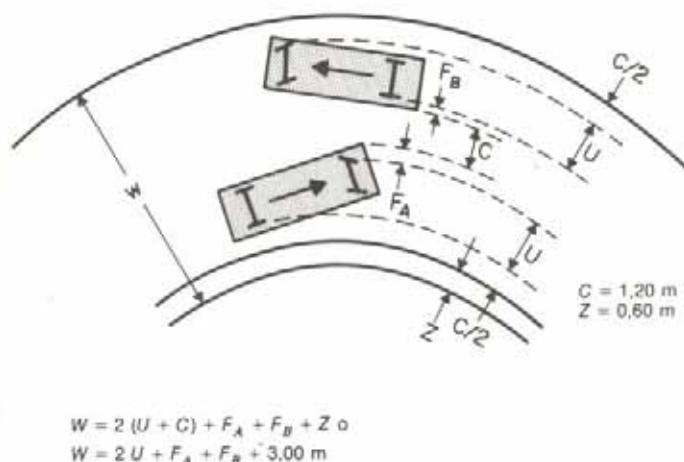
Los distintos tipos de operación a considerar se indican en la figura VIII-46.

En dicha figura también se indican las expresiones que permiten calcular el ancho de la calzada en la bifurcación.

En ellas, los valores de U y F se obtienen de los gráficos de la figura VIII-47. El valor de Z es constante, aproximadamente 0,60 m para radios de 150 m o menos, y $C = 1,20$.

De esta manera y teniendo en cuenta que en las intersecciones las calzadas pueden alojar diferentes tipos de vehículos, se han preparado los valores de proyecto indicados en la tabla VIII-15 para distintas condiciones de tráfico.

Se ha llamado *Condición de Tráfico A* cuando predominan los vehículos P , con alguna incidencia de vehículos SU ; *Condición de tráfico B*, cuando los vehículos SU gobiernan el diseño pero se da alguna consideración al tráfico de vehículos semi-remolque, y *Condición de Tráfico C* cuando el diseño es controlado por los vehículos $WB-40$ y $WB-50$.



NOTA: En las fórmulas para los casos II y III si el vehículo adelantado es de diferente tipo, $2U$ se convertirá en $U_1 + U_2$

Fig. VIII-46. Ancho de la calzada en las bifurcaciones.

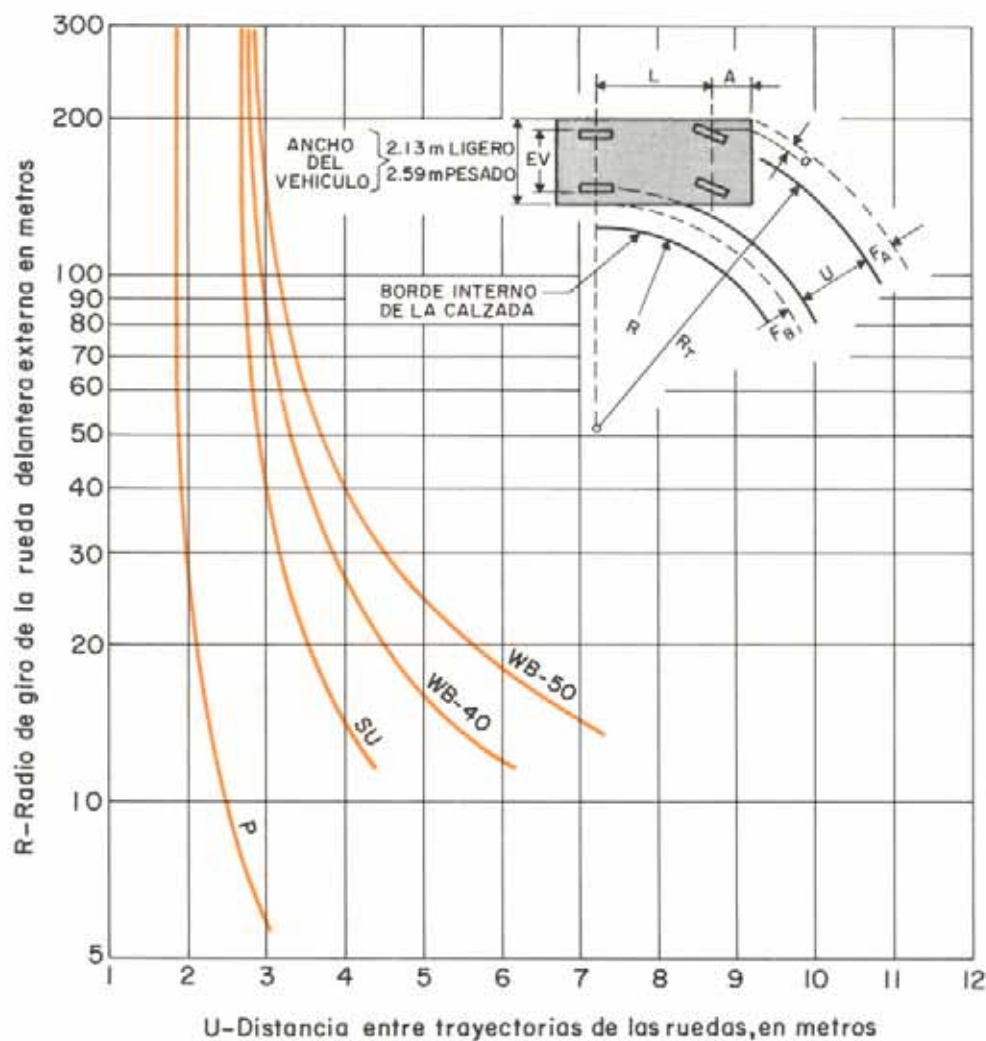


Fig. VIII-47. Distancia entre las trayectorias externas de las ruedas del vehículo dentro de la curva.

TABLA VIII-15. ANCHO DE CALZADA EN BIFURCACIONES

R Radios del borde interno de la calzada (m)	ANCHO DE LA CALZADA EN METROS								
	Caso I Operación en un solo sentido, con un solo carril y sin previsión para el adelantamiento			Caso II Operación en un solo sentido, con un solo carril y con previsión para el adelantamiento de vehículos estacionados			Caso III Operación en uno o dos sentidos de circulación, y con dos carriles		
	CONDICION DE TRAFICO								
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
15,00	5,50	5,50	7,00	7,00	7,60	8,85	9,50	10,75	12,75
23,00	5,00	5,20	5,75	6,40	7,00	8,25	8,75	10,00	11,25
31,00	4,50	5,00	5,50	6,00	6,70	7,50	8,50	9,50	10,75
46,00	4,25	5,00	5,25	5,80	6,40	7,25	8,25	9,25	10,00
61,00	4,00	5,00	5,00	5,80	6,40	7,00	8,25	8,75	9,50
91,00	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	6,75	8,00	8,50	9,25
122,00	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	6,75	8,00	8,50	8,75
152,00	3,65	4,50	4,50	5,50	6,00	6,75	8,00	8,50	8,75
Tangente	3,65	4,50	4,50	5,20	5,80	6,50	7,50	8,25	8,25

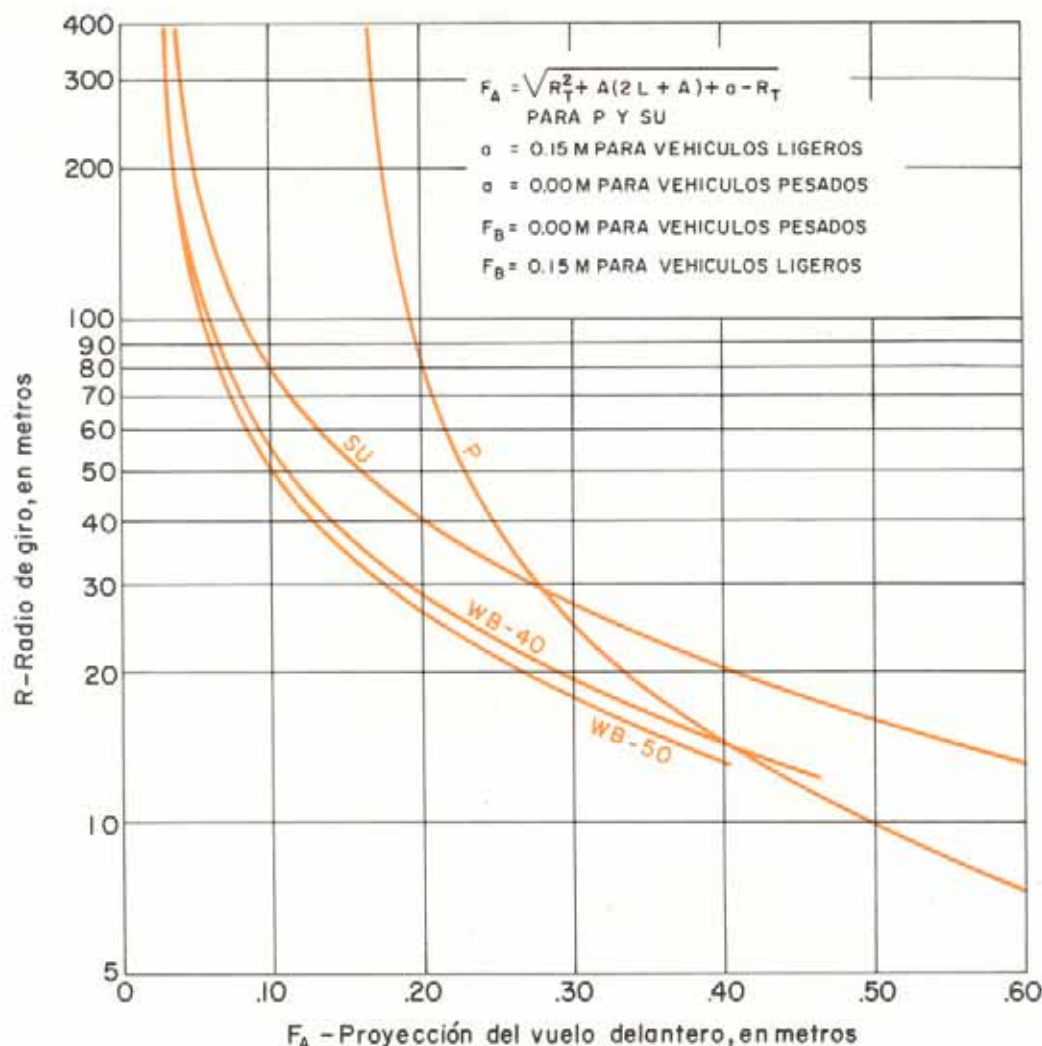


Fig. VIII-47. (Continuación). Proyección del saliente delantero del vehículo.

TABLA VIII-15. (Continuación)

MODIFICACIONES AL ANCHO DE ACUERDO CON EL TRATAMIENTO DE LOS BORDES DE LA CALZADA

	Caso I	Caso II	Caso III
Hombrillos no estabilizados	Ninguna	Ninguna	Ninguna
Brocales a un lado	Aumentar 0,30 m	Ninguna	Aumentar 0,30 m
Brocales a ambos lados	Aumentar 0,60 m	Aumentar 0,30 m	Aumentar 0,60 m
Hombrillos estabilizados en uno o en ambos lados	Ninguna	Restar el ancho del hombrillo; ancho mínimo de la calzada: Caso I.	Cuando el hombrillo sea de 1,20 m o mayor, reducir 0,60 m.

8.4.4.3. Transición de la curvatura

Los vehículos que cruzan en una bifurcación no siguen una trayectoria circular sino que, al igual que en las carreteras abiertas, se desvían según una curva de transición. Si las curvas no se proyectan adecuadamente, los conductores

pueden entonces salirse de su trayectoria e invadir el carril adyacente.

A fin de facilitar el desarrollo de la transición, se emplean curvas espirales y curvas circulares compuestas cuyas longitudes deben ser adecuadas para hacer el cambio de la sección transversal normal a la sección transversal peraltada.

TABLA VIII-16. LONGITUDES MINIMAS DE ESPIRALES PARA CURVAS DE BIFURCACIONES

Velocidades de proyecto en la curva (en km/h) .	25	30	40	50	60	70
Radio mínimo (en m)	15,0	25,0	50,0	75,0	115,0	160,0
C supuesto (en m/seg ³)	1,30	1,25	1,15	1,05	0,95	0,85
Longitud de espiral calculada (en m)	17,2	18,5	23,8	34,0	42,3	54,0
Longitud mínima de espiral recomendable (en m) .	20	20	25	35	45	60
Desplazamiento de la curva circular respecto a la tangente (en m)	0,81	0,64	0,57	0,62	0,68	0,85

Nota: Las longitudes de las espirales se determinan de la misma manera que para camino abierto.

Cuando se usan espirales, la longitud de la transición se puede determinar de dos maneras:

- Se considera un peralte confortable para el manejo y se hace la transición lo suficientemente larga para que se pase suavemente de la sección transversal normal a la completamente peraltada.
- Se considera una tasa de cambio de la aceleración centrífuga que resulte confortable y segura.

El segundo de estos criterios es el más usado en la determinación de la longitud de la espiral, la cual se obtiene entonces aplicando la fórmula de Shortt

$$l_e = \frac{v^3}{R_c \cdot C} = \frac{0,0214 V^3}{R_c \cdot C}$$

según v esté expresado en m/seg o V en km/h, y dándole a C valores que pueden variar desde 0,75 m/seg³ para velocidades de proyecto de 80 km/h, hasta 1,25 m/seg³ para velocidades de 30 km/h.

De esta forma se han obtenido las longitudes mínimas de clotoide indicadas en la tabla VIII-16.

Las espirales pueden ser usadas para unir dos arcos circulares de radios muy distintos. En estos casos su longitud puede obtenerse también de la tabla anterior, entrando en ella con el radio calculado con el valor de la diferencia de los grados de curvatura de los dos arcos. Por ejemplo, los grados correspondientes a dos curvas circulares de 250 y 80 metros son

$$D = \frac{180 \cdot a_b}{\pi R} = \frac{180 \cdot 20}{\pi \cdot 250} = 4^\circ, 58$$

$$D = \frac{180 \cdot 20}{\pi \cdot 80} = 14^\circ, 33$$

La diferencia en curvatura es

$$14^\circ, 33 - 4^\circ, 58 = 9^\circ, 75$$

a la cual le corresponde un radio de

$$R = \frac{180 \cdot a_b}{\pi \cdot D} = \frac{180 \cdot 20}{\pi \cdot 9,75} = 117,59 \text{ m}$$

Interpolando en la tabla VIII-16, a este radio le corresponde una espiral de aproximadamente 50 m de longitud.

A veces, en vez de utilizar clotoides para realizar la transición de la curvatura en las bifurcaciones, se usan curvas compuestas. En este caso, se acepta que el radio de la curva más abierta sea hasta el doble de la más cerrada. Esta relación no es fija, siendo la más recomendable de 1,75.

Las curvas circulares compuestas ofrecen la gran ventaja de imitar, en forma adecuada, la trayectoria de los vehículos en las bifurcaciones. Sin embargo, cuando la diferencia de los radios de los arcos circulares enlazados es muy grande, el alineamiento puede parecer quebrado o forzado. Por otra parte, las curvas compuestas no deben ser cortas porque su efecto de facilitar el cambio de las tangentes o de las curvas amplias a las curvas cerradas puede perderse.

Una serie de curvas con radios decrecientes debe tener suficiente longitud para que el conductor pueda descender a una tasa razonable que no debe exceder a 4,8 km/h/seg, aunque lo deseable es 3 km/h/seg.

Sobre esta base se han obtenido las longitudes mínimas de la tabla VIII-17.

En las bifurcaciones, la operación de los vehículos se hace fácil y suave cuando el borde del pavimento es proyectado con curvas de transición o con curvas compuestas cuya forma y longitud sean adecuadas para evitar una brusca desaceleración de los vehículos y poder desarrollar el peralte necesario para que la trayectoria de giro sea normal.

En las figuras VIII-48 y VIII-49 se ilustran las soluciones recomendadas por la AASHO para velocidades de proyecto de 30 y 50 km/h.

En ellas se observa que, a mayor desplazamiento p de la curva de radio mínimo, la salida se hace más suave.

TABLA VIII-17. LONGITUD DE ARCOS CIRCULARES EN LAS BIFURCACIONES CUANDO ESTAN SEGUIDOS DE UNA CURVA DE RADIO MITAD O PRECEDIDOS DE UNA CURVA DE RADIO DOBLE

Radio (en m)	30	45	60	75	90	120	150 o más
Longitud del arco circular (en m)							
Mínimo	12	15	20	25	30	35	45
Deseable	15	20	25	35	45	55	60

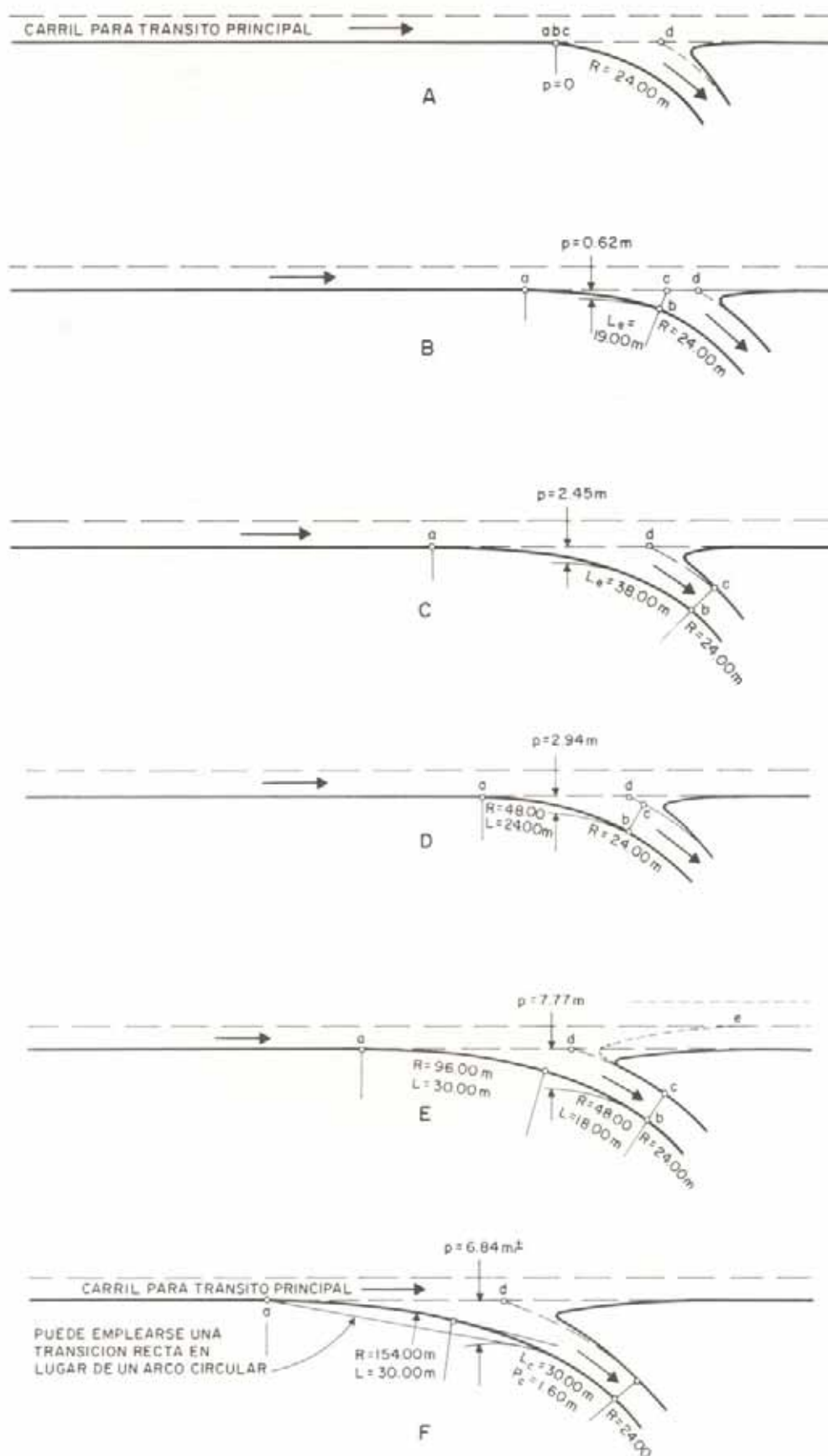


Fig. VIII-48. Transiciones en las bifurcaciones. Diseños para 30 km/h.

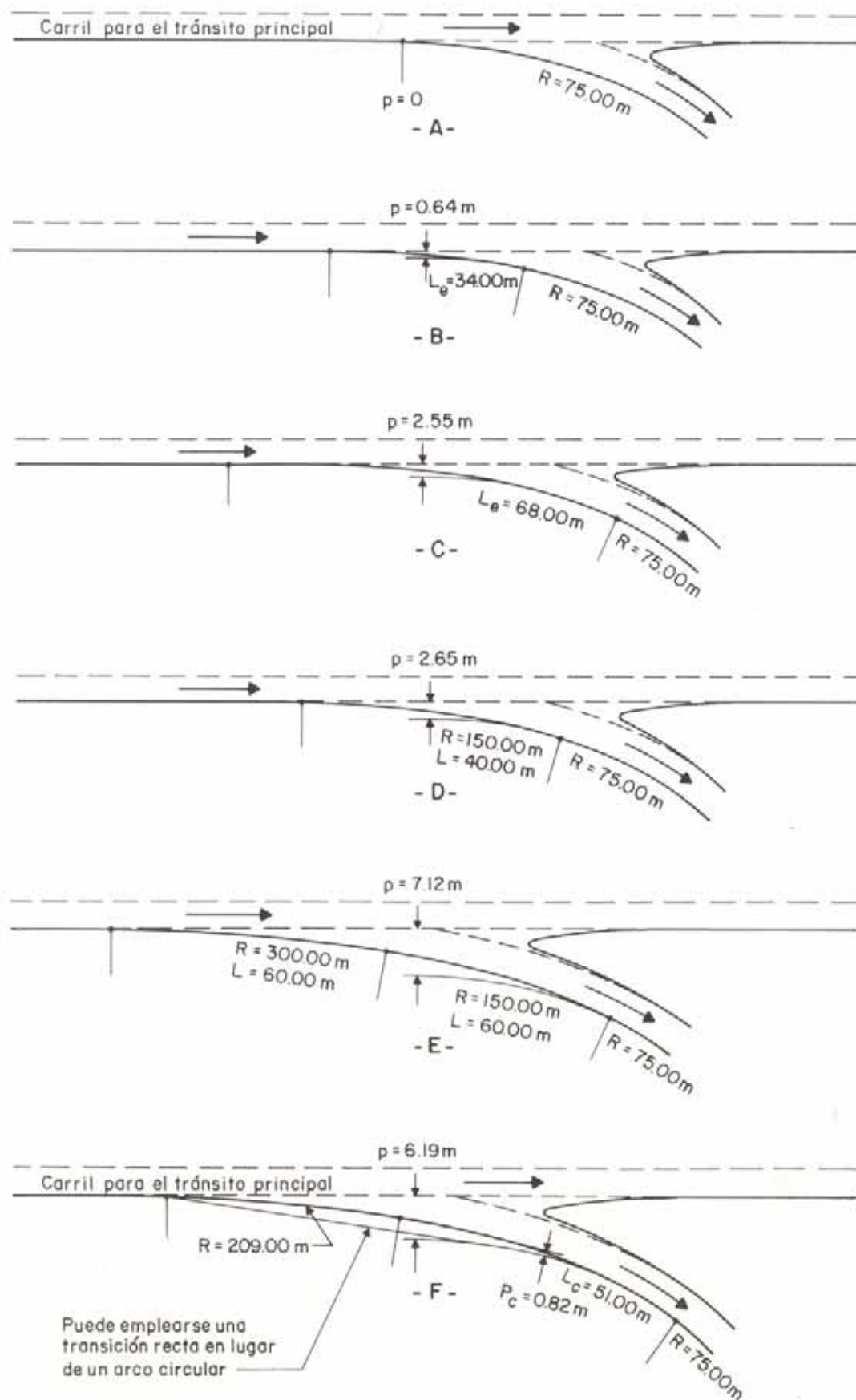


Fig. VIII-49. Transiciones en las bifurcaciones. Diseños para 50 km/h.

8.4.4.4. Transición del peraltado

En las bifurcaciones, el tráfico se separa de la corriente principal o se une a la misma en movimientos de divergencia o convergencia, respectivamente.

Esto significa que, en presencia de otros vehículos, en ellas se viaja más lentamente que en las curvas de la carretera abierta, condición que conduciría a usar un peralte menor que en las demás curvas de igual radio en la misma carretera. Sin embargo, para lograr una operación segura se recomienda que al proyectar se considere la velocidad que mantendrán los vehículos en los períodos de bajo volumen de tráfico.

Los peraltes en las bifurcaciones se determinan haciendo uso de los mismos principios generales estudiados en el Capítulo VI: el rango de peralte máximo es del 6 al 10 por ciento, valores que se pueden aumentar hasta el 12 por ciento cuando las condiciones climáticas son favorables.

En la tabla VIII-18 se han relacionado la velocidad de proyecto con el radio mínimo de curvatura y los peraltes correspondientes; se aprecia que éstos son menores que los máximos, debido a la dificultad práctica de obtener el peralte máximo cuando no se cuenta con la longitud de transición suficiente, como es el caso de las curvas de las bifurcaciones.

En cuanto a la forma de efectuar el peraltado en la bifurcación, ésta se basa principalmente en la comodidad del usuario y la apariencia de los bordes de la vía. Para ello, al igual que en las carreteras abiertas, se debe mantener una cierta relación entre las pendientes del eje de la vía y del borde de la calzada.

Los distintos métodos para desarrollar el peraltado en los extremos de una bifurcación se muestran en la figura VIII-50.

En el diagrama A se ilustra la variación del peraltado cuando la bifurcación sale de un alineamiento recto; en el caso B, el camino directo y la bifurcación están en una curva en la misma dirección; en C, lo están en direcciones

opuestas, en tanto que en el diagrama D se ha introducido, antes de la bifurcación, un carril para cambio de velocidad.

Al proyectar una bifurcación de salida, el perfil y la sección transversal de la carretera principal pueden ser considerados fijos. De esta manera, a partir de los cambios del peralte en la sección transversal recomendados en la tabla VIII-19 y llevando un control de la línea de contacto o de quiebre de las dos calzadas adyacentes que van a tener diferente inclinación transversal, según lo tabulado en la tabla VIII-20, se pueden obtener los valores del peralte en la zona de ensanche gradual y en el brazo de giro.

TABLA VIII-19. VARIACIONES DEL PERALTE EN LAS CURVAS DE LAS BIFURCACIONES

Velocidad de proyecto (km/h)	25 y 30	40	50	55 ó más
Porcentaje de cambio en el valor del peralte en tramos de:				
— 20 m de longitud	5,20	4,60	4,00	3,20
— 5 m de longitud	1,30	1,15	1,00	0,80

TABLA VIII-20. MAXIMA DIFERENCIA ENTRE LAS PENDIENTES DE LAS CALZADAS ADYACENTES

Velocidad de proyecto, km/h, en la curva de entrada o salida	Máxima diferencia algebraica entre las pendientes de las calzadas adyacentes (%)
25 - 30	5 - 8
40 - 50	5 - 6
55 ó más	4 - 5

TABLA VIII-18. PERALTE PARA CURVAS EN BIFURCACIONES

Radio (m)	RANGO DEL PERALTE PARA CURVAS EN BIFURCACIONES CON VELOCIDAD DE PROYECTO DE:					
	25	30	40	50	60	70
15	0,02-0,12	—	—	—	—	—
25	0,02-0,07	0,02-0,12	—	—	—	—
45	0,02-0,05	0,02-0,08	0,04-0,12	—	—	—
70	0,02-0,04	0,02-0,06	0,03-0,08	0,06-0,12	—	—
95	0,02-0,03	0,02-0,04	0,03-0,06	0,05-0,09	0,08-0,12	—
130	0,02-0,03	0,02-0,03	0,03-0,05	0,04-0,07	0,06-0,09	0,09-0,10
180	0,02	0,02-0,03	0,02-0,04	0,03-0,05	0,05-0,07	0,07-0,09
300	0,02	0,02-0,03	0,02-0,03	0,03-0,04	0,04-0,05	0,05-0,04
450	0,02	0,02	0,02	0,02-0,03	0,03-0,04	0,04-0,05
600	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02-0,03	0,03-0,04
900	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02-0,03

Nota: Deberán preferirse los valores situados en la mitad superior o el tercio superior del rango indicado.

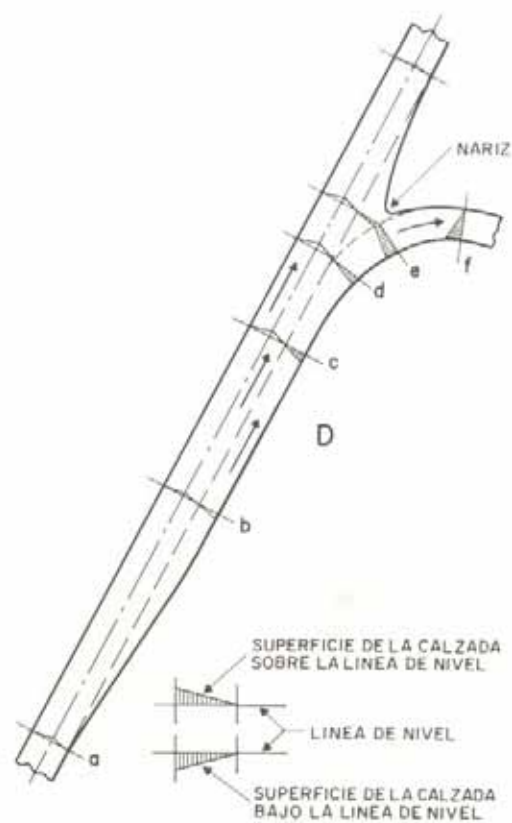
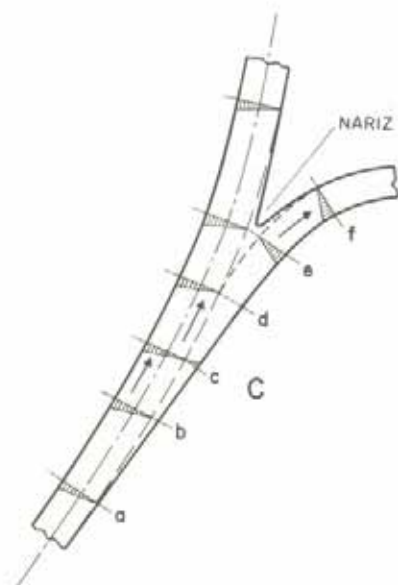
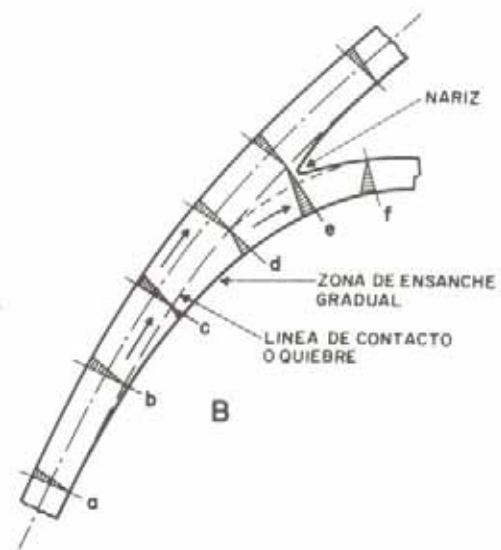
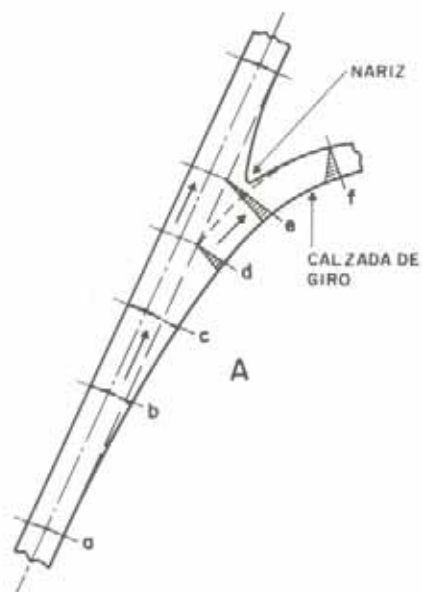


Fig. VIII-50. Desarrollo del peraltado en los extremos de las bifurcaciones.

El siguiente ejemplo indica el uso de las tablas anteriores:

Considérese el diagrama A de la figura VIII-50. Para una velocidad de proyecto de 50 km/h se ha seleccionado una curva de 75 metros de radio (Tabla VIII-14) a la que corresponde un peralte máximo de 11 por ciento (Tabla VIII-18) o, preferiblemente, de 9 por ciento.

Según la tabla VIII-19, la variación del peraltado a lo largo de la curva no deberá ser mayor de 1 por ciento para cada 5 metros de longitud. Si el bombeo de la sección principal es 2 por ciento y los puntos *b*, *c*, *d* se encuentran a intervalos de 15 metros, el peralte en *b* será de 2 por ciento, en *c* de 5 por ciento y en *d* de 8 por ciento. Estos valores satisfacen el control de máxima diferencia algebraica de inclinación transversal entre calzadas adyacentes (Tabla VIII-20), puesto que en la sección crítica *d* la diferencia algebraica es $8 - 2 = 6$ por ciento.

Si las distancias entre *d*, *e* y *f* son de 7,5 metros, el peralte en *e* será 9,5 por ciento y en *f* 11 por ciento. La inclinación transversal en la cuña frente a la nariz podrá tener un valor intermedio que satisfaga las normas de la tabla VIII-20; por ejemplo, 4,5 por ciento.

Otra tentativa, buscando un mejor ajuste del peralte, podría obtenerse usando para éste un valor máximo de 10 por ciento.

El procedimiento indicado, que establece valores del peralte en puntos específicos, es un estudio preliminar de diseño. Las cotas así obtenidas para los bordes de la calzada sirven como puntos para dibujar los perfiles de los bordes, los cuales deberán ajustarse hasta obtener un alineamiento continuo, cómodo, seguro y de buena apariencia.

8.4.4.5. Visibilidad

Cuando un conductor se acerca a una intersección, el campo visible delante de él debe ser el suficiente para detenerse y evitar una colisión ante cualquier obstáculo que aparezca en su camino.

De los dos tipos de visibilidad, la de frenado y la de paso, es la primera la que se aplica, pues el adelantamiento no debe permitirse en las intersecciones.

Empleando los criterios analizados en el Capítulo VI y usando un coeficiente de rozamiento con valores entre 0,42 a 0,37 para velocidades de 25 a 40 km/h y de 0,34 para 55 km/h, se han obtenido las siguientes distancias mínimas de visibilidad de frenado para las bifurcaciones.

TABLA VIII-21. DISTANCIAS MINIMAS DE VISIBILIDAD DE FRENADO EN LAS BIFURCACIONES

Velocidad de proyecto (en km/h)	25	30	40	50	60	70
Distancia mínima de visibilidad de frenado (en m)	25	35	50	60	70	95

En base a estos valores se ha relacionado la velocidad de proyecto y la diferencia algebraica de pendientes para obtener la longitud mínima de la curva vertical convexa que proporciona una distancia segura de visibilidad de frenado.

En cuanto a la visibilidad de frenado en curvas horizontales, debe verificarse cuidadosamente en los planos, ya que la visual a través de la parte interior de la curva deberá ser tal que la distancia de visibilidad iguale o exceda la distancia mínima de visibilidad de frenado antes calculada.

En la figura VIII-52 se muestra gráficamente, para distintos radios, la distancia mínima que debe procurarse entre el borde interior de la calzada y la obstrucción.

8.4.4.6. Carriles para cambio de velocidad

Los vehículos, antes de entrar a una calzada de giro, necesitan reducir la velocidad y, al efectuar la operación contraria, aceleran hasta alcanzar la velocidad deseada.

Cuando estas operaciones se realizan sobre los carriles de la carretera principal, se establece un conflicto con el flujo continuo de tráfico, con riesgo de accidentes.

Para evitar este aspecto negativo de las bifurcaciones, se considera conveniente la inclusión de un carril especial que facilite esos cambios de velocidad. Estos pueden ser carriles de aceleración o carriles de desaceleración.

Los carriles de aceleración permiten, a los vehículos que entran a la vía principal de la intersección, adquirir la velocidad necesaria para incorporarse con seguridad a la corriente de tráfico de la misma, proporcionando la distancia suficiente para realizar dicha operación sin interrumpir la corriente de tráfico principal.

Los carriles de desaceleración permiten, a los vehículos que desean salir de una vía, disminuir su velocidad después de haber abandonado la corriente de tráfico principal.

Los carriles para cambio de velocidad deben tener suficiente ancho y longitud para facilitar a los conductores la realización de todas las maniobras necesarias de entrada al tráfico principal o de salida del mismo.

Aunque no hay relaciones definitivas que garanticen el diseño de estos carriles con respecto a los diversos factores que los influyen, tales como el volumen de tráfico, la velocidad, la capacidad, el tipo de carretera, colocación y frecuencia en las intersecciones, etc., algunas observaciones y experiencias conducen a las siguientes conclusiones:

- Los carriles para cambio de velocidad se justifican con altas velocidades y elevado volumen de tráfico en intersecciones importantes.
- En general, los conductores no utilizan este carril de la misma manera; sin embargo, este recurso desarrolla mayor seguridad y operatividad en la carretera.
- La utilización del carril crece con el aumento del volumen, con un uso casi total a altos volúmenes.
- El carril tipo direccional, es decir, con variación gradual de su ancho, se adapta más fácilmente al comportamiento del conductor que el carril de ancho completo.
- La experiencia ha demostrado que los carriles de desaceleración reducen los accidentes y aumentan la capacidad de la vía.

Los carriles para cambio de velocidad pueden tener formas diversas, lo que depende del alineamiento de la carretera principal, de la frecuencia de las intersecciones y de la longitud necesaria para efectuar el cambio entre la velocidad de la carretera principal y la velocidad de la calzada de giro.

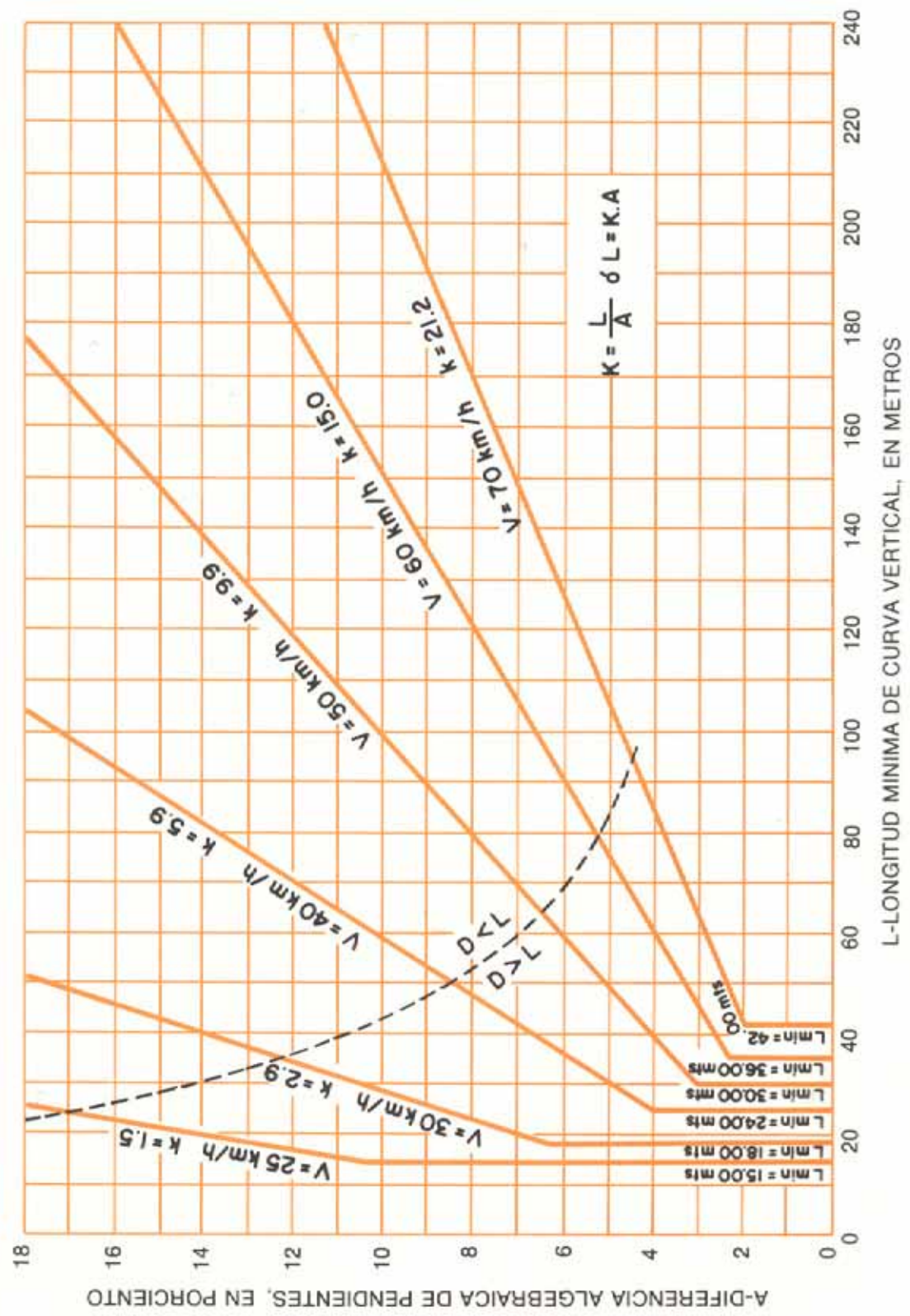
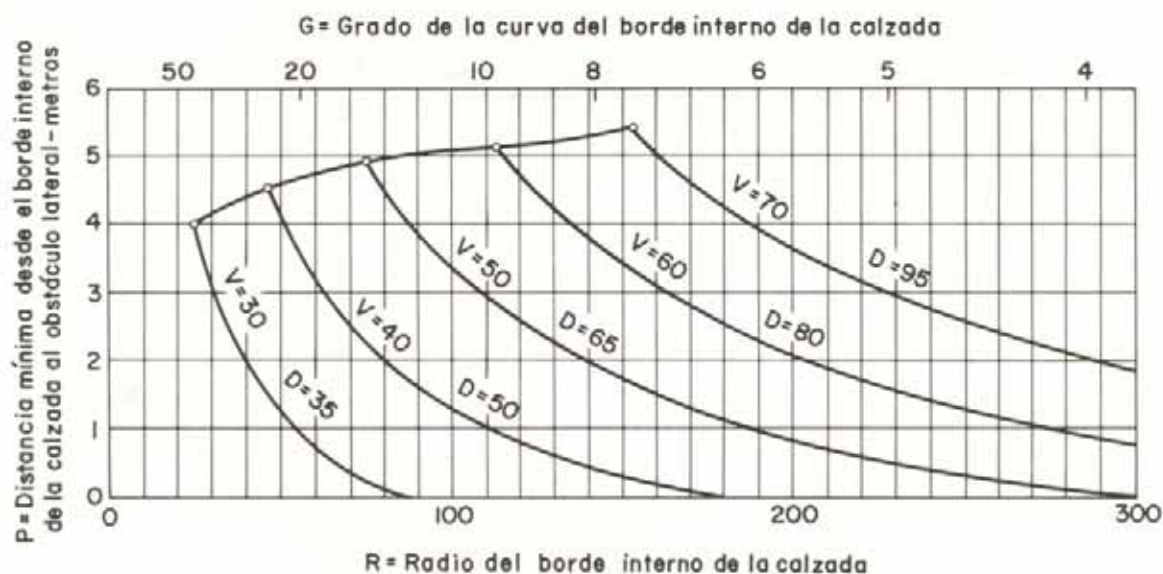


Fig. VIII-51. Longitud de curvas verticales en las bifurcaciones, de acuerdo con la distancia de visibilidad de frenado.



$$P = \left[(R + 1,80) \operatorname{sen vers} \frac{28,65 D}{R + 1,80} \right] - 1,80$$

$$y \quad D = \frac{R + 1,80}{28,65} \operatorname{sec} \frac{R - P}{R + 1,80}$$

V = Velocidad de proyecto, km/h.

D = Distancia de visibilidad de frenado en metros, medida a 1,80 m del borde interno de la calzada.

Fig. VIII-52. Distancia mínima a obstáculos laterales, en curvas horizontales de bifurcaciones y cruces, para proporcionar visibilidad de frenado.

Los carriles de desaceleración deben proyectarse de tal manera que den al conductor una indicación clara del lugar en donde se separan de la corriente principal, lo que se logra tanto con superficie de color contrastante como con señalamiento e iluminación.

Las consideraciones para el proyecto de los carriles de aceleración son similares a las de los carriles de desaceleración.

La figura VIII-53, muestra formas típicas para los carriles de aceleración y desaceleración.

La figura VIII-54 indica la forma de colocar los carriles de desaceleración cuando se inician dentro de una sección en curva.

Para el diseño de los carriles para cambio de velocidad,

los elementos a considerar son: la longitud de la cuña, el ancho de carril y su longitud.

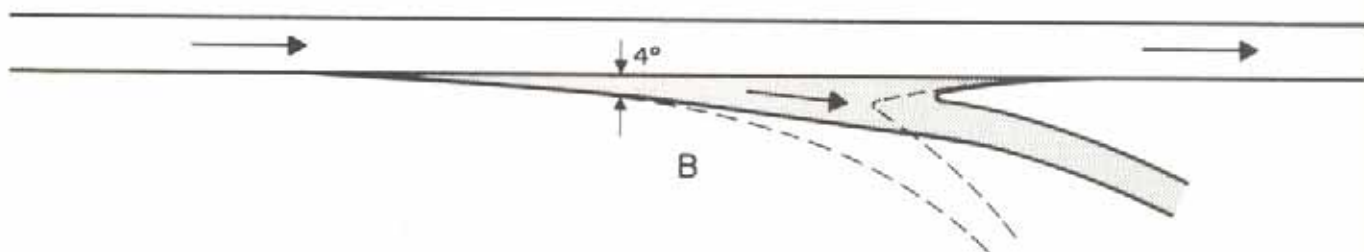
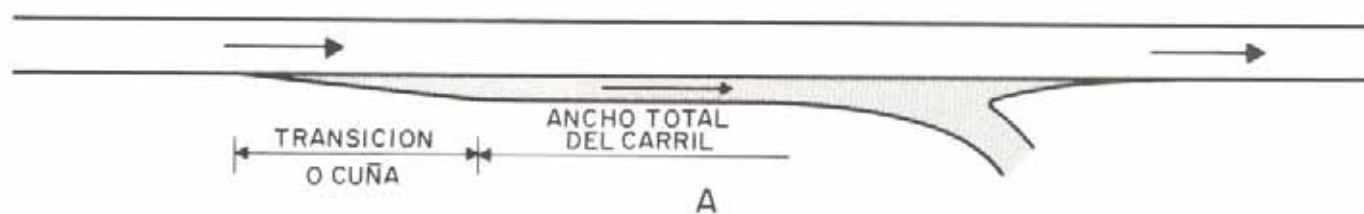
Longitud de las cuñas

Cuando en los carriles de cambio de velocidad se utilizan transiciones o cuñas, éstas deben ser de suficiente longitud para sugerir su uso a los conductores cuando éstos se separan o se unen en la corriente de tráfico principal. La longitud de las cuñas se calcula en función de las distancias requeridas por los conductores para realizar la operación y seguir cómodamente una curva de relación velocidad-curvatura conocida.

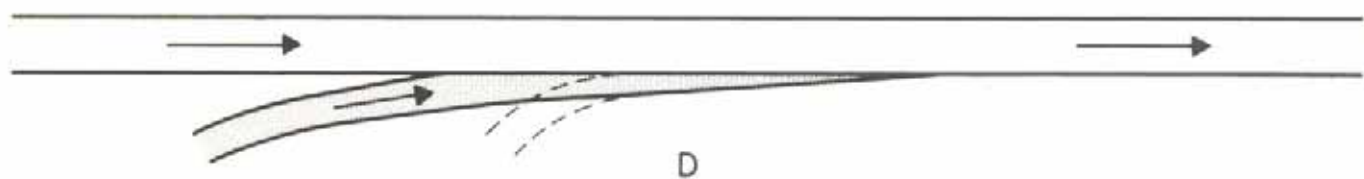
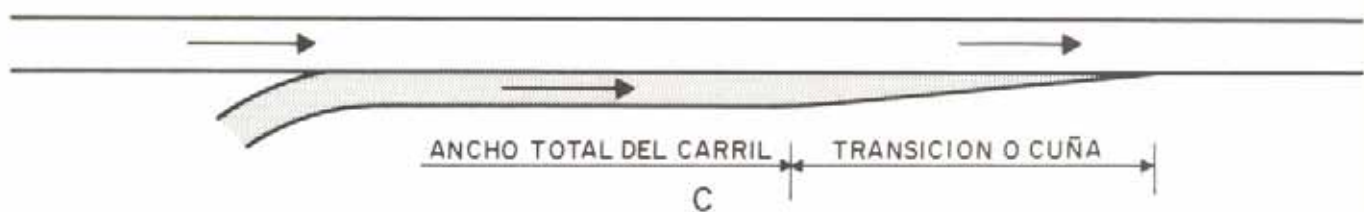
Los siguientes valores de diseño están basados en estas consideraciones.

TABLA VIII-22. LONGITUD DE LAS CUÑAS. VALORES DE DISEÑO

Velocidad de proyecto en la carretera (en km/h).	50	65	80	95	105	115	120	130
Velocidad de circulación promedio (en km/h).	45	58	70	84	88	93	98	103
Longitud mínima de la cuña (en m)	44	56	68	82	87	94	96	100
Longitud recomendada para proyectar (en m).	45	60	70	80	90	95	100	100



CARRILES DE DESCELERACION



CARRILES DE ACELERACION

Fig. VIII-53. Diversas formas de carriles para cambio de velocidad.

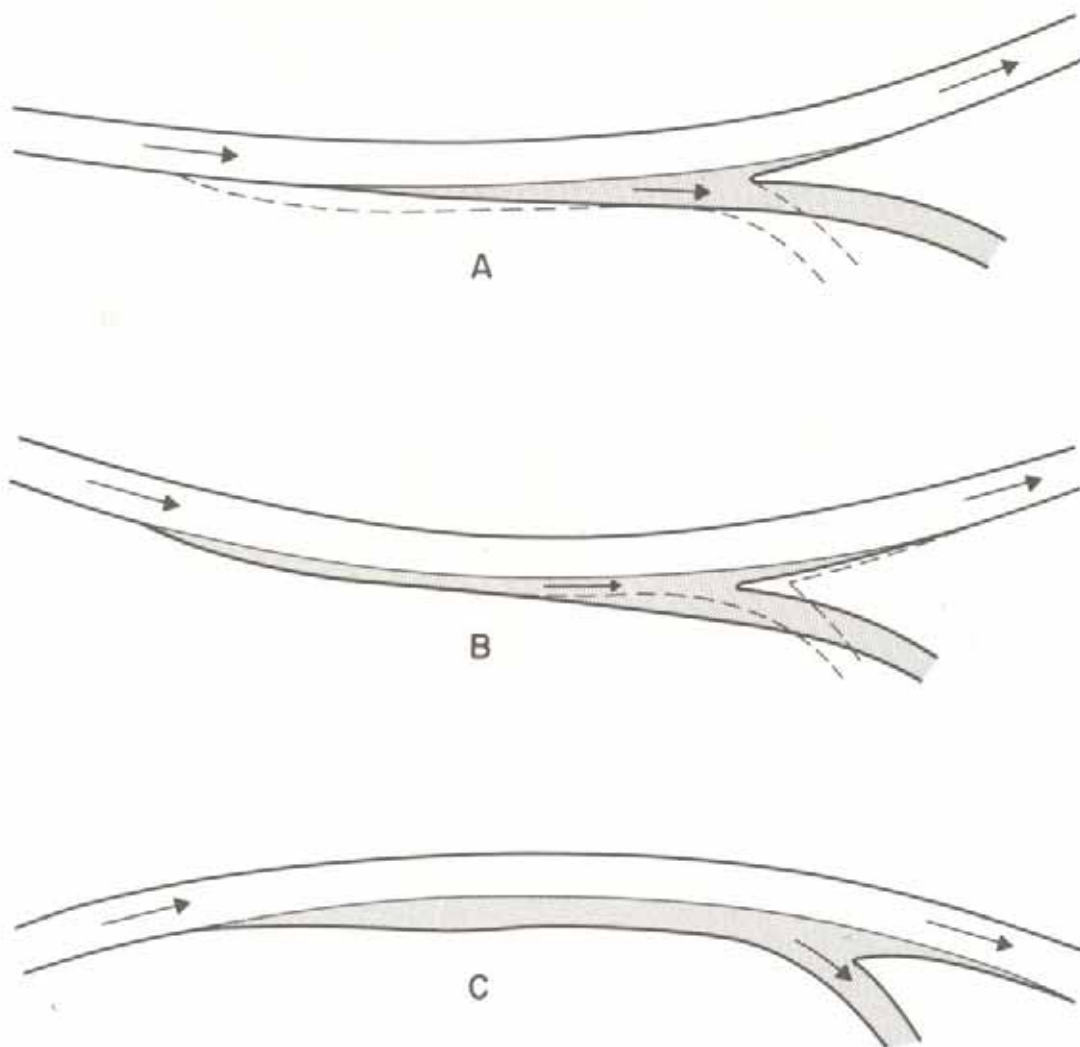


Fig. VIII-54. Carriles de desaceleración en curvas.

Ancho del carril

Cuando el carril de cambio de velocidad queda paralelo al eje de la carretera, su ancho no deberá ser menor de 3,35 m y, preferiblemente, deberá tener 3,65 m. Los carriles tipo direccional, como los de los diagramas B y D de la figura VIII-53, no cuentan con un ancho fijo.

Longitud de los carriles

La longitud de los carriles de aceleración está basada en la combinación de tres factores:

1. La velocidad de giro para entrar al carril de aceleración.
2. La velocidad de convergencia con la corriente de tráfico principal.
3. La forma de realizar la aceleración.

De la misma manera, la longitud de los carriles de desaceleración está basada en:

1. La velocidad de entrada al carril auxiliar.

2. La velocidad de giro después de recorrer el carril, y
3. La forma de realizar la desaceleración.

Para ambos casos se supone que los conductores viajan a la velocidad de circulación promedio de la carretera cuando van a comenzar la operación.

Fundamentándose en esta hipótesis, la AASHO recomienda los valores que se dan en la tabla VIII-23 para la longitud de estos carriles.

Las longitudes de los carriles de cambio aquí indicadas están basadas en pendientes menores que 2 por ciento, y en las hipótesis de que el peraltado puede desarrollarse en la curva de la intersección y que los volúmenes de tráfico no son tan grandes como para ocasionar interferencias en el tráfico que sigue por el carril directo.

Cuando estas condiciones no son las prevalecientes, será necesario ajustar esos valores.

En la tabla VIII-24 se dan los factores por los cuales hay que multiplicar los valores de la tabla anterior para tener en cuenta el efecto de la pendiente.

TABLA VIII-23. LONGITUDES MINIMAS DE LOS CARRILES DE DESCELERACION Y ACELERACION

Velocidad de proyecto en el enlace (km/h)	Condición de parada	25	30	40	50	60	65	70	80
Radio mínimo de la curva (m)		15	30	45	70	95	130	170	200

Velocidad de proyecto de la carretera (km/h)	Longitud de la cuña (m)	Longitud total del carril de desceleración incluyendo la cuña (en m)								
65	60	100	90	80	75	60	—	—	—	—
80	70	130	120	115	110	100	80	—	—	—
95	80	150	150	145	140	130	120	100	90	—
105	90	170	170	160	150	145	140	115	100	—
115	95	180	175	170	170	160	150	130	120	110
120	100	200	190	180	180	175	160	145	140	120
130	100	210	205	200	200	180	175	160	145	140

Velocidad de proyecto de la carretera (km/h)	Longitud de la cuña (m)	Longitud total del carril de aceleración incluyendo la cuña (en m)								
65	60	—	100	75	70	—	—	—	—	—
80	70	—	210	190	180	150	120	—	—	—
95	80	—	340	325	305	275	240	180	120	—
115	95	—	475	460	425	400	375	305	250	175

TABLA VIII-24. RELACION ENTRE LA LONGITUD A NIVEL DE LOS CARRILES DE ACELERACION Y DESCELERACION Y LA LONGITUD EN PENDIENTE

Carriles de aceleración						Carriles de deceleración		
Velocidad de diseño, carretera principal (km/h)	Relación de longitud en pendiente a longitud a nivel * para velocidad de diseño para la curva (km/h)					Velocidad de diseño carretera principal, (km/h)	Relación de longitud en pendiente a longitud a nivel * para:	
	35	50	65	80	Todas las velocidades		3 a 4 % subiendo	3 a 4 % bajando
65	1,3	1,3	—	—	0,70	Todas	0,9	1,2
80	1,3	1,4	1,4	—	0,65			
95	1,4	1,5	1,5	1,6	0,60			
115	1,5	1,6	1,7	1,8	0,60			
	3 a 5 % subiendo						5 a 6 % subiendo	5 a 6 % bajando
65	1,5	1,5	—	—	0,60	Todas	0,8	1,35
80	1,5	1,7	1,9	—	0,55			
95	1,7	1,9	2,2	2,5	0,50			
115	2,0	2,2	2,6	3,0	0,50			

* Los factores de este cuadro multiplicados por la longitud obtenida de la tabla VIII-23 dan la longitud del carril de cambio de velocidad en pendiente.

8.4.5. CALCULO DE COORDENADAS EN LAS CURVAS DE LAS INTERSECCIONES

En el párrafo 8.2.2. se dieron los elementos necesarios para calcular las coordenadas de los puntos de intersección de alineamientos rectos o curvos entre sí y de los puntos notables de las curvas.

Aplicando dichos principios, a continuación se resuelven tres problemas frecuentes en los cruces:

- 1.º El enlace de los bordes de dos alineamientos rectos que se cruzan.
- 2.º En enlace de los bordes de un alineamiento recto y otro curvo que se cruzan.
- 3.º El enlace de los bordes de dos alineamientos curvos que se cruzan.

- 1.º *Enlace de los bordes de dos alineamientos rectos que se cruzan.*

El procedimiento para resolver este problema se ilustra en el siguiente ejemplo:

Dado el alineamiento V2 - V3, éste se corta con otro alineamiento de rumbo S 43° 50' 38" W, en el punto de progresiva 1 + 311,05.

Las coordenadas de 1 + 311,05, V2 y V3, son las siguientes:

Vértice	Coordenadas	
	N	E
1 + 311,05	20.173,72	17.181,02
V2	20.456,80	16.861,70
V3	20.126,30	17.234,50

El ancho de las calzadas se indica en la figura VIII-55.

En una de las esquinas, la marcada en la figura con la letra A, se va a emplear una curva de 20 m de radio.

Calcular las coordenadas del centro de la curva, CC-A, de su TC y CT.

Solución

- a) Determinación de la ecuación del alineamiento V2 - V3.

Por ser rumbo S-E, la ecuación será de la forma $N = I - E \cotg \theta$ (ver párrafo 8.2.2.1).

Punto	Coordenadas	
V2	N 20.456,80	E 16.861,70
V3	N 20.126,30	E 17.234,50
	ΔN 330,50	ΔE - 372,80

$$\cotg \theta = \frac{\Delta N}{\Delta E} = \frac{330,50}{-372,80} = -0,88653$$

$$\theta = 48^\circ 26' 31''$$

sustituyendo en la ecuación $N = I - E \cotg \theta$

$$20.456,80 = I - 16.861,70 \times 0,88653$$

$$I = 35.405,26$$

luego

$$N = 35.405,26 - 0,88653 E$$

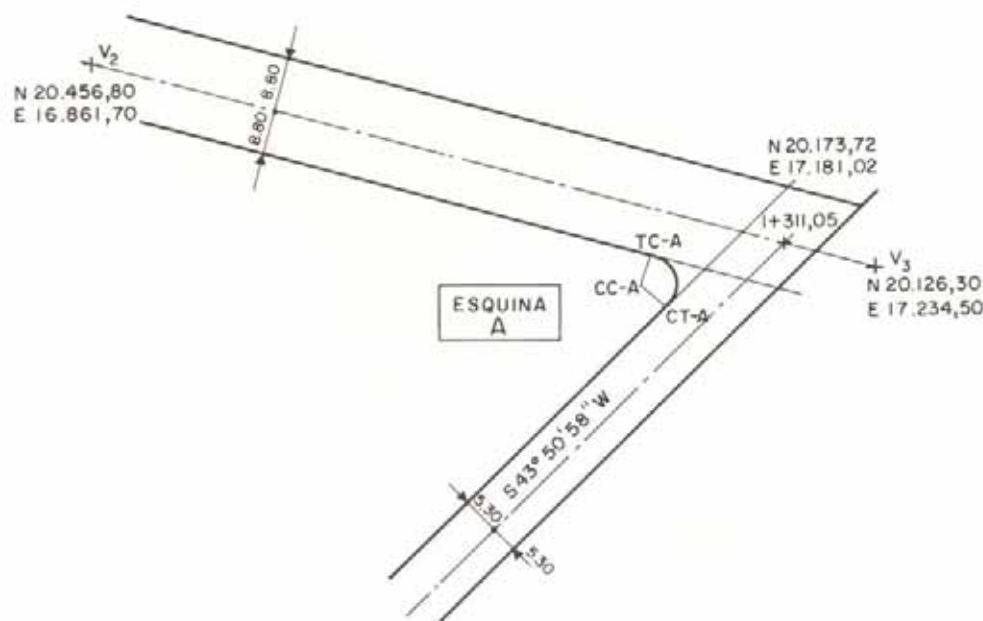


Fig. VIII-55.

- b) Ecuación de una paralela a V2 - V3, a 8,80 m de ella (borde de la plataforma):

$$I_m = I - \frac{d}{\sin \theta} \text{ (ver parágrafo 8.2.2.5)}$$

$$\frac{d}{\sin \theta} = \frac{8 \cdot 80}{\sin 48^\circ 26' 31''} = 11,76$$

$$I_m = 35.405,26 - 11,76 = 35.393,50$$

luego

$$N = 35.393,50 - 0,88653 E$$

- c) Ecuación del alineamiento que pasa por 1 + 311,05 con rumbo S 43° 50' 38" W.

Por ser rumbo S-W, la ecuación será de la forma $N = I + E \cotg \theta$

$$20.173,72 = I + 17.181,02 \cotg 43^\circ 50' 38''$$

$$I = 2.305,46$$

$$N = 2.305,46 + 1,04 E$$

- d) Ecuación de la paralela a la línea anterior, a 7,10 m de distancia

$$\frac{d}{\sin \theta} = \frac{7,10}{\sin 43^\circ 50' 38''} = 10,25$$

$$I_m = 2.305,46 + 10,25 = 2.315,71$$

luego

$$N = 2.315,71 + 1,04 E$$

- e) Coordenadas del PI de la curva de enlace

$$N = 35.393,50 - 0,88653 E$$

$$N = 2.315,71 + 1,04 E$$

$$0 = 33.066,79 - 1,92653 E$$

$$E = 17.169,62$$

$$N = 20.172,12$$

- f) Cálculo de las coordenadas del TC y CT de la curva de enlace

ángulo Δ entre los alineamientos:

$$48^\circ 26' 31'' + 43^\circ 50' 34'' = 91^\circ 76' 69''$$

semi-tangente:

$$R \cdot \operatorname{tg} 1/2\Delta = 20 \times 1,040713 = 20,81$$

coordenadas del TC

$$N = 20.172,12 + 20,81 \cos 48^\circ 26' 31'' = 20.185,92$$

$$E = 17.169,62 - 20,81 \sin 48^\circ 26' 31'' = 17.154,05$$

coordenadas del CT

$$N = 20.172,12 - 20,81 \cos 43^\circ 50' 38'' = 20.157,11$$

$$E = 17.160,62 - 20,81 \sin 43^\circ 50' 38'' = 17.155,21$$

- 2.º Enlace de los bordes de un alineamiento recto y otro curvo que se cruzan.

El siguiente ejemplo explica el procedimiento a seguir en este caso.

En la figura VIII-56 se dan los datos de dos alineamientos que se cruzan.

Se desea determinar las coordenadas del CCA, TC-A y CT-A de la curva de enlace A.

- a) Ecuación de la recta que pasa por el punto F con rumbo S 82° 36' 08" E

Siendo el rumbo S-E, la ecuación será de la forma $N = I - E \cotg \theta$

$$19.086,70 = I - 18.319,70 \cotg 82^\circ 36' 08''$$

$$I = 21.465,2911$$

luego

$$N = 21.465,2911 - 0,1298 E$$

- b) Ecuación de la recta paralela a la anterior que pasa por el punto CC-7

$$19.112,004 = I - 18.573,320 \times 0,1298$$

$$I = 21.523,5246$$

luego

$$N = 21.523,5246 - 0,1298 E$$

- c) Distancia entre las dos rectas

$$d = I \cdot \sin \theta$$

$$d = (21.523,5246 - 21.465,2911) \sin 82^\circ 36' 08''$$

$$d = 54,749$$

- d) Cálculo de los ángulos formados indicados en la figura

Angulo

$$\hat{1} \quad 82^\circ 36' 08''$$

$$\hat{2} \quad \sin \phi = \frac{54,749 + 45}{208,80 + 45} = 0,3930$$

$$\phi = 23^\circ 52' 53''$$

$$\hat{3} \quad 90 - 82^\circ 36' 08'' = 7^\circ 23' 52''$$

$$\hat{4} \quad 82^\circ 36' 08''$$

$$\hat{5} \quad 180 - (82^\circ 36' 08'' + 23^\circ 52' 53'') = 73^\circ 30' 59''$$

$$\hat{6} \quad 90 - 23^\circ 52' 53'' = 66^\circ 07' 07''$$

$$\hat{6} + \hat{7} \quad 82^\circ 36' 08''$$

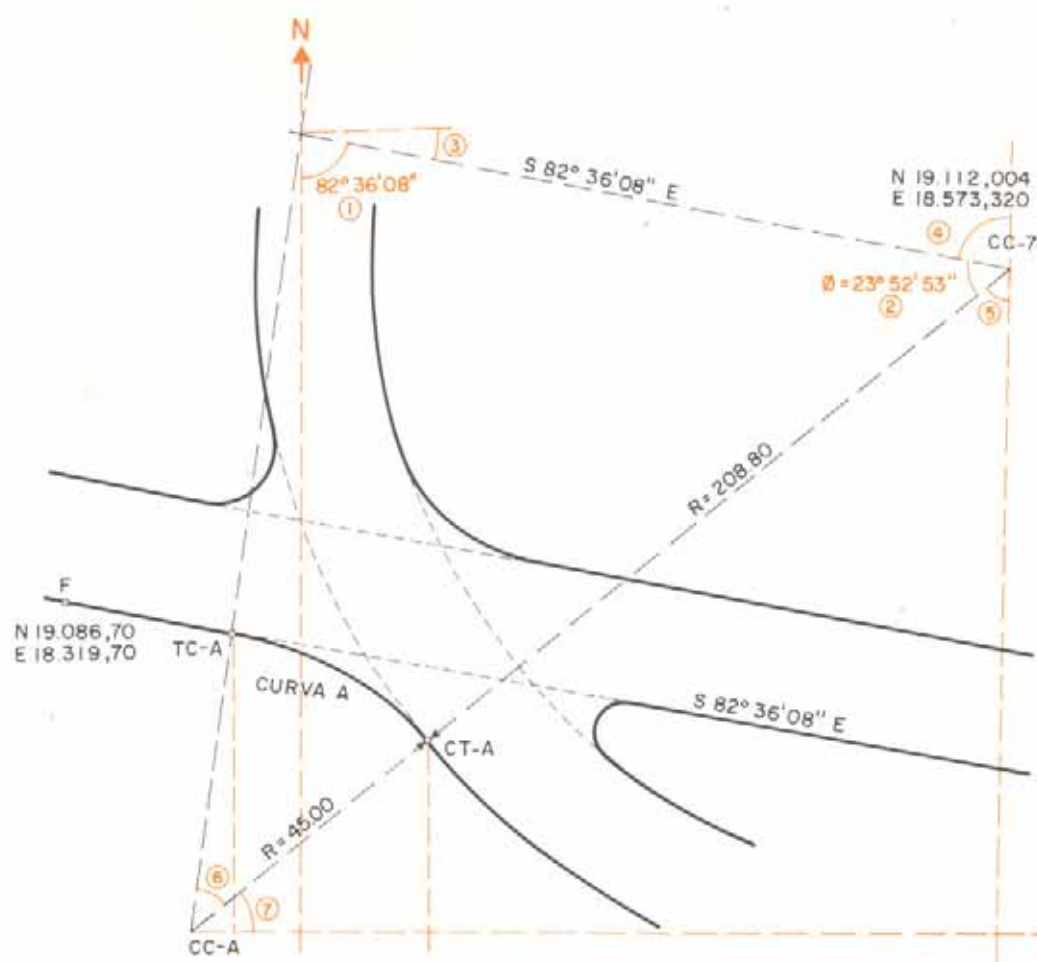


Fig. VIII-56.

e) Cálculo de las coordenadas del CC-A, CT-A y TC-A.

	N	E	
Coordenadas del CC-7 (208,80 + 45) $\cos \hat{\delta}$	19.112,004 - 72,013	18.537,320 + 243,369	Coordenadas del CC-7 (208,80 + 45) $\sin \hat{\delta}$
Coordenadas del CC-A 45 $\sin \hat{\gamma}$	19.039,991 + 12,768	18.329,951 + 43,150	Coordenadas del CC-A 45 $\cos \hat{\gamma}$
Coordenadas del CT-A	19.052,759	18.373,101	Coordenadas del CT-A
Coordenadas del CC-A 45 $\sin \hat{\delta} + \hat{\gamma}$	19.039,991 + 44,625	18.329,951 + 5,794	Coordenadas del CC-A 45 $\sin \hat{\delta} + \hat{\gamma}$
Coordenadas del TC-A	19.084,616	18.335,745	Coordenadas del TC-A

Para el cálculo de las otras tres curvas de enlace, el procedimiento es similar y puede resumirse de la siguiente manera:

1.º Se dibuja el triángulo formado con las siguientes líneas: la recta que une el centro de la curva principal y el centro de la curva de enlace, la prolongación del otro radio y una paralela al alineamiento recto por el centro de la curva principal.

2.º Se calcula la distancia del centro de la curva de enlace a la paralela citada.

3.º Se determinan los ángulos internos del triángulo y el rumbo de la recta que une los dos centros.

4.º Se calculan las coordenadas del centro de la curva de enlace.

5.º Se calculan las coordenadas de CT y TC.

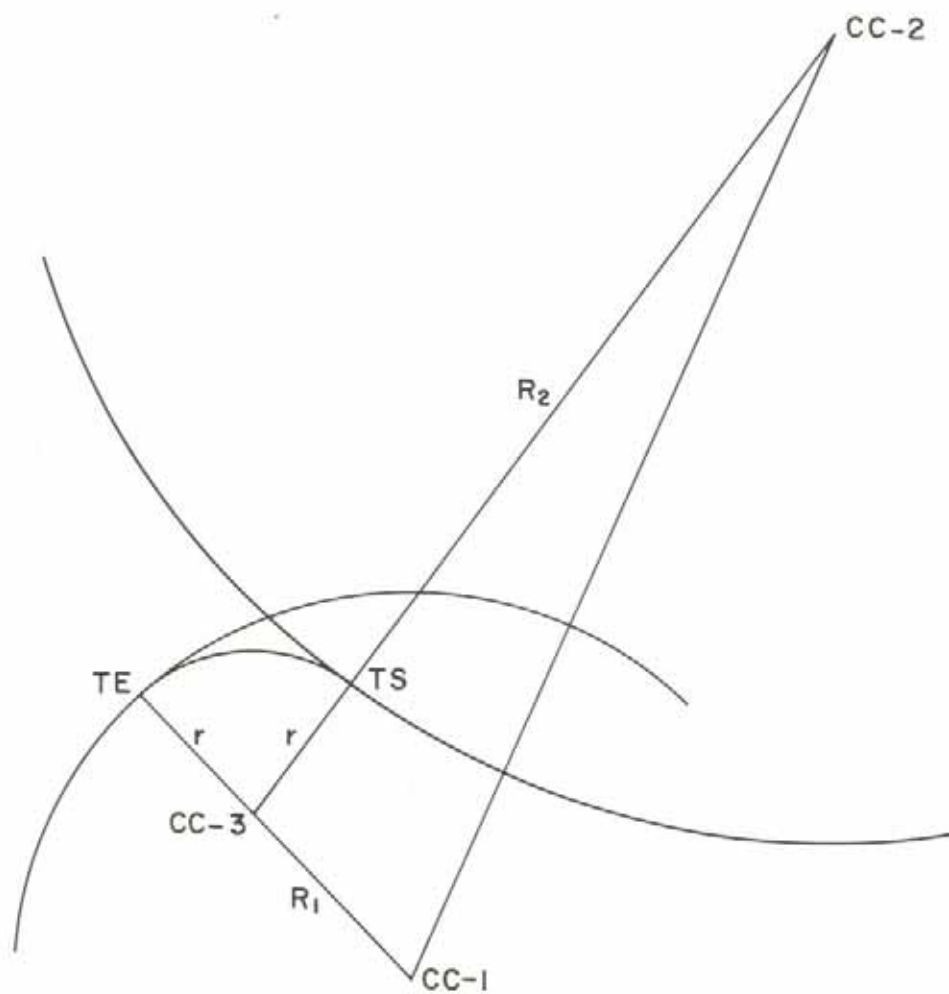


Fig. VIII-57.

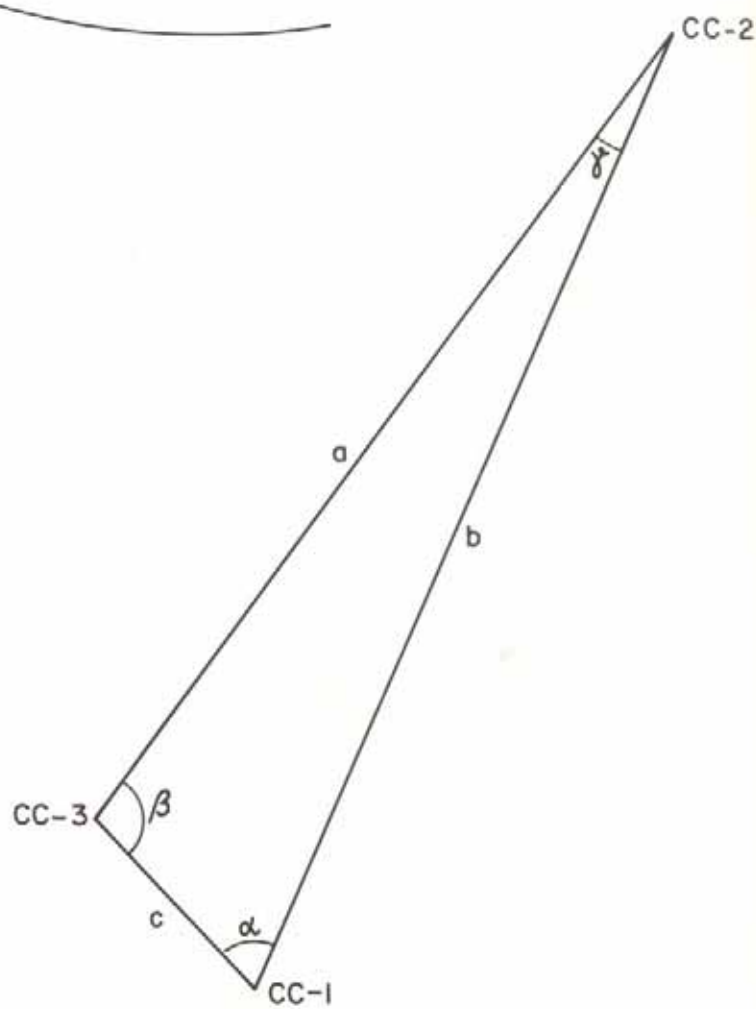


Fig. VIII-58.

3.º Enlace de los bordes de dos alineamientos curvos con una curva circular.

En la figura VIII-57 se dan dos alineamientos curvos que se cortan. Conocidas las coordenadas de sus centros, $CC-1$ y $CC-2$, y los radios de las curvas, se van a enlazar con una curva de radio r .

Se desea calcular las coordenadas del centro de la curva de enlace y de su TE y TS .

El procedimiento a seguir consiste en lo siguiente:

- Se unen los puntos $CC-1$ y $CC-2$ y se calcula su rumbo.
- Se forma el triángulo $CC-1, CC-2, CC-3$ cuyos lados son conocidos (la distancia $CC-1, CC-2$ se obtiene por diferencia de coordenadas; el lado $CC-1, CC-3$ es igual a $R_1 - r$; el lado $CC-2, CC-3$ es igual a $R_2 + r$).
- Conocidos los tres lados del triángulo, se calculan sus ángulos.

En la figura VIII-58, llamando

$$n = \frac{a + b + c}{2}$$

$$m = \sqrt{\frac{(n - a)(n - b)(n - c)}{n}}$$

se tiene

$$\operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} = \frac{m}{n - a}$$

$$\operatorname{tg} \frac{\beta}{2} = \frac{m}{n - b}$$

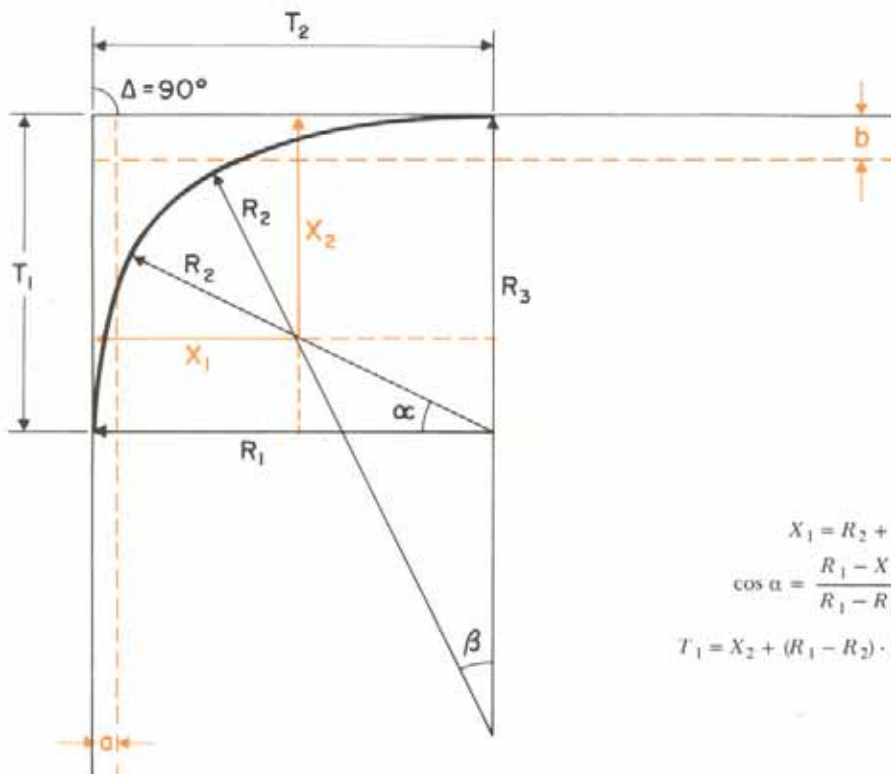
$$\operatorname{tg} \frac{\gamma}{2} = \frac{m}{n - c}$$

- Con el rumbo del lado $CC-1, CC-2$ y los ángulos calculados se obtienen los rumbos de los lados $CC-1, CC-3$ y $CC-2, CC-3$.
- Se calculan las coordenadas de $CC-3$.
- Se calculan las coordenadas del TE y TS de la curva.

En el caso de enlaces con curvas de tres radios, previo al cálculo de las coordenadas, es necesario ubicar la posición de los centros de las curvas y de los TE, TS y puntos de curvatura compuesta.

En la figura VIII-59 se indica el cálculo a seguir para un giro de 90° . De acuerdo al vehículo de proyecto, se habrán elegido en la tabla VIII-11 los radios R_1, R_2 y R_3 , según las curvas compuestas sean simétricas o asimétricas, y los desplazamientos de las tangentes, a y b .

Para enlaces con otros ángulos de deflexión, un procedimiento similar conduce a ubicar los centros de las curvas.



$$X_1 = R_2 + a$$

$$\cos \alpha = \frac{R_1 - X_1}{R_1 - R_2}$$

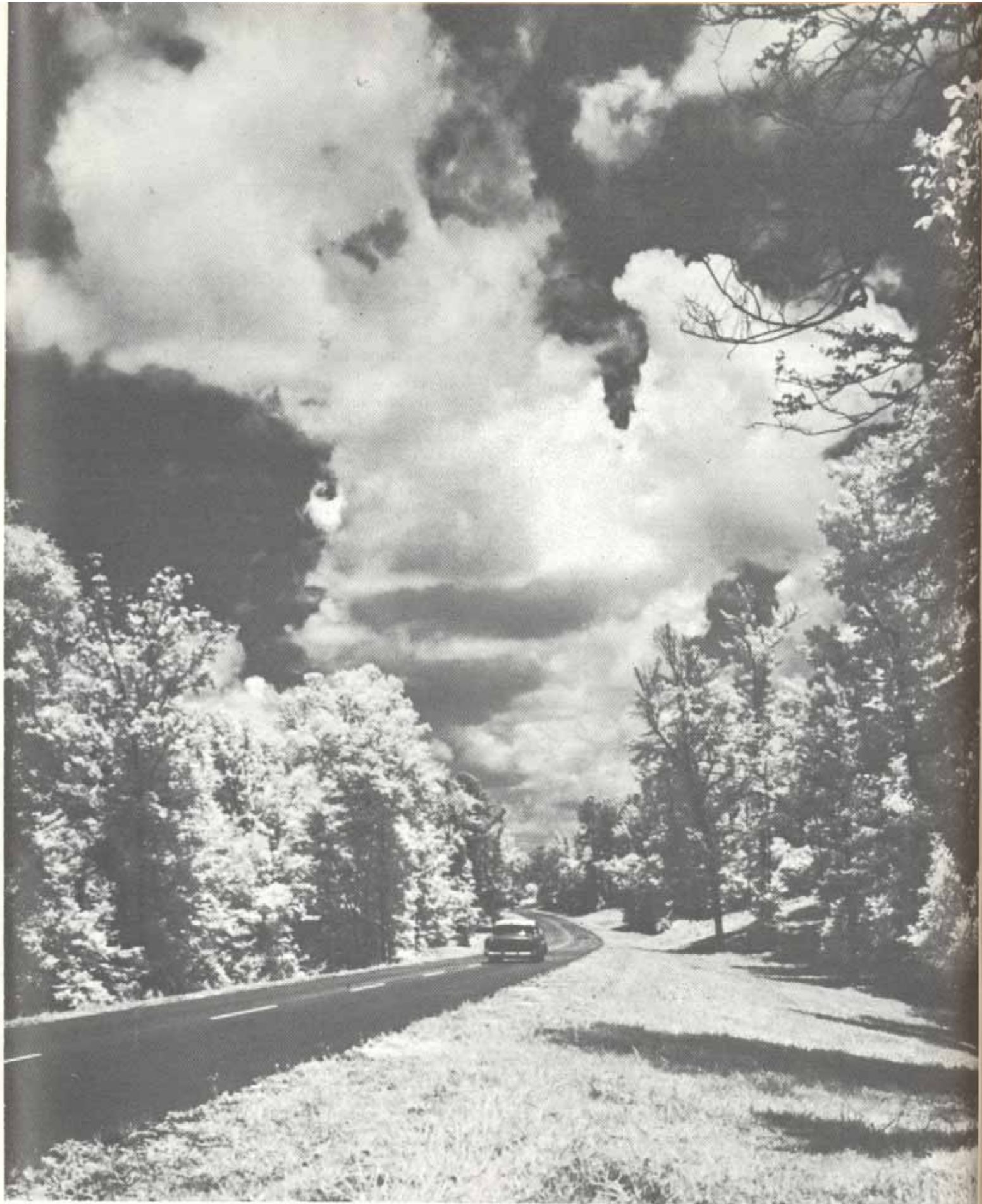
$$X_2 = R_3 + b$$

$$\cos \beta = \frac{R_3 - X_2}{R_3 - R_2}$$

$$T_1 = X_2 + (R_1 - R_2) \cdot \operatorname{sen} \alpha$$

$$T_2 = X_1 + (R_3 - R_2) \operatorname{sen} \beta$$

Fig. VIII-59.



Fotografía cortesía del National Park Service, U. S. A.

Fig. VIII-60. Armonía entre el trazado y el desarrollo del paisaje. Natchez Trace Parkway.

8.5. ESTETICA VIAL

Desde hace ya algunos años, los ingenieros y arquitectos paisajistas han venido ocupándose del tema de la estética vial⁴¹ al 48.

Hoy en día, la estética de la carretera no se refiere únicamente a la apariencia atractiva, belleza de las estructuras y tratamiento del paisaje después de terminada la construcción, pues su propósito es no sólo lograr la armonía de los alineamientos en su conjunto y el desarrollo del paisaje, sino que la circulación por la carretera sea tanto agradable como segura, debiendo alcanzarse estos propósitos al mínimo costo y sin provocar el deterioro de la naturaleza física o de la vida animal cuyo hábitat pueda ser afectado por el trazado y por las obras complementarias de la carretera o por la circulación de vehículos y emisión de gases y ruidos.

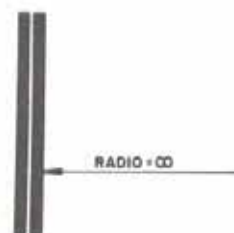
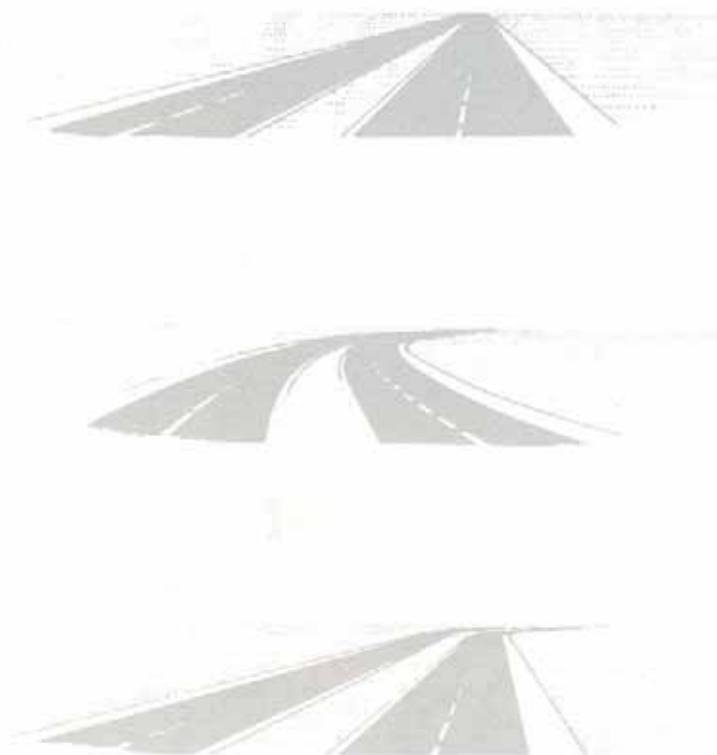
8.5.1. ARMONIA DE LOS ALINEAMIENTOS

Como fue estudiado en el Capítulo III, para fines de proyecto una carretera se descompone en sus alineamientos horizontal y vertical.

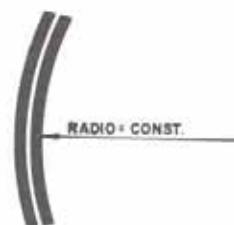
En el plano horizontal, el alineamiento está formado por rectas, arcos circulares y curvas de transición. En perfil, el alineamiento vertical lo forman rectas y arcos de parábola.

Durante mucho tiempo, el trazado recto fue el elemento más común por constituir la distancia más corta entre dos puntos y ser el elemento más fácil de llevar en el terreno. Actualmente, su uso resulta monótono y fatigante, y estéticamente carece de interés.

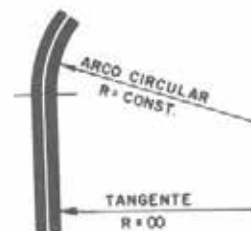
El arco circular también es fácil de llevar y pareciera ser el elemento lógico de cruce. La curva circular permite ob-



LA TANGENTE



EL ARCO CIRCULAR



LA TANGENTE Y EL RADIO CIRCULAR

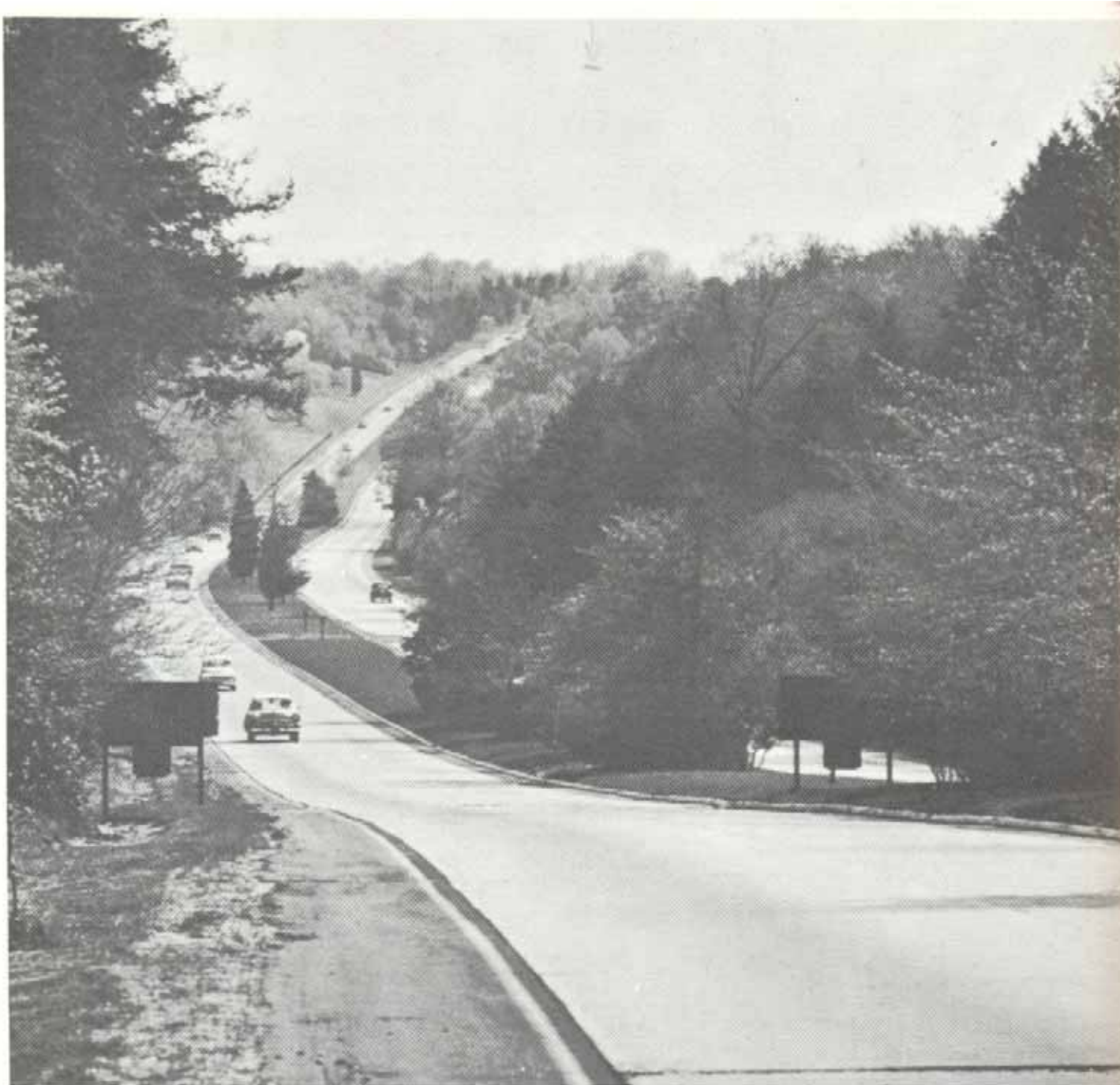
Dibujos cortesía de Yale University Press⁴².

Fig. VIII-61. La tangente y el arco circular en el trazado de una carretera.



Dibujo cortesía de Yale University Press⁴³.

Fig. VIII-62. La tangente y la espiral en el trazado de una carretera.



Fotografía cortesía de Yale University Press ⁴⁷.

Fig. VIII-63. *Alineamiento visualmente irregular debido a curvas de pequeño radio y largas tangentes.*

servar los laterales de la carretera y proporciona al conductor una visión directa y un panorama variado.

Sin embargo, las modernas carreteras rurales, cuando son trazadas a base de largas tangentes y curvas circulares de pequeño radio, si bien son seguras en sentido newtoniano, son aburridas, invitan al manejo descuidado y son causantes de accidentes.

Vistos en perspectiva, el alineamiento recto se ve como una recta, en tanto que el arco circular parece una elipse. Aisladamente, ni la tangente ni la curva crean problemas de continuidad. El problema surge cuando el radio infinito de la recta cambia repentinamente por el radio finito y pequeño de la curva circular. En el punto de cambio, la perspectiva es chocante a la vista.

La necesidad de suavizar la transición entre la tangente y el círculo condujo al uso de la clotoide, curva que se

aproxima en su forma a la trayectoria que siguen los vehículos cuando en su recorrido no hay restricciones.

En perspectiva, la clotoide aparece como una curva de curvatura cambiante que une suave y gradualmente la recta con la aparente perspectiva elíptica del círculo.

Cuando el alineamiento horizontal se combina con las pendientes y curvas del alineamiento vertical, la carretera deja de consistir en los meros alineamientos planos representados en planta y perfil para convertirse en una curva tridimensional. A los ojos del conductor, la superficie de la calzada y de los hombrillos forma una faja que se desenvuelve en una serie de planos alabeados, subiendo y bajando, avanzando y retrocediendo, venciendo obstáculos o alejándose de ellos, asumiendo las cualidades de una composición espacial abstracta, ondulante y sinuosa.

A fin de evitar irregularidades visuales como las que se

Fig. VIII-64. 1. Preservación de la vegetación a los lados de la carretera.

Fotografía cortesía del New York State Department of Transportation.



2. Seguridad, economía y belleza en un diseño.

Fotografía cortesía de la División de Carreteras de Oregon, U.S.A.

3. Esbeltez de una estructura.

Fotografía cortesía de Hawaii Department of Transportation.



observan en la fotografía VIII-63 y falsas perspectivas que pueden ser causantes de accidentes, y lograr que la carretera ofrezca una apariencia de suave fluidez en su desarrollo y de adaptación al paisaje que la circunda, surge la necesidad de coordinar los alineamientos.

La coordinación de los alineamientos de una carretera debe ser realizada tomando en cuenta tanto la seguridad del usuario, como también los valores estéticos asociados con el trazado ⁴⁹. Es por ello que, a la aplicación de los principios

de geometría relacionados con la seguridad del conductor, confort y conveniencia del manejo analizados en el Capítulo de diseño geométrico, hay que añadir otro ingrediente de diseño: el análisis de los valores estéticos de la vía, referidos a la armonía de los alineamientos en su conjunto, a la apariencia agradable del trazado que irrumpe un paisaje, a la belleza de las estructuras y de las construcciones vecinas, al conjunto de elementos de señalización, balizaje y alumbrado, etc.

Una función importante de la coordinación de los alineamientos es asegurar la orientación visual del usuario, es decir, proporcionar imágenes de la carretera y de su vecindad inmediata que den una noción clara y correcta de los puntos que se suceden y permita así una conducción cómoda, libre de maniobras imprevisibles.

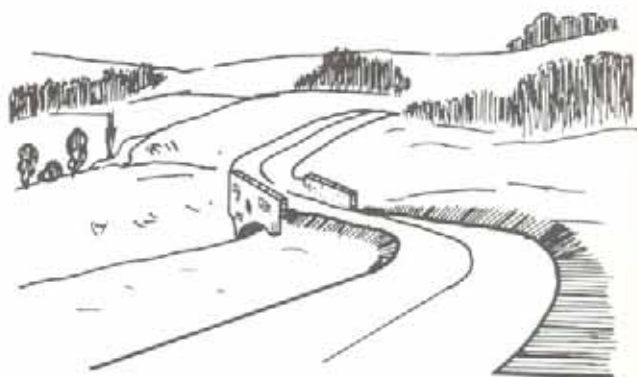
Se desprende de esta noción que la orientación visual no depende solamente de la imagen de la carretera. Se extiende a la tercera dimensión; el conjunto de elementos arriba citados, que constituyen la decoración de la carretera, puede contribuir a tal imagen o falsearla del todo. La orientación visual puede ser buena de día y mala de noche; se refiere tanto a la carretera en campo raso como a las arterias urbanas. Su importancia parece, pues, fundamen-

tal, tanto para la seguridad del tráfico como para la estética de la vía.

El análisis de los croquis de la figura VIII-65 permite descubrir algunas de las deformaciones, propias de la forma como el ojo percibe, y que pueden concurrir para que se trunquen u oculten ciertos elementos de la carretera. Las deformaciones originadas por el mecanismo visual son de orden óptico-psicológico. Se derivan, ante todo, del hecho de que la visión no es instantánea; de que está formada por la transición de imágenes sucesivas, a medida que el ojo recorre el campo visual, y de que en esta percepción las imágenes no se crean sobre un plano de percepción único, sino sobre una serie de planos perpendiculares a los ejes momentáneos de la visión.



CROQUIS 1



CROQUIS 2



CROQUIS 3



CROQUIS 4

Fig. VIII-65. Deformación de la visión en las carreteras.

El croquis 1 muestra una curva vertical con punto alto suficiente. Una parte de la carretera ha sido escamoteada a partir del punto alto. El efecto desfavorable que produce la dislocación de la parte lejana de la carretera coincide con el peligro de falta de visibilidad.

El croquis 2 muestra el efecto que tiene la interposición de un elemento rectilíneo en los alineamientos curvos. Mientras que en planta y en el perfil longitudinal la transición de los ejes es tangencial, el escorzo de perspectiva amplifica la discontinuidad. Además, el conjunto espacial del trazado representado en este croquis está falto de flexibilidad y armonía. El conductor tiene la sensación de que no podrá seguir la trayectoria impuesta más que maniobrando irregularmente con el volante.

El croquis 3 hace ver una adaptación demasiado servil de la carretera a la ondulación del terreno. La carretera pierde su carácter de obra concebida para la circulación automovilística. El trazado, tanto horizontal como vertical, no expresa su función eficientemente.

El croquis 4 se refiere al caso de un trazado rectilíneo cuya intersección en el horizonte con la línea del bosque crea un corte, rompiendo la continuidad del horizonte y del macizo boscoso.

Resulta útil enunciar las reglas de composición espacial que explican el mecanismo de las deformaciones ópticas que se producen cuando hay, simultáneamente, una curva horizontal y una pendiente longitudinal.

Regla 1: Una sección de carretera rectilínea, en subida, aparece a los ojos del conductor como desviada hacia el lado opuesto de la prolongación rectilínea horizontal del punto de observación.

Regla 2: Una sección de carretera rectilínea, en bajada, aparece a los ojos del conductor como desviada hacia el mismo lado de la prolongación rectilínea horizontal del punto de observación.

Observando un eje de carretera rectilínea ACB cuyo perfil longitudinal tiene un quiebre en C (Fig. VIII-66), para el observador situado en P la perspectiva de este eje se presenta siguiendo la línea quebrada ACB .

Para un observador situado hacia el borde lateral derecho, P_1 , el hombrillo izquierdo presenta un quiebre y una desviación mientras que el que se halla a su derecha conserva su carácter rectilíneo.

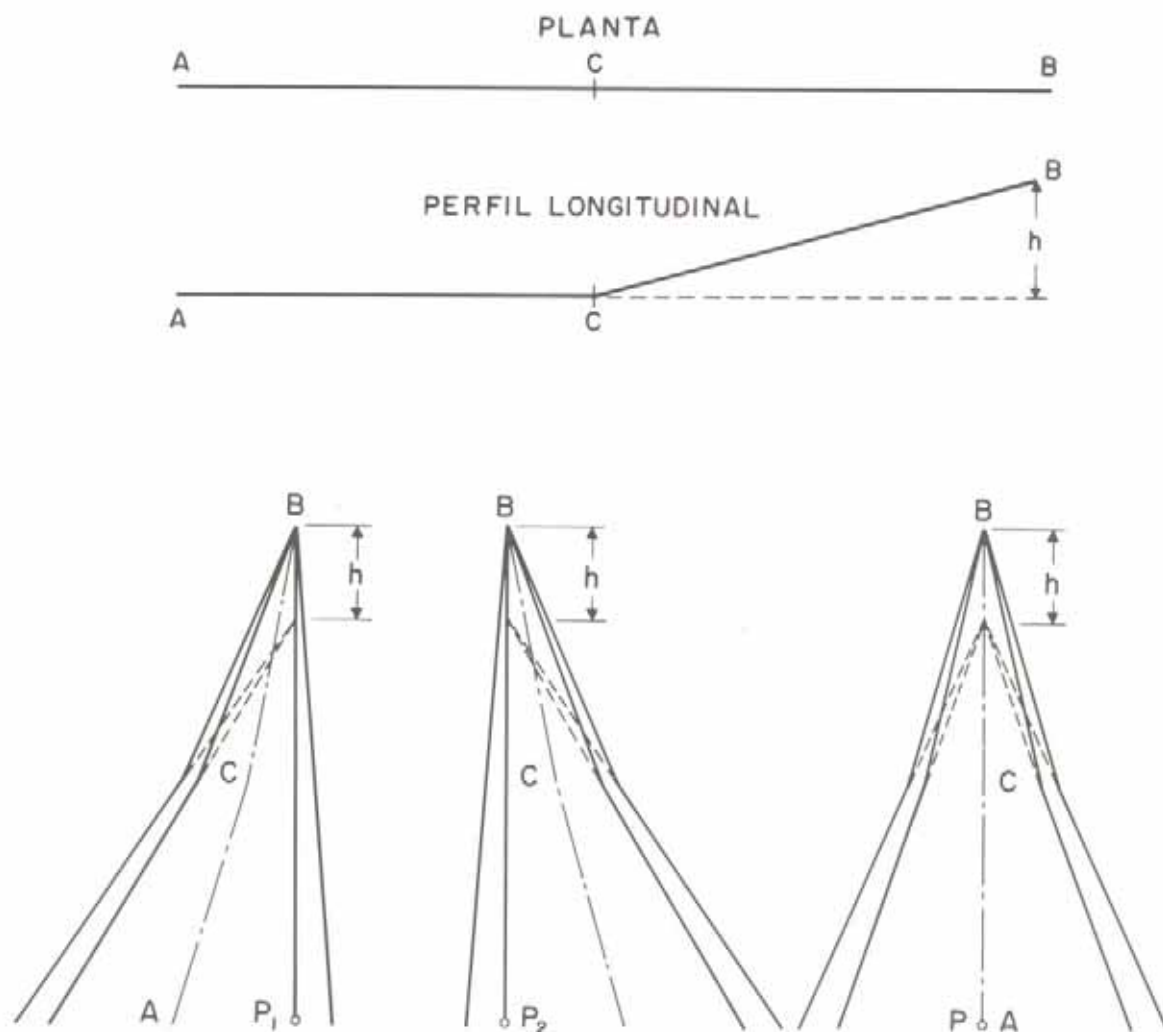


Fig. VIII-66. Diversas perspectivas en una carretera.

En el supuesto de que el observador se halle en el emplazamiento del borde lateral izquierdo, P_2 , el eje y el borde lateral derecho aparecen en la perspectiva con un quiebre en el mismo punto C , pero la desviación de la sección en subida es opuesta al caso precedente.

Si entre las secciones AC y CB existiese una curva vertical, el quiebre sería sustituido, en perspectiva, por una curva; para el usuario que se encuentre en el lado derecho de la carretera y mirando el borde lateral izquierdo, éste se presentará a sus ojos siguiendo una curva que se apartará hacia la izquierda o la derecha, según la sección CB esté en subida o en bajada.

Examinando el caso de la figura VIII-67, que representa un trazado ACB con curva circular hacia la derecha y un perfil longitudinal con una pendiente de subida CB , en la vista en perspectiva la pendiente desvía el trazado hacia la izquierda, en tanto que la curva horizontal lo inclina hacia la derecha, resultando una curva sinuosa, característica del borde lateral izquierdo, con un punto de inflexión que da la impresión de un hundimiento local de la calzada.

Este defecto es más acentuado cuando la pendiente comienza después de la curva circular horizontal (Fig. VIII-68).

En estos dos últimos casos, el borde lateral derecho presenta el aspecto de una curva continua. Pero para los usuarios que vengan en sentido contrario, la curva en planta es una curva hacia la izquierda. Para ellos, el borde lateral que anteriormente ofrecía el aspecto de curvatura continua (a la izquierda del usuario), presenta ahora una sinuosidad.

Las sinuosidades dependen, por consiguiente, de la posición del observador, no siendo posible trazar una perspectiva que no presente sinuosidad alguna desde cualquier punto de observación.

El aspecto más satisfactorio del trazado se obtiene haciendo coincidir el punto de quiebre de la pendiente con el punto de tangencia teórica de la curva circular.

En el ejemplo de la figura VIII-68 es posible compensar el apartamiento espacial en perspectiva hacia la izquierda, debido a la pendiente, desplazando horizontalmente la curva hacia la derecha. Este desplazamiento de la curva circular impone el establecimiento de una transición con curvatura progresiva entre el alineamiento recto y la curva circular, de manera que los criterios de circulación con óptimos de facilidad y seguridad concuerdan con los aspectos estéticos más favorables (Fig. VIII-69).

Examinando ahora el caso de un perfil longitudinal que oculta parte de la carretera, caso que aparece en la figura VIII-70, se va a trazar la imagen perspectiva ofrecida al usuario que circula a mano derecha por la calzada en el sentido DC .

Una parte del trazado, delimitado por la línea visual PB entre A y B , es invisible para el usuario. Este ve la parte BC más allá del punto alto, y ésta puede presentar aspectos distintos, según el trazado horizontal.

Si el eje de la calzada es rectilíneo, el punto C aparecerá en la lejanía, allí donde se supone verlo, y cuando avanza el usuario descubre, paulatinamente, la totalidad de la sección AC ; en razón de las pendientes entre AF y FC , el borde

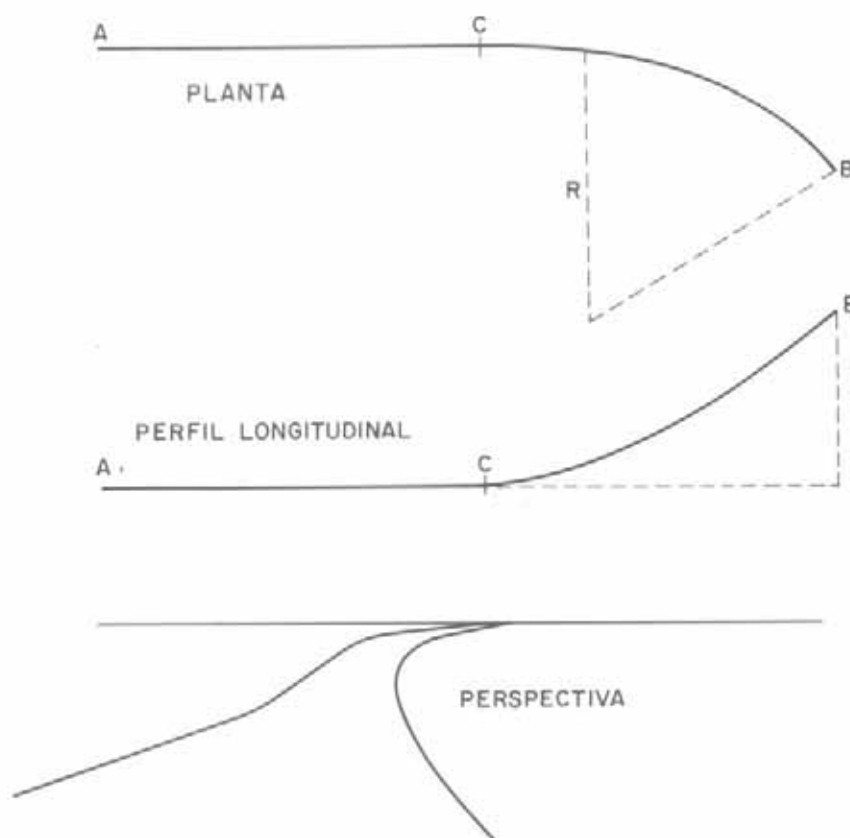


Fig. VIII-67. Perspectiva.

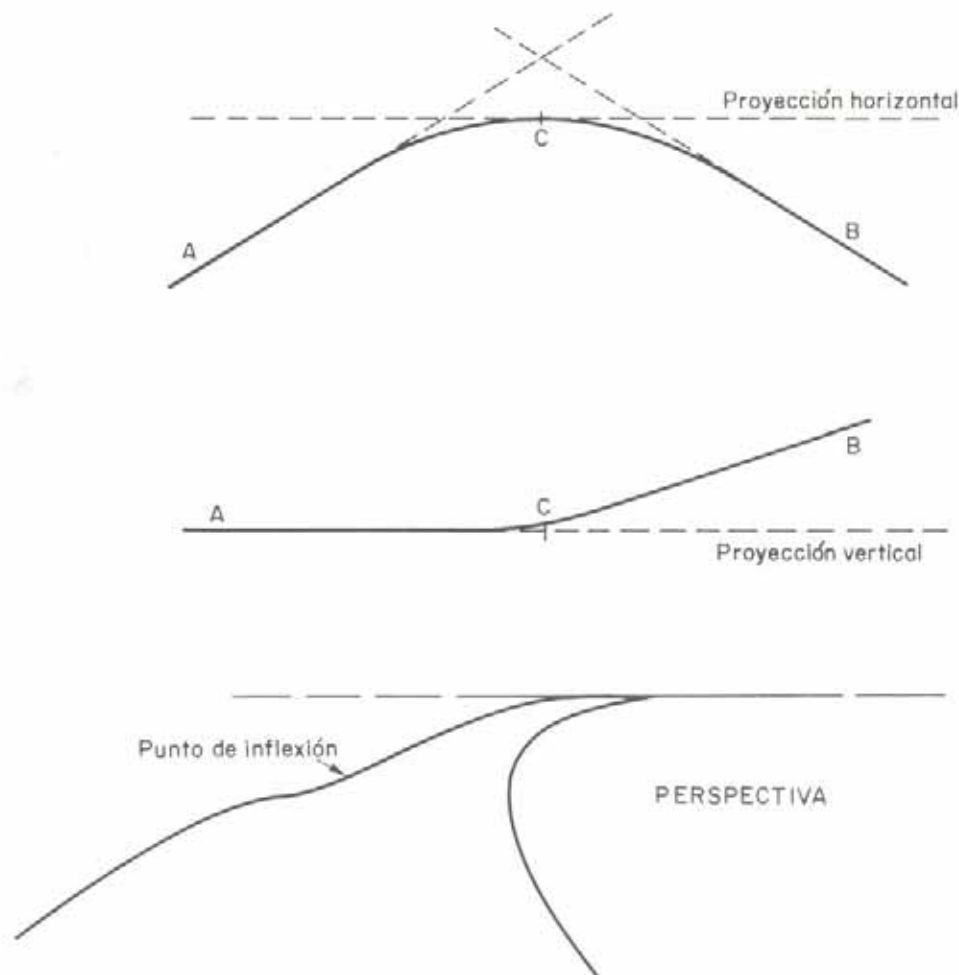


Fig. VIII-68. Perspectiva.

lateral izquierdo se desvía hacia la derecha, desde A hasta F, y luego cruza hacia la izquierda, desde F hasta C. La combinación de ambas desviaciones da una línea en S.

En el supuesto de que una curva horizontal izquierda comience en F, la perspectiva a partir de dicho punto presenta en el borde lateral izquierdo una inclinación hacia la izquierda que coincide con la curva horizontal, lo que produce una continuidad grata a la vista.

Cuando el usuario viene en sentido contrario, de C hacia D, se halla en presencia de una curva hacia la derecha situada delante de una pendiente en subida, FA. En la perspectiva, la curva horizontal cruza el trazado hacia la derecha, en tanto que la pendiente vertical lo desvía hacia la izquierda. A fin de compensar este apartamiento espacial hacia la izquierda del borde lateral, debido a la pendiente, es necesario desplazar hacia adentro la curva circular, lo que se logra intercalando una curva de transición.

En la hipótesis de que una curva circular horizontal a la derecha comience en F, la perspectiva a partir de dicho punto y hacia C presenta en el borde lateral izquierdo un alejamiento hacia la izquierda debido a la pendiente, en tanto que la curva horizontal cruza a la derecha. El conjunto en perspectiva lucirá distorsionado y desagradable a la vista.

Los casos hasta aquí expuestos no agotan el tema de la

óptica vial, pero sirven como ejemplos para mostrar la complejidad de este problema y las variadas posibilidades de concebir una carretera visualmente estética.

Para el proyectista de una carretera resulta casi imposible visualizar la tridimensionalidad de un trazado analizando los alineamientos por separado, tal como aparecen en los planos de planta y de perfil⁵⁰. Es por ello que se han desarrollado diversas técnicas que permiten, en la etapa de proyecto, anticipar el aspecto que ofrecerá la carretera al conductor que se desplace por ella⁵¹.

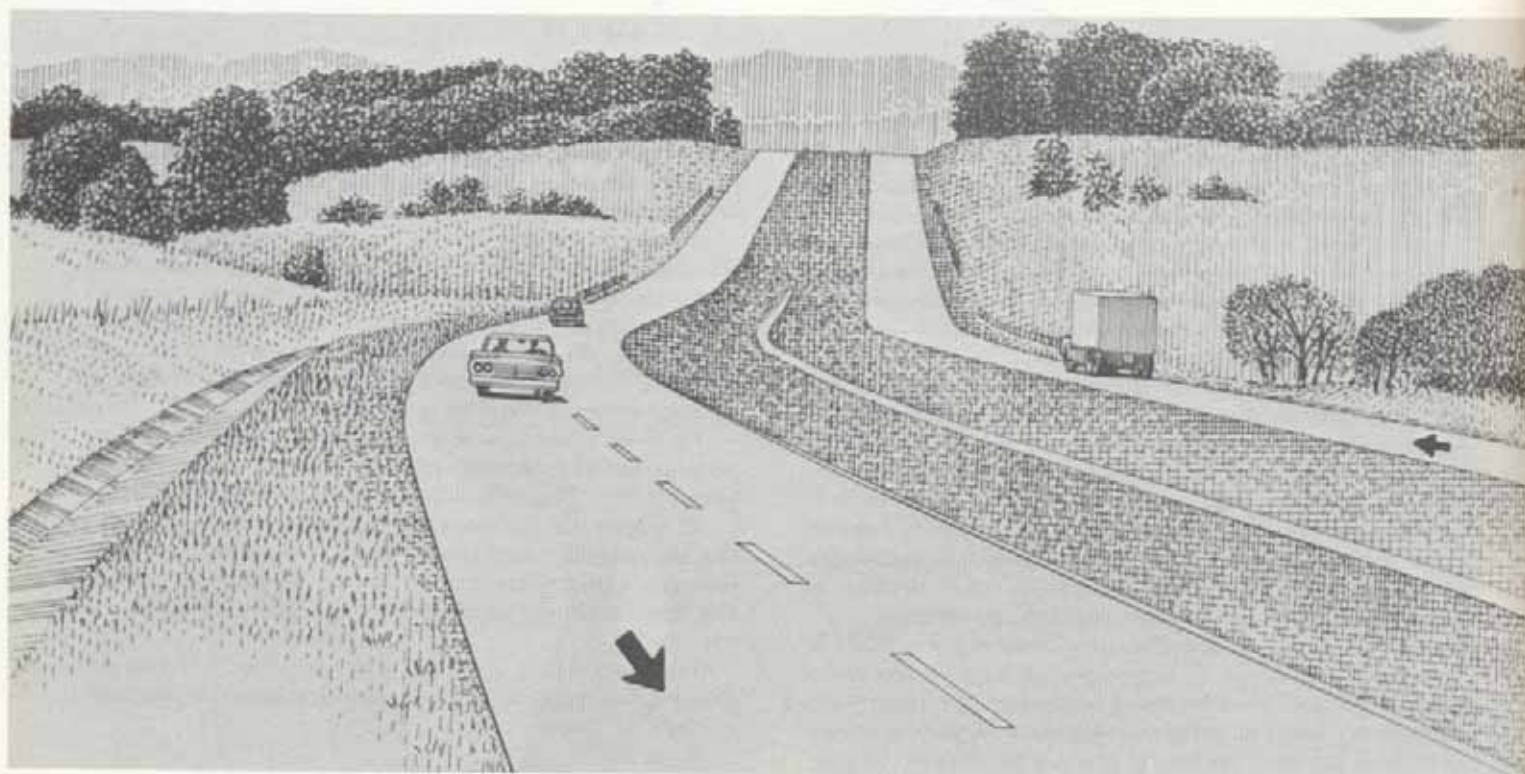
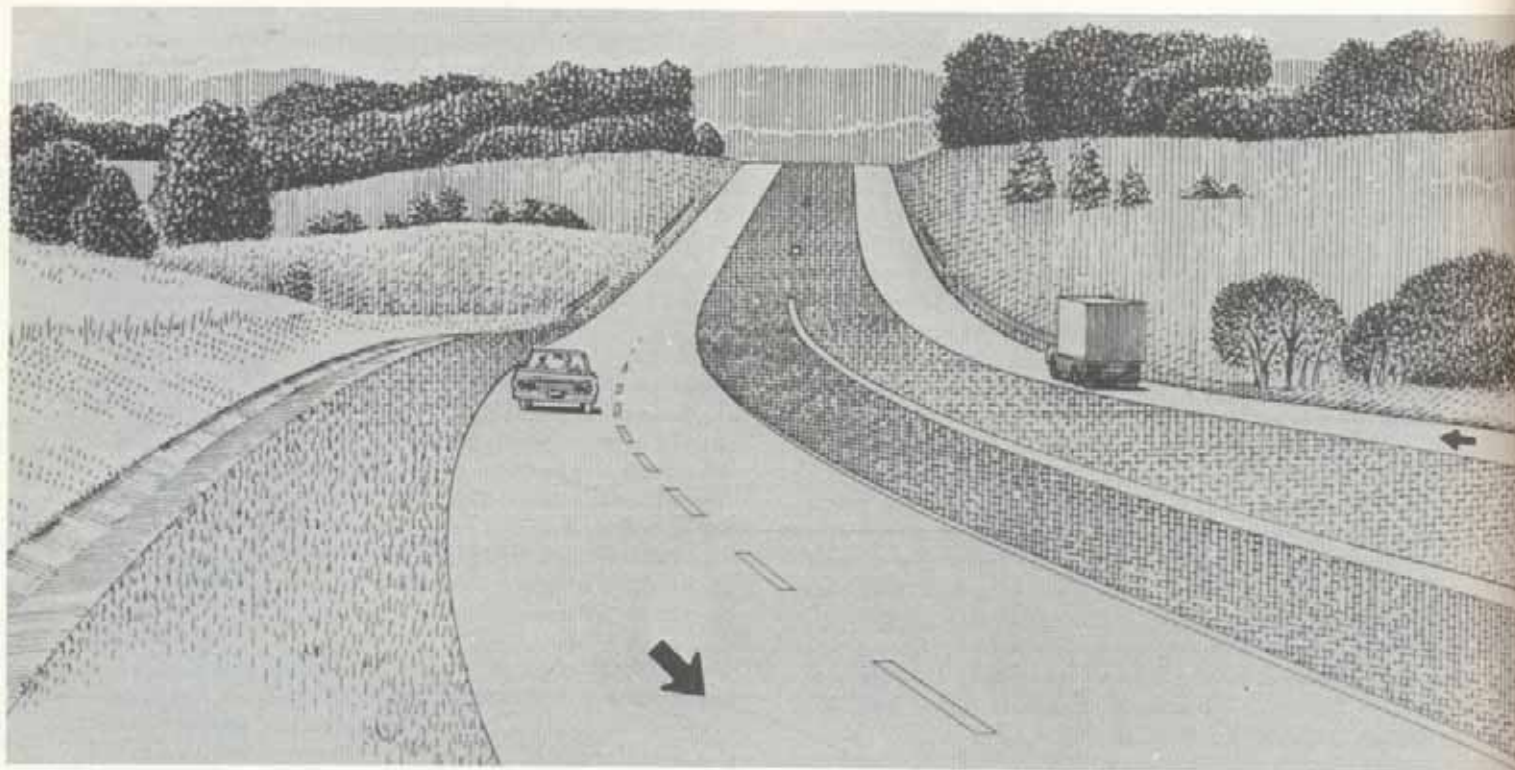
Entre estas técnicas se pueden citar el dibujo de perspectivas con el computador^{52, 53, 54}, la elaboración de maquetas^{55, 56, 57, 58} y el uso de recursos pictográficos⁵⁹.

El empleo de perspectivas trazadas con el computador está actualmente muy desarrollado y permite estudiar y corregir, oportunamente, los efectos de una discontinuidad visual o de una inadecuada coordinación de los alineamientos.

En base a ciertos estudios de perspectivas⁵⁴, se han podido sacar algunas conclusiones prácticas aplicables durante la etapa de diseño.

Estas son:

- a) Los PI de las curvas horizontales y verticales deben coincidir y en ningún caso encontrarse a una distan-



Bosquejos cortesía de Yale University Press⁴³.

Fig. VIII-69. Trazado con y sin espiral.

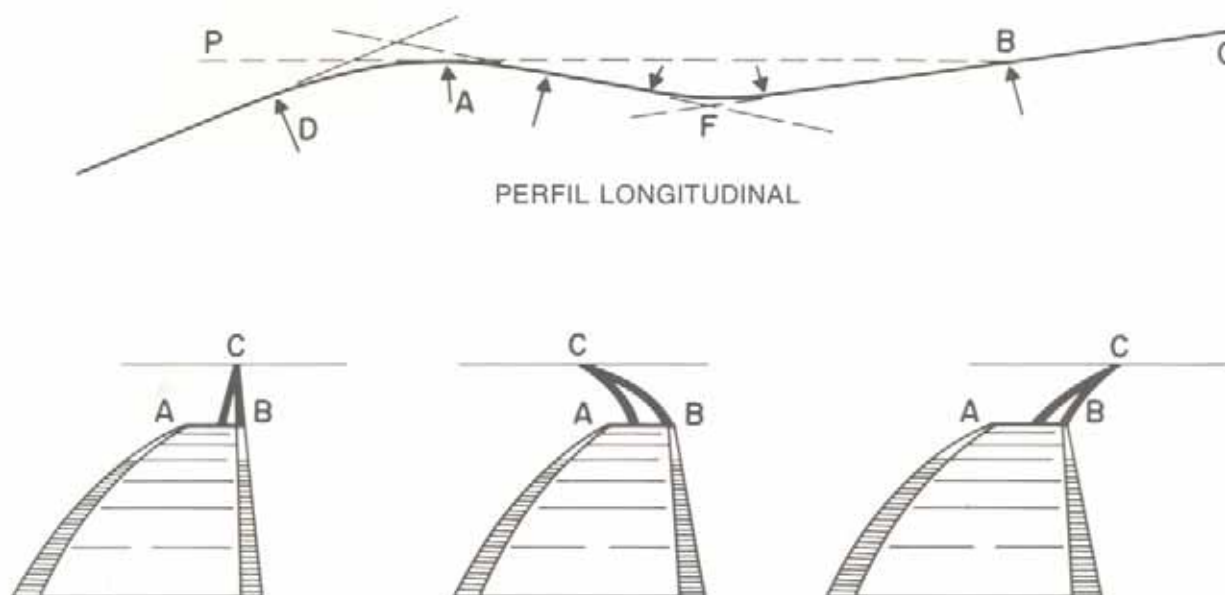


Fig. VIII-70. Perspectivas cuando el perfil longitudinal oculta una parte de la carretera.

cia de más de un 10 por ciento de la longitud de la curva horizontal.

- b) Las curvas horizontales y verticales que se corresponden deben tener casi la misma longitud.
- c) Si no son de la misma longitud, la curva horizontal debe contener o preceder ligeramente a la vertical, es decir, que la curva vertical no debe ser nunca significativamente mayor que la horizontal.

Las recomendaciones anteriores contemplan, fundamentalmente, el enfasamiento de las curvas horizontales y verticales a fin de que la vía aparezca como un desarrollo continuo, sin defectos visuales ante el conductor, pues dichos defectos pueden crearle un obstáculo psicológico que induce a disminuir la velocidad innecesariamente, o pueden reducir la seguridad ocultando peligros que se encuentran más adelante.

Los desfases más frecuentes entre las curvas horizontales y verticales pueden clasificarse en cuatro tipos ⁶⁰:

1. Separación insuficiente entre las curvas.
2. La curva vertical contiene un extremo de la curva horizontal.
3. La curva horizontal contiene a la curva vertical.
4. La curva vertical contiene a la horizontal.

Si la separación entre los extremos de las curvas horizontal y vertical es insuficiente, puede aparecer una falsa curva vertical en el borde externo al comienzo de la curva horizontal o en el borde interno al final de la misma, lo cual se corrige aumentando la separación entre las curvas [Fig. VIII-74 a) y b)].

Cuando una curva vertical convexa contiene a cualquiera de los extremos de la curva horizontal, la percepción del cambio de dirección se retrasa, debido a que la curva vertical reduce la visibilidad.

Cuando la curva vertical es cóncava, el defecto visual que se produce es similar al descrito para el desfase

entre los extremos de las curvas horizontal y vertical. Este efecto se aprecia en el croquis c de la figura VIII-74.

Cuando los extremos de una curva vertical están dentro de una curva horizontal cerrada, el radio de la curva horizontal da la impresión de que se reduce abruptamente a lo largo de la curva vertical, croquis d) de la figura VIII-74.

Si la curva vertical es cóncava, el radio de la curva horizontal parece aumentar.

En ambos casos, el defecto se corrige haciendo coincidir ambos extremos de las dos curvas o separándolas.

Finalmente, cuando una curva vertical convexa contiene ambos extremos de una curva horizontal cerrada, se crea un peligro debido a que el conductor va a encontrar un cambio de dirección en un tramo de visibilidad reducida. Este peligro se evita haciendo coincidir ambos extremos de las curvas.

Cuando la curva vertical es cóncava, en el alineamiento aparece una cresta o un valle ilusorios, dependiendo del sentido de la curva horizontal. Aquí también, la corrección se logra haciendo coincidir ambos extremos o separándolos totalmente.

En relación a la coordinación de los alineamientos, la AASHO ¹³ ha fijado una serie de requisitos; éstos han sido aceptados por las normas venezolanas, las cuales establecen:

- a) Las condiciones generales de curvatura y pendiente deben corresponderse. Por tal razón, deben evitarse largos alineamientos rectos con pendientes fuertes sostenidas, o alineamientos de mucha curvatura con rasantes muy suaves.
- b) Siempre que sea posible conviene disponer las curvas verticales en trayectos de curvatura horizontal. Se disminuyen así las restricciones de visibilidad y resaltan menos los cambios del perfil.
- c) Deben evitarse curvas horizontales fuertes coincidiendo con trayectos altos de la rasante correspondientes a convexidades pronunciadas. La doble curvatura confunde al conductor y da lugar a una con-



Fig. VIII-71. Perspectivas de una carretera dibujadas con el computador.



Fig. VIII-72. Fotomontaje.

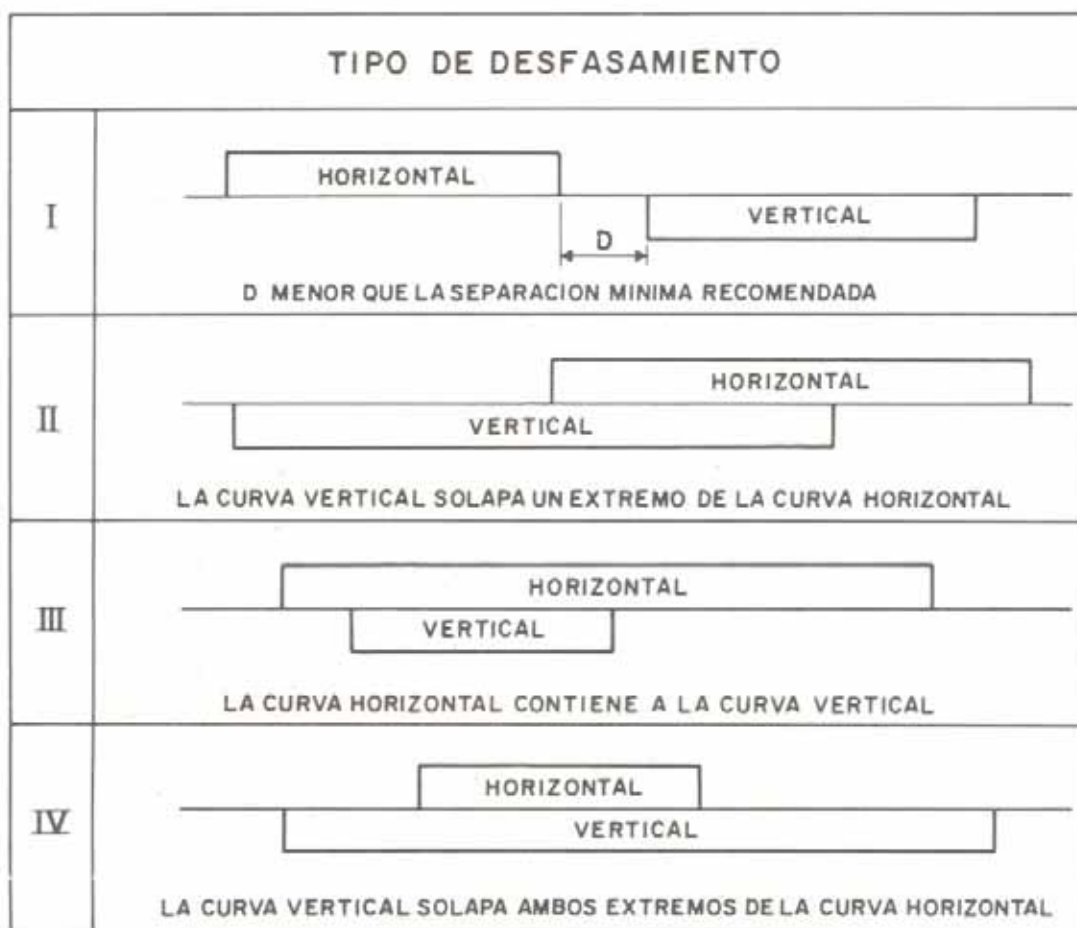


Fig. VIII-73. Tipos de desfases entre las curvas horizontales y verticales.

ducción peligrosa, especialmente de noche. Esta situación puede evitarse haciendo que la curva horizontal contenga a la vertical y la exceda a ambos lados en longitud suficiente que asegure que la curvatura horizontal sea la guía del conductor.

- d) Deben evitarse curvas horizontales fuertes en puntos bajos de concavidad pronunciada, pues entonces, por razón de perspectiva, la vía luce distorsionada a los ojos del conductor y le incita a au-

mentar aún más la mayor velocidad que adquieren los vehículos, especialmente los pesados, cerca de los puntos bajos. La peligrosidad de esta combinación de curvaturas aumenta particularmente de noche.

- e) Las curvas horizontales suaves con deflexiones muy pequeñas, correspondiendo con puntos altos de la rasante de convexidad pronunciada, conviene que sean contenidas por la curva vertical a fin de disimular el aparente quiebre del alineamiento horizontal.

Alineamiento vertical	Pendiente		Pendiente
Alineamiento horizontal	Tangente		Tangente



a) Separación insuficiente entre los extremos de la curva vertical cóncava y la curva circular (la curva vertical precede a la circular).

Alineamiento vertical	Pendiente		Pendiente
Alineamiento horizontal	Tangente		Tangente



b) La curva vertical cóncava sigue a la curva horizontal.

Alineamiento vertical	Pendiente		Pendiente
Alineamiento horizontal	Tangente		Tangente



c) La curva vertical cóncava contiene un extremo de la curva horizontal.

Alineamiento vertical	Pendiente		Pendiente
Alineamiento horizontal	Tangente		Tangente



d) Los extremos de la curva vertical cóncava están dentro de la curva circular.

Alineamiento vertical	Pendiente		Pendiente
Alineamiento horizontal	Tangente		Tangente



e) Coincidencia de ambos extremos de las curvas.

Fig. VIII-74. Representación diagramática y perspectiva de algunas combinaciones entre los alineamientos horizontal y vertical.

- f) Perfiles muy ondulados en alineamientos muy rectos son desagradables en apariencia y no ofrecen, generalmente, la debida seguridad. Debe evitarse la vista de puntos altos sucesivos de convexidad pronunciada de la rasante, que ocultan sucesivos puntos bajos.
- g) En curvas largas y abiertas deben evitarse perfiles ondulados; pendientes uniformes ofrecen mucho mejor apariencia.
- h) Combinaciones aparentemente satisfactorias de alineamientos horizontales y verticales de carreteras de dos carriles deben ser siempre verificadas, a fin de comprobar si proveen adecuadas rectas de paso. La provisión de tales rectas debe ser control dominante al establecer los alineamientos.
- i) En las intersecciones debe procurarse que las curvaturas horizontales y verticales sean lo más suave posible.
- j) En carreteras divididas debe tomarse en cuenta la posibilidad que hay de variar el ancho de la isla y de emplear alineamientos y perfiles separados, a fin de lograr las mejores ventajas para el proyecto y para la operación de la vía.

8.5.2 TRATAMIENTO DE LOS LATERALES DE LA VIA

Los laterales de una carretera comprenden sus zonas adyacentes, es decir, excluyendo el hombrillo y la divisoria central de las carreteras separadas, las áreas que comúnmente se llaman *derecho de vía*.

Los laterales de una carretera tienen cuatro funciones: servir como áreas de reserva para la ampliación de la vía, permitir el mantenimiento, contribuir a la ornamentación y dar posibilidades al esparcimiento de los usuarios de la carretera ⁶¹.

De estas cuatro funciones, relacionada con la estética vial está la ornamentación, pues el lateral se presta a ello cuando en él se siembran árboles y otras especies vegetales que contribuyen a dar al paisaje de la carretera una visión agradable y refrescante.

Para promover la seguridad en el tráfico y para proveer un medio de transporte atractivo y atrayente para el público automovilista, es necesario el restablecimiento del equilibrio ecológico entre las vías y sus laterales. Es por ello que, de las tantas facetas del desarrollo de los laterales, la conservación de los suelos, la conservación de la vegetación y la

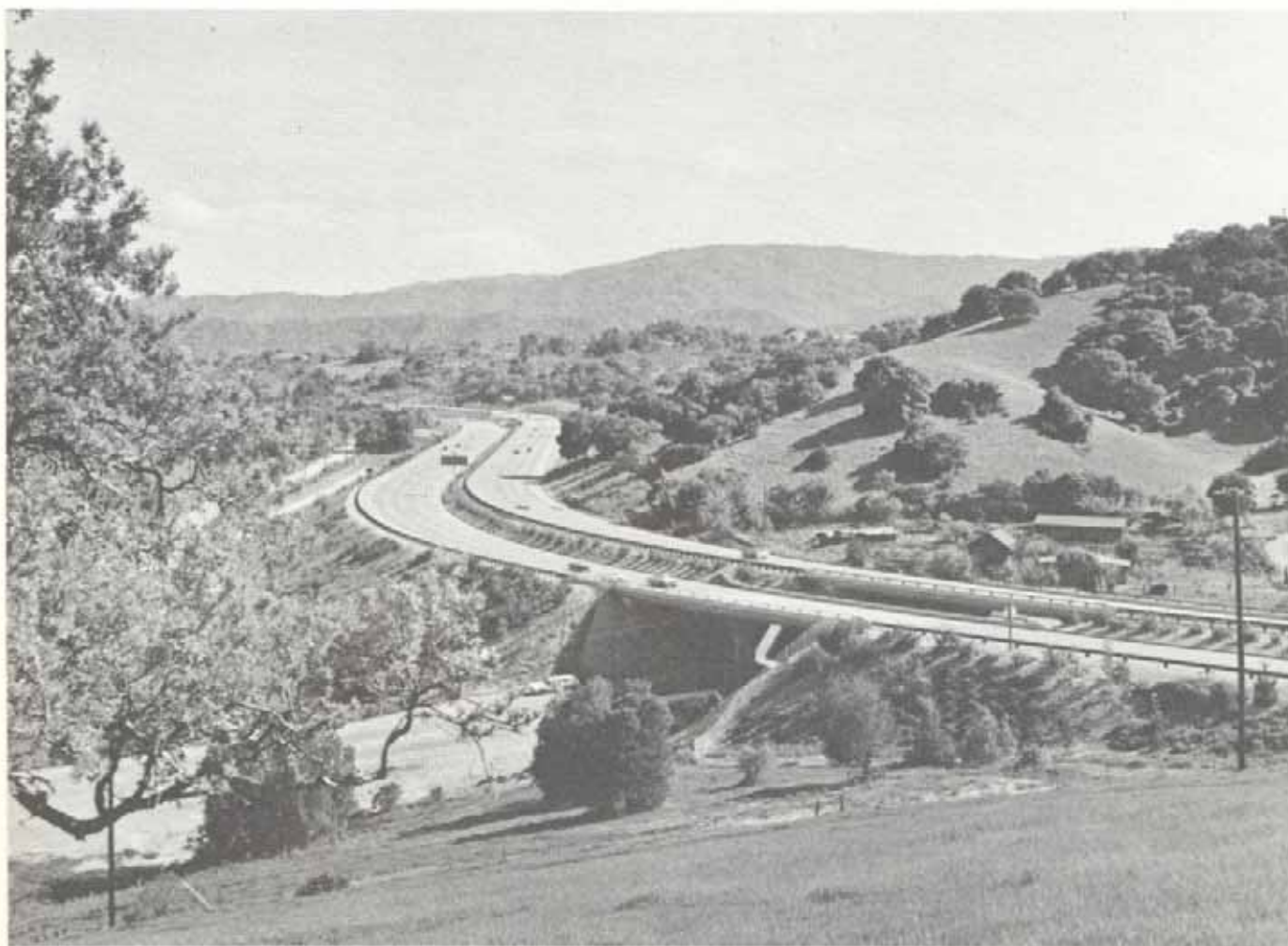


Fig. VIII-75. Tratamiento de los laterales de una carretera.

Fotografía cortesía del California Department of Public Works.

- f) Perfiles muy ondulados en alineamientos muy rectos son desagradables en apariencia y no ofrecen, generalmente, la debida seguridad. Debe evitarse la vista de puntos altos sucesivos de convexidad pronunciada de la rasante, que ocultan sucesivos puntos bajos.
- g) En curvas largas y abiertas deben evitarse perfiles ondulados; pendientes uniformes ofrecen mucho mejor apariencia.
- h) Combinaciones aparentemente satisfactorias de alineamientos horizontales y verticales de carreteras de dos carriles deben ser siempre verificadas, a fin de comprobar si proveen adecuadas rectas de paso. La provisión de tales rectas debe ser control dominante al establecer los alineamientos.
- i) En las intersecciones debe procurarse que las curvaturas horizontales y verticales sean lo más suave posible.
- j) En carreteras divididas debe tomarse en cuenta la posibilidad que hay de variar el ancho de la isla y de emplear alineamientos y perfiles separados, a fin de lograr las mejores ventajas para el proyecto y para la operación de la vía.

8.5.2 TRATAMIENTO DE LOS LATERALES DE LA VÍA

Los laterales de una carretera comprenden sus zonas adyacentes, es decir, excluyendo el hombrillo y la divisoria central de las carreteras separadas, las áreas que comúnmente se llaman *derecho de vía*.

Los laterales de una carretera tienen cuatro funciones: servir como áreas de reserva para la ampliación de la vía, permitir el mantenimiento, contribuir a la ornamentación y dar posibilidades al esparcimiento de los usuarios de la carretera ⁶¹.

De estas cuatro funciones, relacionada con la estética vial está la ornamentación, pues el lateral se presta a ello cuando en él se siembran árboles y otras especies vegetales que contribuyen a dar al paisaje de la carretera una visión agradable y refrescante.

Para promover la seguridad en el tráfico y para proveer un medio de transporte atractivo y atrayente para el público automovilista, es necesario el restablecimiento del equilibrio ecológico entre las vías y sus laterales. Es por ello que, de las tantas facetas del desarrollo de los laterales, la conservación de los suelos, la conservación de la vegetación y la

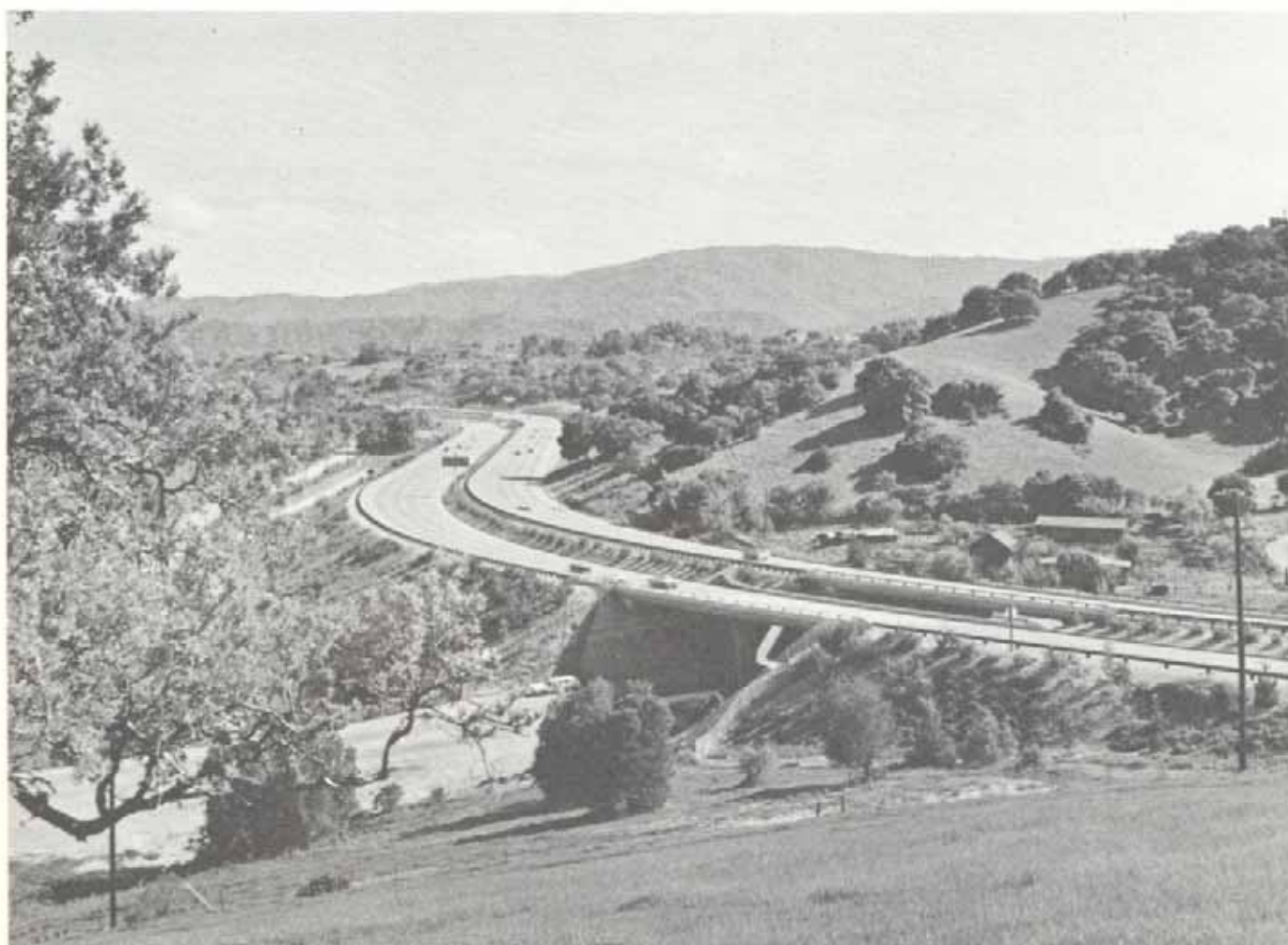


Fig. VIII-75. Tratamiento de los laterales de una carretera.

Fotografía cortesía del California Department of Public Works.

conservación de las vías naturales a lo largo del derecho de vía son aspectos que deberán haberse tenido en cuenta desde las primeras etapas de selección de la ruta, ubicación del trazado y proyecto de la carretera. A menos que así se haya hecho, la oportunidad para una solución económica y efectiva del problema de reducir la tensión del manejo y adaptar la carretera al paisaje circundante se habrá perdido.

Los laterales de la carretera, cuando son proyectados con anchos adecuados, hacen posible la transición agradable entre las líneas y siembras a los lados de la carretera y las pendientes y vegetación naturales de las tierras adyacentes; permiten el encubrimiento de lo feo y proveen áreas de seguridad y descanso y miradores desde donde contemplar la belleza natural desplegada.



Fig. VIII-76. Ocultamiento de un depósito de chatarra.

Fotografías cortesía del Vermont Department of Highways.

8.5.2.1. Diseño paisajista

Es ya un hecho establecido que, a través de la colaboración mutua entre los ingenieros viales y los arquitectos paisajistas, las carreteras deben ser proyectadas y construidas en armonía con el paisaje ^{62 al 64}.

Para variedad e interés de un trazado, el diseño paisajista de una carretera debe tener un triple propósito ⁶⁵.

1. Promover la seguridad en el tráfico, despertando el interés y la atención de los conductores mediante variaciones en alineamientos, perfiles y secciones transversales para conservar árboles y otras características del paisaje.
2. Mitigar la monotonía del pavimento y la adormeciente uniformidad del ancho de la plataforma en el diseño de las vías.

3. Simplificar e incrementar la efectividad de las operaciones de mantenimiento y rebajar el costo de conservación.

En relación al primer punto, debe hacerse hincapié en las ventajas que ofrece el empleo de vías separadas, a diferentes niveles. La divergencia de alineamientos de las dos vías para aprovechar las condiciones topográficas naturales, tales como la ubicación en las riberas opuestas de un riachuelo, o a ambos lados de una depresión local, o de un afloramiento rocoso, reducirá los costos y a la vez permitirá la conservación de detalles interesantes del paisaje natural.

Por su parte, una oportuna y pequeña variación de la curvatura de las dos vías alterará el ancho de la faja central y aliviará la monotonía de las rectas paralelas largas, sin



Fig. VIII-77. En un proyecto integral, los tres diseños deben mezclarse.



Fig. VIII-78. 1. Trazado de vías separadas para preservar la belleza natural.

Fotografía cortesía del New York
Department of Transportation.



*Fig. VIII-78. (Cont.).
2. Trazado de vías separadas para
entremezclarlas con el paisaje.*

Fotografía cortesía del New Hampshire
Department of Public Works and Highways.

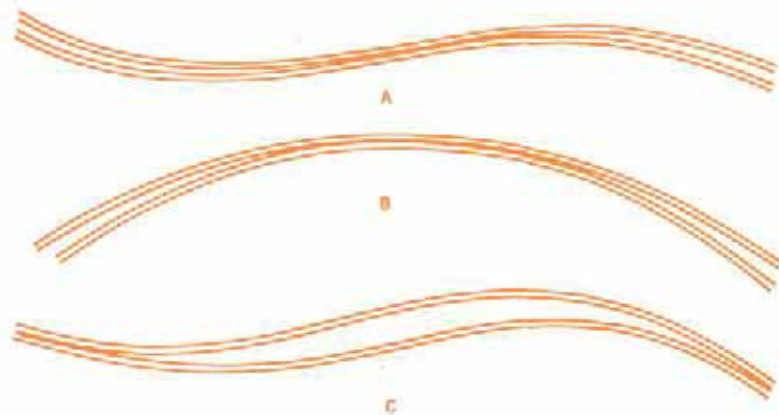
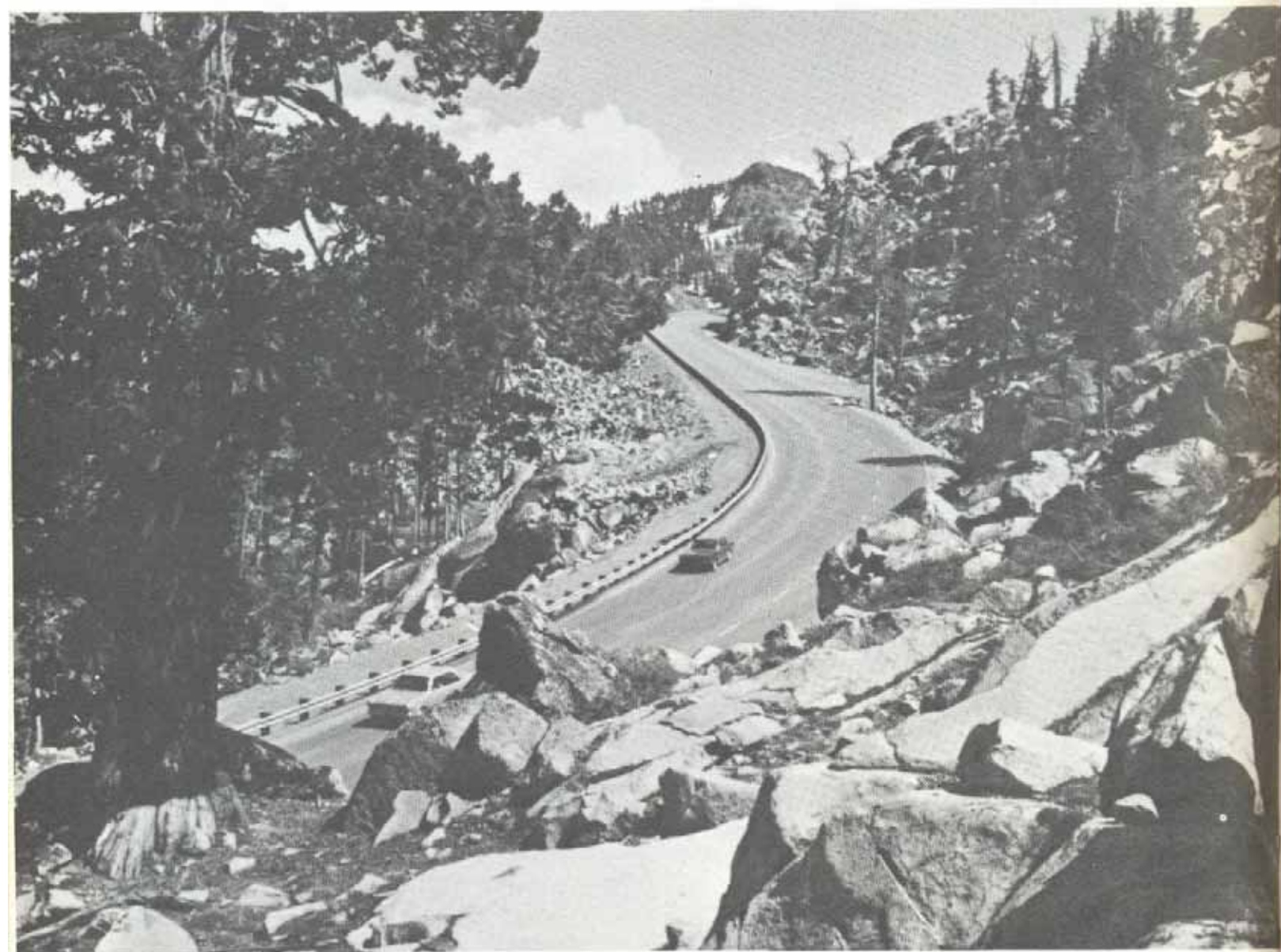


Fig. VIII-79. Métodos para variar el ancho de las fojas centrales en alineamientos curvos.



Fotografía cortesía del California Department of Public Works.

Fig. VIII-80. Trazado ondulante a través de un macizo rocoso.

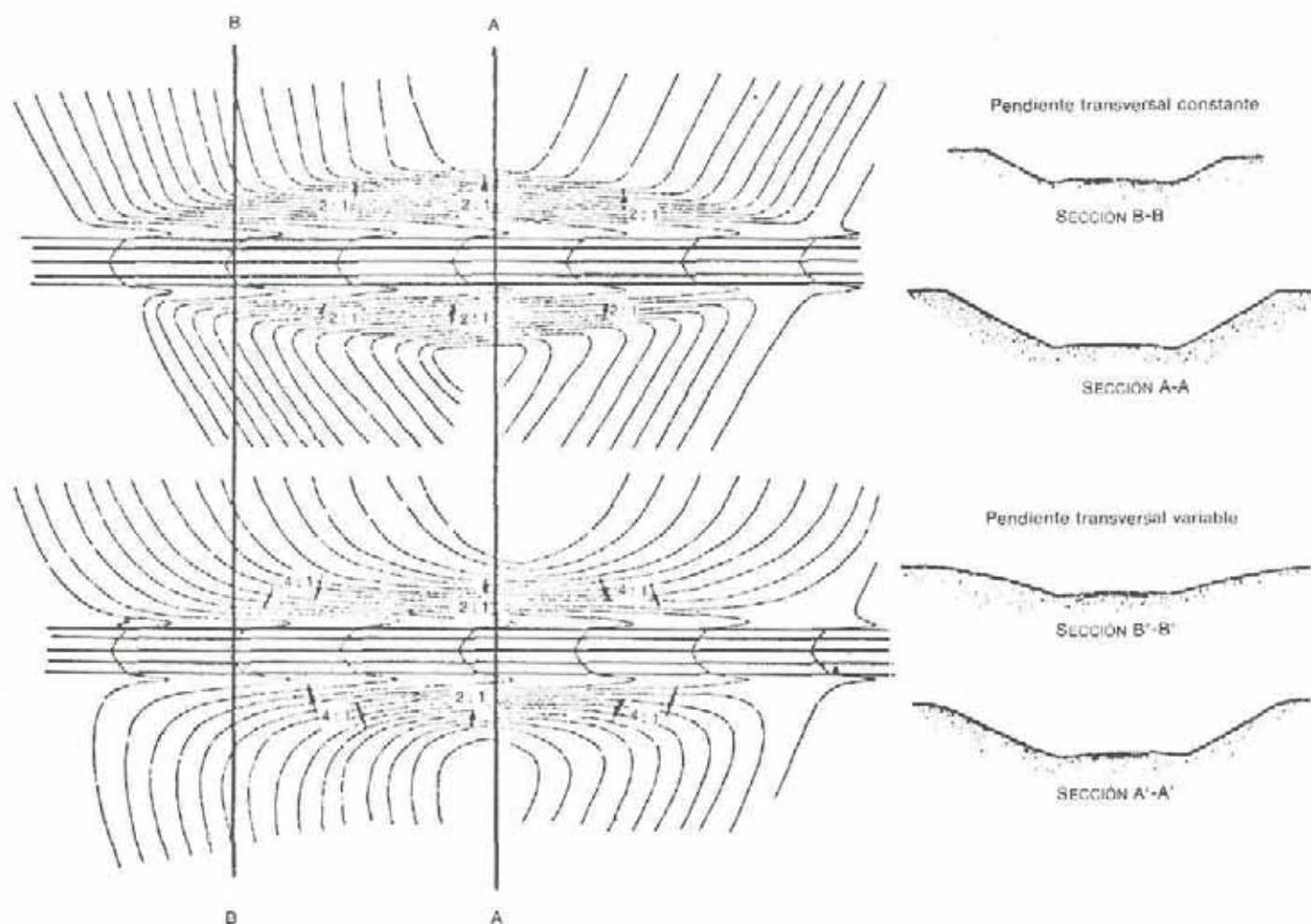


Fig. VIII-81. Secciones transversales con pendientes transversales constantes y variables.

tener un efecto indebido sobre los requerimientos totales de anchura del derecho de vía.

Para poder mezclar decorosamente las vías con el medio ambiente natural y a la vez promover la seguridad y proveer utilidad óptima a los usuarios de la carretera, el diseño de sus laterales debe ser funcional y estar equilibradamente de acuerdo con el diseño de la vía. Esta es la esencia del diseño paisajista.

Las pendientes tendidas de las excavaciones y los terraplenes, y el contorno bien redondeado de la sección transversal, son esenciales para prevenir la erosión de los suelos y para reducir al mínimo los riesgos de lesiones y daños cuando los vehículos, accidental o inevitablemente, se salen de la calzada.

Asimismo, las pendientes redondeadas y combadas también son necesarias para amoldar la carretera al terreno y para convertirla en una parte armoniosa del paisaje natural.

Al planear las operaciones de construcción de una carretera, la nivelación debe proporcionar las pendientes aplanadas de los taludes de cortes y rellenos y los contornos redondeados que son necesarios para amoldar la carretera a sus alrededores naturales. Asimismo, durante la defores-

tación se deben tomar las medidas necesarias para la conservación de la vegetación y árboles existentes deseables y para el ahorro de la capa vegetal en el mayor grado que sea factible. Donde sea posible, se deben preservar los árboles bellos existentes que estén bien ubicados; debe removerse la vegetación desagradable que obstaculiza la vista; y sólo deberá considerarse la resiembra de árboles donde la introducción irregular de los mismos u otra vegetación sirva para resaltar la belleza natural del paisaje a los lados de la vía. Los árboles sembrados por tales razones deberán ser, obligatoriamente, oriundos de la región.

Estas y muchas otras consideraciones pueden hacerse sobre el tema del diseño paisajista. El tema es amplio y abarca no solamente los aspectos tratados sino muchos otros, como el control de la erosión, la disposición de áreas de recreo y descanso en los laterales de la vía, los desvíos escénicos y paradores turísticos, la estética de las construcciones para servicio de los usuarios —estaciones de gasolina, restaurantes, casetas telefónicas— los dispositivos de seguridad y protección para el usuario de la vía, etc.

En las Referencias 61 a 72, citadas al final de este Capítulo, el lector interesado encontrará amplia información y detalles sobre estos aspectos.



Fotografía cortesía del Oregon Department of Transportation

Fig. VIII-82. Disposición estructural de la carretera para evitar la tala de árboles.



Fotografías cortesía del Highway Research Board.

Fig. VIII-83. Tramo de carretera antes y después de remover selectivamente la vegetación.











DIBUJO	NOMBRE VULGAR	NOMBRE CIENTIFICO	ORIGEN	PORTE	COPO	HOJAS	FLORES	FRUTOS	SEMI
1 	FLAMBOYAN	Delonix regia (caesal-piniaceae)	Exótico	Arbol pequeño	Ancha y tendida	Alternas, compuestas, bipinadas, hasta de 40 cm de largo constituidas por numerosos foliolillos muy pequeños de 4 a 10 milímetros de largo.	Rojos anaranjados o escarlata, 6 a 9 cm de largo dispuestas en racimos corimbosos	Legumbres grandes, aplastadas, marrón oscuro, 40-60 cm largo y 5-7 cm ancho, leñosas.	Alargado oscuro abundante
2 	ACAPARO	Tabebuia spectabilis (bignoniaceae)	Autóctono	Arbol grande	Ensanchada	Opuestas, compuestas, digitadas 5 foliolos oblongo-ovados de 10 a 15 cm de largo, canescentes por debajo y aserradas en la mitad superior de la lámina, follaje caduco.	Amarillas llamativas, 7 a 9 cm de largo dispuestas en corimbos terminales caedizas.	Silicuas, lineales, cilíndricas, pedunculadas, 35-50 cm largo rufas veludas, dehiscentes, con numerosas semillas.	Aplanado liviano, n
3 	ALBIZIA	Albizia lophantha (mimosaceae)	Exótico	Arbol pequeño o arbusto	Extendida	Alternas, compuestas 14-24 foliolos, cada uno con 40-60 foliolos diminutos.	Pequeñas amarillentas dispuestas en espigas axilares de 5 cm de largo.	Legumbres aplanadas	Abundante minación.
4 	ALGARROBO	Hymenaea coubaril (caesal-piniaceae)	Autóctono	Arbol grande	Deprimida y extendida	Alternas, compuestas, 2 foliolos coriáceos oblongos u ovalados, agudos, 4-9 cm largo glabrosos y un poco brillante.	Blancas a rosadas dispuestas en corimbos paniculados, terminales conjuntos llamativos.	Legumbres gruesas, y-flores indehiscentes, oblongas, marrón oscuras algo comprimidas, 10-15 cm largo y 3-4 cm ancho, glabras encierran pocas semillas rodeadas por pa comestible.	Grandes marrones lisa 2 cm
5 	ALMENDRON	Terminalia catappa (combretaceae)	Exótico	Arbol mediano	Ensanchada ramificación horizontal y verticilada	Alternas, simples, obovadas de 10-30 cm de largo casi glabras, semitornandose rojas antes de caída, follaje caduco.	Pequeñas blancuzcas dispuestas en espigas de 5 a 15 cm de largo poco llamativas.	Drupas ovoides, 3-4 cm de largo, glabras amarillentas a rojizas, mesocarpio carnoso y comestible, frutos abundantes.	Una en c elipsoidal largo, rica comestible
6 	ANAICO	Erythrina glauca (papilionatae)	Autóctono	Arbol grande	Redondeada	Alternas, compuestas trifolioladas, foliolos ovalo-elípticos, glabrosos, inertes, glaucos por debajo.	Amarilla anaranjados, pocas en los extremos de largos pedúnculos llamativas.	Legumbres cilíndricas lineales 15-20 cm de largo.	3-10 en ca bre redondos marrones.
7 	APAMATE	Tabebuia pentaphylla (bignoniaceae)	Autóctono	Arbol grande	Irregularmente alargada	Opuestas, compuestas, digitadas, 5 foliolos redondeados en la base y acuminados en el ápice, 20 cm de largo, follaje caduco.	Rosadas hasta blancas, 7-10 cm de largo, dispuestas en pequeñas corimbos laxos muy llamativas.	Silicuas lineales coriáceas 20-35 cm de largo, 12 milímetros de diámetro dehiscente con numerosas semillas.	Aladas livi primidas n fácil comer
8 	ARAGUANEY	Tabebuia chrysantha (bignoniaceae)	Autóctono	Arbol mediano	Tendida	Opuestas, compuestas, 5 foliolos anchamente abovado a oblongos elípticos 15 a 18 cm de largo veludos por debajo, follaje caduco.	Amarillas 5-7 cm de largo, dispuestas en densos agrupamientos, terminales en forma de cabezuelas muy llamativas.	Silicuas con numerosas semillas (al igual que el apamate).	Igual que a
9 	ARAUCARIA	Araucaria (araucariaceae)	Exótico	Arbol mediano	Goniforme	Pequeñas y escamosas, coriáceas perennes.	Dispuestas en grandes conos en las axilares de las ramas.	Leñosos dispuestos en racimos grandes.	
10 	ATAPAIMA BLANCA Amap Blanca	Plumeria alba (apocynaceae)	Autóctono	Arbusto o árbol pequeño	Irregular	Alternas simples, cortamente pecioladas, 16-30 cm de largo, obtusas o agudas glabras y lustras por encima débilmente tomentosas por debajo lanceoladas.	Blancas 6-7 cm de largo fragantes y llamativas.	Folículos de 18-20 cm de largo, encierran numerosas semillas.	Abundante primidas y

Fig. VIII-84. Especies arbóreas venezolanas.

E SOMBRA MAS USUALES EN VENEZUELA

	SEMILLAS	SISTEMA RADICAL	SOMBRA	LIMPIEZA	CRECIMIENTO	LONGEVIDAD	SALUBRIDAD	FRAGILIDAD	RESISTENCIA SEQUÍA	TIPO REPRODUCCION	DIMENSIONES	ALT. SOBRE NIV. DEL MAR	RECOMENDACION
plano, ancho, grueso, con alas, y alas muy duras abundantes.	Margadas, marrón oscuro muy duras abundantes.	Superficial	Muy densa	Las hojas ensucian	Rápido	Media	Inofensivo	Muy frágil	Medianamente resistente	Semillas	5-8 m alto, tronco recto y ramificado a poca altura.	10-1.000 m	Parques, plazas y jardines
cilindricas, 35-45 cm de largo, con alas, y alas muy duras abundantes.	Aslanadas, aladas, livianas, numerosas.		Más o menos densa	Flores y hojas ensucian mucho	Lento	Larga	Inofensivo	No frágil	Resistente	Semillas	18-30 m alto, tronco recto, poco ramificado de 50 a 80 cm diámetro.	100 a 900 m	Carreteras, parques, avenidas
las.	Abundantes fácil germinación.		Escasa	Limpia	Rápido		Inofensivo		Resistente	Semillas			Reforestación
es, 10-12 cm de largo, con alas, y alas muy duras abundantes.	Grandes globosas, troncos muy duras hasta 2 cm diámetro.	Profundo	Densa	Limpia	Lento	Larga	Inofensivo	No frágil	Resistente	Semillas	25-30 m de alto, tronco 20-50 cm diámetro.	10-900 m	Carreteras, parques y avenidas
4 cm de largo, con alas, y alas muy duras abundantes.	En cada fruto apocidal 3-4 cm de largo, rica en aceite y comestible.	Profundo	Escasa	Ensucia mucho	Rápido	Media	Inofensivo	No frágil	Poco resistente	Semillas	10-15 m de alto, tronco más o menos recto y ramificado a unos 4 m con un diámetro de 30-40 cm.	0-900 m	Jardines, parques y avenidas
cas, 10-12 cm de largo, con alas, y alas muy duras abundantes.	10 en cada legumbre, redondeada y troncos.	Superficial	Densa	Flores y hojas ensucian	Rápido	Larga	Inofensivo	Muy frágil	Poco resistente	Semillas estacas	10-20 m de alto, tronco corto y de más o menos 50 cm de diámetro.	100-900 m	Jardines, parques y avenidas
coriaria, 10-12 cm de largo, con alas, y alas muy duras abundantes.	Alas livianas con alas numerosas al germinación.	Profundo	Densa	Flores y hojas ensucian	Rápido	Larga	Inofensivo	Poco frágil	Poco resistente	Semillas	20-25 m de alto, tronco recto y libre de ramas en los 6-8 primeros m, tronco 0,80 a 1 m diámetro.	10-900 m	Parques, avenidas, jardines y carreteras
rosas que el	Alas que al apamale.	Profundo	Densa	Flores y hojas ensucian	Lento	Larga	Inofensivo	No frágil	Resistente	Semillas	Más o menos 10 m de alto, tronco un poco torcido y desprovistos de ramas hasta las dos terceras partes de su altura.	200-1.000 m	Carreteras, plazas, parques y avenidas
os en		Profundo	Escasa	Limpia	Lento	Larga	Inofensivo	No frágil	Poco resistente		Más o menos 20 m de alto, tronco recto y con un fallo o eje central único a lo largo del cual se disponen las ramas.		Parques, plazas y avenidas
cm de largo, con alas, y alas muy duras abundantes.	Abundantes con alas y aladas.	Profundo	Muy escasa	Ensucia poco	Rápido	Corta	Látex venenoso Cáustico	Frágil	Resistente	Semillas estacas	3-8 m de alto, tronco torcido y 10-15 cm diámetro.	10-900 m	Jardines, parques











DIBUJO	NOMBRE VULGAR	NOMBRE CIENTIFICO	ORIGEN	PORTE	COPO	HOJAS	FLORES	FRUTOS	SEMI
	ATAPAIMA COLORADA Amap. Corda	Plumeria rubra (apocynaceae)	Autóctono	Arbusto o árbol pequeño	Irregular	Alternas simples, glabras enteras elípticas oblongas o elípticas obovadas 15-40 cm largo cortamente acuminadas.	Blancas por fuera y por dentro rosado amarillentas 4-6 cm largo aspecto ceroso, fragantes, llamativas dispuestas en cimas terminales.	Folículos de 15-25 cm largo 2,5 cm ancho encierran muchas semillas.	Comprimas y aladas.
	AZAHAR DE LA INDIA	Murraya exótica (rutaceae)	Exótico	Arbusto	Ovalada	Alternas compuestas imparipinadas 5-9 foliolos ovalados glabros verde oscuro brillantes.	Pequeñas blancas fragantes llamativas.	Bayas globosas roja 1-1,5 cm diámetro.	Redondeadas y aladas.
	BUCARE	Erythrina poeppigiana (papilionatae)	Autóctono	Arbol grande	Tendida	Alternas compuestas imparipinadas trifolioladas foliolos ovalados o romboides glabros 10-15 cm largo.	Grandes vistosas, rojo anaranjado dispuestas en densos racimos.	Legumbres estipitadas lineal cilíndricas y comprimidas entre las semillas demiscentes con pocas semillas.	Ovoides y 1/2 cm ancho y rojas.
	CAIMITO	Chrysophyllum cainito (sapotaceae)	Autóctono	Arbol mediano	Irregular	Alternas compuestas imparipinadas trifolioladas foliolos ovalados o romboides glabros 10-15 cm largo.	Pequeñas verdosas dispuestas en umbelas axilares poco llamativas.	Bayas globosas moradas epicarpio liso y blando mesocarpio jugoso abundante y comestible contiene varias semillas.	Marrones, das.
	CAÑAFISTOLO	Cassia moschata (caesalpinia-ceae)	Autóctono	Arbol mediano	Irregularmente extendida	Alternas compuestas paripinadas 10-18 pares foliolos oblongos obtusos tomentosos 2-3 cm largo.	Amarillas ocre manchado de rojo dispuestas en largos racimos axilares muy llamativas.	Legumbres cilíndricas 30-60 cm largo 2 cm ancho indemiscentes glabras y de color marrón oscuro.	Pequeñas deadas en una pulpa oscura y o
	CAÑAFISTOLO MACHO	Cassia spectabilis (caesalpinia-ceae)	Autóctono	Arbol pequeño	Redondeada	Alternas compuestas 10-12 de foliolos lanceolados 4-6 cm largo.	Medianas amarillas dispuestas en largas panículas erectas y terminales muy llamativas.	Legumbres largas teretes 15-30 cm largo glabras 1 cm ancho.	Pequeña, minación.
	CADBO	Swietenia candollei (meliaceae)	Autóctono	Arbol grande	Ovoides	Alternas compuestas pinadas foliolos opuestos 4-11 cm largo y 2-4 cm ancho ovados a elíptico lanceolados glabros.	Pequeñas cremosas dispuestas en inflorescencias axilares poco llamativas.	Cápsula marrón pálida 14 cm largo y 9 cm diámetro compuestas de 5 valvas leñosas que se abren desde el ápice a la base.	9-12 en c aladas a 1 cm largo ancho papas y marr
	CARÓ	Enterolobium cyclocarpum (mimosaceae)	Autóctono	Arbol grande	Ancha y tendida	Alternas compuestas bipinadas 8-17 cm largo verde claro foliolillos de 10-12 mm de largo numerosísimos.	Pequeñas blancas dispuestas en cabezuelas poco llamativas.	Legumbres indehiscentes 8-11 cm diámetro, marrón negruzco, aplanadas, redondeadas, producidas abundantemente y apetecidas por el ganado.	Pequeñas deadas, rápido crecimiento.
	CARÓ HUESO DE PESCADO	Albizia polycephala (mimosaceae)	Autóctono	Arbol grande	Tendida	Alternas compuestas bipinadas con 8-10 pares de foliolillos, cada foliolillo con 12-25 pares de foliolillos de 6-8 mm de largo.	Pequeñas cremosas dispuestas en cabezuelas que a su vez se arreglan en racimos o panículas.	Legumbres aplanadas 8-12 cm largo y 2-3 cm ancho demiscente pocas semillas.	Pequeñas
	CASTAÑO	Pachira insignis (bombacaceae)	Autóctono	Arbol mediano	Redondeada	Alternas compuestas digitadas 5-7 foliolos subsesiles oblongos glabros 20-40 cm largo.	20-30 cm largo marrones por su parte externa y roizas muy llamativas.	Cápsula globosa 12-14 cm largo, 18-20 cm ancho demiscentes marrón oscuro y ligeramente pubescentes.	Grandes, das tejidos y comestibles.

Fig. VIII-84. (Continuación).

DE SOMBRA MAS USUALES EN VENEZUELA

	SEMILLAS	SISTEMA RADICAL	SOMBRA	LIMPIEZA	CRECIMIENTO	LONGEVIDAD	SALUBRIDAD	FRAGILIDAD	RESISTENCIA SEQUIA	TIPO REPRODUCCION	DIMENSIONES	ALT. SOBRE NIV. DEL MAR	RECOMENDACION
en e-	Comprimidas livianas y aladas.	Profundo	Muy escasa	Ensucia poco	Rápido	Media	Látex espeso y cáustico	Frágil	Resistente	Semillas estacas	6-8 m alto, tronco torcido y de unos 15 cm de diámetro.	10-1.000 m	Jardines, parques
1,5	Redondeadas y pequeñas.	Profundo	Escasa	Limpia		Larga	Inofensivo	No frágil	Poco resistente	Semillas	3-4 m alto.	10-1.000 m	Jardines, plazas y jardines
tas on- fuer- cas	Ovoides 1 cm largo 12 cm ancho color rosas.	Superficial	Mediana-mente densa	Flores y hojas ensucian	Rápido	Media	Inofensivo	Muy frágil	Poco resistente	Semillas	25-30 m de alto, tronco recto y de 1-1,5 m de diámetro.	100-1.600 m	Parques
das ndo un- on-	Marrones, aplanadas.		Escasa	Limpia		Larga	Inofensivo	No frágil	Poco resistente	Semillas	8-15 m alto, tronco recto y hasta más o menos 25 cm de diámetro.	400-900 m	Jardines
30- cho s y uro.	Pequeñas redondeadas envueltas en la pulpa marrón oscura y olorosa.	Profundo	Escasa	Flores y hojas ensucian	Rápido	Media	Inofensivo	No frágil	Resistente	Semillas	6-10 m alto, tronco de 25-40 cm de diámetro.	100-500 m	Parques, jardines, avenidas
etes s 1	Pequeñas, fácil germinación.	Profundo	Poco densa	Hojas ensucian	Rápido	Media	Inofensivo	Poco frágil	Resistente	Semillas	5-15 m alto, tronco de 25-40 cm de diámetro.	100-900 m	Parques, jardines, avenidas
o 14 etro alvan bren- base	3-12 en cada fruto adas a la basal 7 m largo y 2,5 cm ancho papiraces lisas y marrones.	Profundo	Densa	Limpia	Rápido	Larga	Inofensivo	Poco frágil	Mediana-mente resistente	Semillas	Más o menos 30 m alto, tronco recto, columnar, hasta 1 m de diámetro.	10-1.000 m	Carreteras, parques
ntes ma- ana- pro- mien- el ga-	Pequeñas redondeadas, marrón oscuro rápida germinación.	Superficial	Densa	Ensucia poco	Medio	Larga	Inofensivo	No frágil	Resistente	Semillas	30 m alto, tronco libre de ramas en los primeros 8 m y con un diámetro de 1 m.	10-1.000 m	Parques, carreteras, plazas
as 0- m an- pocas	Pequeñas redondas.		Densa	Ensucia poco	Mediana-mente rápido	Larga	Inofensivo	Poco frágil	Mediana-mente resistente	Semillas	15 m alto tronco derecho y libre de ramas en los primeros metros.	500-1.000 m	Carreteras, parques
12-14 ncho n os- n pu-	Arboles redondeados, tejido esponjoso inestable.	Profundo	Densa	Ensucia poco	Rápido	Media	Inofensivo	Poco frágil	Poco resistente	Semillas	8-12 m alto, tronco derecho y de poco diámetro.	10-900 m	Avenidas, parques, jardines, plazas

CLASIFICACION DE LOS ARBOLES DE SOM











DIBUJO	NOMBRE VULGAR	NOMBRE CIENTIFICO	ORIGEN	PORTE	COPO	HOJAS	FLORES	FRUTOS	SEMI
21 	CAUCHO	<i>Ficus elastica</i> (moraceae)	Exótico	Arbol mediano	Redondeada y extendida	Alternas, simples 10-30 cm de largo, brillantes, glabras, coriáceas, follaje vistoso.	Pequeñas, encerradas en receptáculos globosos.	Globosas compuestas de puestas en pares sésiles en las axilas de las hojas 1-2 cm largo.	Diminutas.
22 	CEDRILLO	<i>Trichilia spodiode</i> (meliaceae)	Autóctono	Arbol pequeño	Redondeada	Alternas, compuestas, pinadas, 10-12 folíolos glabros oblongo-ovalados 4-5 cm largo.	Pequeñas, blancas, dispuestas en panículas auxiliares poco llamativas.	Cápsulas pequeñas, demiscentes, tomentosas de superficie verrucosas 1 cm diámetro 2-3 semillas.	Pequeñas, negras, fáciles de germinación.
23 	CEDRO	<i>Cedrela mexicana</i> (meliaceae)	Autóctono	Arbol grande	Redondeada hasta ligeramente alargada	Alternas compuestas pinnadas, folíolos 10-30 lanceolados, 7-13 cm largo, glabros o ligeramente pubescentes en su cara inferior. Follaje perenne.	6 mm. largo, blancas, olorosas, dispuestas en panículas terminales poco llamativas.	Cápsulas leñosas demiscentes por 5 valvas 4-5 cm largo, semillas numerosas.	Comprimidadas en un fácil germinación.
24 	CEIBA	<i>Ceiba pentandra</i> (bombacaceae)	Autóctono	Arbol grande	Redondeada	Alternas compuestas, digitadas, 5-7 folíolos estrechos acuminados, glabros, verde pálido, 10-12 cm largo, desprende todas sus hojas durante una parte del año.	3-4 cm largo, blanco-amarillentas, abundantes poco llamativas.	Cápsulas oblongas 10-12 cm largo, demiscentes encierran numerosas semillas.	Pequeñas, cas, numerosas, vistas de fibras, livianas, germinación.
25 	CHAGUARAM	<i>Roytonea oleracea</i> (palmae)	Autóctono	Palmera alta	Penacho	Terminales, grandes, iguales, pinatisectas.	Numerosas dispuestas en grandes panículas y protegidas por brácteas.	Drupas oblongas, marrón oscuro.	Pequeñas, oscuras y germinación.
26 	CIPRES (Pino)	<i>Cupressus sempervirens</i> (cupressaceae)	Exótico	Arbol pequeño	Cónica	Opuestas, pequeñas, esca-mosas, aromáticas, perennes.	Dispuestas en pequeños conos en los extremos de las ramitas, no llamativas.	Cápsulas globosas 1-2 cm diámetro, marrones.	
27 	COPEY	<i>Clusia rosea</i> (guttiferae)	Autóctono	Arbol mediano	Ancha y tendida	Opuestas simples casi sésiles redondeadas, obovadas 7-15 cm largo, gruesas, tiesas coriáceas.	Grandes, rosado pálido, escasas.	Cápsulas globosas dehiscentes, 8-12 divisiones 5-6 cm diámetro.	Pequeñas y germinación.
28 	COTOPERIZ	<i>Talisia olivaeformis</i> (sapindaceae)	Autóctono	Arbol mediano	Redondeada	Alternas compuestas pinnadas glabras, 2-4 folíolos elípticos hasta oblongos coriáceos 6-12 cm largo.	Pequeñas, blancas, dispuestas en racimos terminales poco llamativas.	Drupas globosas amarillentas, 2-3 cm largo comestibles.	Una en cada ramita, grandes, fáciles de germinación.
29 	EUCALIPTO	<i>Eucalyptus globulus</i> (myrtaceae)	Exótico	Arbol grande	Irregular	Alternas simples pecioladas coriáceas oval-lanceoladas, glabras verdes brillantes 10-20 cm largo.	Medianas, blancas, casi sentadas, solitarias o en grupos de 3, axilares llamativas.	Cápsulas leñosas turbinadas marrón-negruzcos 2-3 cm diámetro.	Numerosas, feas, negras, fáciles de germinación.
30 	EUCALIPTO	<i>Eucalyptus robusta</i> (myrtaceae)	Exótico	Arbol grande	Ovalada	Alternas, simples oval-lanceoladas, coriáceas gruesas verde oscuro 7-15 cm largo, 3-5 cm ancho.	Medianas, blancas cremosas, agrupadas en umbelas axilares en número de 3 a 10.	Cápsulas leñosas, tronco ovalado 1-2 cm largo.	Numerosas, feas.

Fig. VIII-84. (Continuación).

SOMBRA MAS USUALES EN VENEZUELA

SEMILLAS	SISTEMA RADICAL	SOMBRA	LIMPIEZA	CRECIMIENTO	LONGEVIDAD	SALUBRIDAD	FRAGILIDAD	RESISTENCIA SEQUIA	TIPO REPRODUCCION	DIMENSIONES	ALT. SOBRE NIV. DEL MAR	RECOMENDACION
minutas.	Superficial	Mediana-namente densa	Las hojas ensucian	Mediana-namente rápido	Larga	Inofensivo	No frágil	Poco resistente	Semillas estacas	10-12 m alto, tronco recto corto, se ramifica a poca altura.		Parques, jardines
queñas, redondeadas negras con arillo o, fácil germinación.	Profundo	Densa	Limpia	Medio	Larga	Inofensivo	Poco frágil	Mediana-mente resistente	Semillas	Más o menos 6 m alto, tronco derecho y hasta 20 cm diámetro.	200-1.200 m	Parques, jardines, plazas y calles
mpmridas y alas en un extremo, fácil germinación.	Superficial	Densa	Las hojas ensucian	Rápido	Larga	Inofensivo	Mediana-mente frágil		Semillas	6-20 m alto, tronco recto y libre de ramas hasta la mitad de su altura más o menos 1 m de diámetro.	10-1.000 m	Carreteras, avenidas, parques
queñas, negruzcas, numerosas, protuberancias de fibras sedosas, livianas, fácil germinación.	Superficial	Densa	Ensucia mucho	Mediana-mente rápido	Larga	La pelusa de la semilla produce oftalmia	Mediana-mente frágil	Mediana-mente resistente	Semillas	15-25 m alto, tronco redondeado y abultado en el centro, desprovisto de ramas en los 8-10 primeros m y 1,5 m diámetro.	10-1.000 m	Carreteras
queñas, marrón claro y de fácil germinación.		Escasa	Limpia	Rápido	Larga	Inofensivo	No frágil	Poco resistente	Semillas	Hasta 25 m alto, tronco redondeado recto, más o menos 60 cm diámetro.	10-1.000 m	Carreteras, avenidas, parques, jardines, plazas
	Profundo	Escasa	Limpia	Rápido	Corta	Inofensivo	No frágil	Mediana-mente resistente	Semillas	6-12 m alto, tronco recto y de poco diámetro.	10-2.000 m	Jardines
queñas y de fácil germinación	Superficial	Muy densa	Ensucia	Mediana-mente rápido	Larga	Inofensivo	No frágil	Resistente	Semillas	8-12 m alto, tronco recto y se ramifica a poca altura.	200-1.000 m	Parques, plazas y avenidas
en cada fruto, grandes, redondeadas, fácil germinación.	Profundo	Muy densa	Limpia	Lento	Larga	Inofensivo	No frágil	Resistente	Semillas	8-15 m alto tronco y se ramifica a los 2-3 m.	100-900 m	Avenidas, parques, jardines, carreteras
nerosas, pequeñas, negras, redondeadas, fácil germinación.		Escasa	Limpia	Rápido		Inofensivo	No frágil		Semillas	20 m o más alto tronco recto y poco ramificado.	100-1.000 m	Reforestación parques
nerosas, pequeñas.		Escasa	Limpia	Rápido		Inofensivo	No frágil		Semillas	20 o más m de alto, tronco recto.	100-1.000 m	Reforestación parques

CLASIFICACION DE LOS ARBOLES DE SOME











DIBUJO	NOMBRE VULGAR	NOMBRE CIENTIFICO	ORIGEN	PORTE	COPO	HOJAS	FLORES	FRUTOS	SEMILLA	
31		ACACIA DE SIAM	Cassia siamea (caesalpinia-ceae)	Exótico	Arbol mediano	Ovalada	Alternas compuestas paripinadas 12-20 foliolos oblongos lanceolado glabros por encima y escasamente pubescentes por debajo 4-5 cm largo follaje perenne.	Numerosas amarillas llamativas dispuestas en racimos corimbosos axilares formando grandes panículas erectas 15-30 cm largo.	Legumbres aplanadas casi rectas márgenes abultados puberulosos mas o menos glabras 20-25 cm largo 12 mm ancho.	Aplanadas oscuro brillante 1 cm diámetro.
32		FLOR DE LA REINA	Lagerstroemia speciosa (lythraceae)	Exótico	Arbol pequeño	Redondeada	Alternas simple, largamente lanceoladas 10-15 cm largo glabras cortamente pecioladas.	Rosadas hasta purpúreas 5-7 cm. ancho dispuestas en largas panículas terminales muy vistosas.	Pequeñas comprimidas y aladas en un extremo.	Pequeñas comprimidas y aladas en un extremo.
33		GREVILLA	Grevillea robusta (proteaceae)	Exótico	Arbol mediano	Irregularmente ovalada	Alternas compuestas bipinadas 25-30 cm largo en su parte inferior cubiertas por una pubescencia sedosa y plateada.	Anaranjadas dispuestas en largos racimos terminales.	1-2 en cada fruto comprimidas y aladas livianas fácil germinación.	1-2 en cada fruto comprimidas y aladas livianas fácil germinación.
34		GUACIMO	Guazuma tomentosa (sterculiaceae)	Autóctono	Arbol mediano	Tendida	Alternas simples cortamente peciolados oblongo-lanceolado 4-15 cm largo pubescentes verde grisáceas.	Pequeñas amarillentas dispuestas en cimas axilares.	Numerosas pequeñas redondeadas.	Numerosas pequeñas redondeadas.
35		GUARUPA	Jacaranda filicarpa (Bignoniaceae)	Autóctono	Arbol mediano	Irregularmente ovalada	Opuesta compuestas bipinadas grandes foliolos numerosos sesiles ovalados 1-1,5 cm largo follaje deciduo.	Azul violaceada dispuestas en panículas campanuladas 4-6 cm largo muy vistosas.	Cápsulas leñosas ovaladas márgenes onduladas comprimidas 5-6 cm de largo dehiscientes, partidas.	Numerosas pequeñas aladas en cada germinación.
36		HIGUERO (Mata Palo)	Ficus urbaniana (moraceae)	Autóctono	Arbol grande	Ensanchada	Alternas simples glabras pecioladas 15-20 cm de largo caducas ovaladas.	Pequeñas encerradas en receptáculos globosos.		Pequeñas nudosas.
37		JABILLO	Hura crepitans (euphorbiaceae)	Autóctono	Arbol grande	Redondeada	Alternas simples largamente pecioladas, codiformes, brevemente.	Pequeñas encerradas en receptáculos globosos.		Pequeñas nudosas.
38		LAUREL HIGUITO	Ficus sp (moraceae)		Arbol grande	Redondeada	Alternas simples largamente.	Pequeñas encerradas en receptáculos globosos de color verde.	Siconos globosos de 0,5 cm diámetro.	Pequeñas nudosas.
39		MAMON	Melicocca bijuga (sapindaceae)	Autóctono	Arbol mediano o grande	Redondeada	Alternas compuestas paripinadas 4 foliolos oblongos elípticos glabros 7-11 cm de largo, raquis algunas veces alados follaje perenne.	Pequeñas cremosas fragantes dispuestas en racimos terminales planta poligama flores poco llamativas.	Drupas globosas 2-3 cm diámetro verde comestible producida abundantemente.	1-2 semillas verdosas en cada redondeada fácil germinación.
40		MANGO	Mangifera indica (anacardiaceae)	Exótico	Arbol mediano o grande	Redondeada	Alternas simples lanceoladas glabras coriáceas 10-20 cm de largo follaje perenne.	Pequeñas amarillentas dispuestas en panículas terminales poco llamativas.	Drupas forma tamaño y color diferentes segun las variedades comestibles.	1 semilla grande fácil germinación.

Fig. VIII-84. (Continuación).

SOMBRA MAS USUALES EN VENEZUELA

SEMILLAS	SISTEMA RADICAL	SOMBRA	LIMPIEZA	CRECIMIENTO	LONGEVIDAD	SALUBRIDAD	FRAGILIDAD	RESISTENCIA SEQUÍA	TIPO REPRODUCCION	DIMENSIONES	ALT. SOBRE NIV. DEL MAR	RECOMENDACION
Aplanadas marrón oscuro brillantes, 0,50 cm diámetro.	Profundo	Escasa	No ensucia	Rápido		Inofensivo	Frágil	Poco resistente	Semillas	3-6 m alto.	10-1.000 m	Jardines, parques y avenidas
Pequeñas comprimidas y aladas en un extremo.	Profundo	Escasa	Limpia	Rápido	Media	Inofensivo	Frágil	Poco resistente	Semillas	3-6 m alto.	10-1.000 m	Jardines, parques y avenidas
2 en cada fruto comprimidas y aladas livianas de fácil germinación.		Poco densa	Limpia	Rápido		Inofensivo	No frágil	Mediana-mente resistente	Semillas	Más o menos 15 m alto, tronco recto y ramifica a poca altura.	500-1.600 m	Carreteras, parques y avenidas
Numerosas pequeñas redondeadas.	Profundo	Densa	Frutos ensucian	Rápido	Larga	Inofensivo	No frágil	Resistente	Semillas	6-12 m alto, tronco 30-40 cm diámetro.	10-1.000 m	Reforestación parques
Numerosas comprimidas y aladas de fácil germinación.	Profundo	Poco densa	Flores y hojas ensucian	Medio	Larga	Inofensivo	Poco frágil	Resistente	Semillas	Más o menos 12 m de alto, tronco recto y de poco diámetro.	300-1.000 m	Avenidas, parques, carreteras y jardines
Pequeñas numerosas.	Superficial	Densa	Frutos y hojas ensucian	Rápido	Larga	Inofensivo	Poco frágil	Mediana-mente resistente	Semillas	Más o menos 15 m de alto, tronco corto y grueso.	100-1.000 m	Parques
Pequeñas numerosas.	Superficial	Densa	Frutos y hojas ensucian	Rápido	Larga	Látex cáustico perjudicial a los ojos semillas venenosas	Poco frágil	Mediana-mente resistente	Semillas	Más o menos 15 m de alto, tronco corto y grueso.	100-1.000 m	No es recomendable para fines ornamentales
Pequeñas numerosas.	Superficial	Muy densa	Limpia	Rápido	Larga	Inofensivo	Poco frágil	Mediana-mente resistente	Semillas estacas	Más o menos 15 m de alto, tronco a veces ramificado desde la base.	100-200 m	Parques, carreteras
2 semillas voluminosas en cada fruto donde se da fácil germinación.	Profundo	Muy densa	Frutos ensucian	Lento	Larga	Inofensivo	No frágil	Resistente	Semillas	10-15 m alto, tronco recto libre de ramas en los primeros metros.	10-900 m	Parques, jardines
semilla grande fácil germinación.	Profundo	Muy densa	Frutos y hojas ensucian	Mediano	Larga	Inofensivo	No frágil	Resistente	Semillas	6-2 m de alto, tronco corto y grueso.	10-1.000 m	Jardines








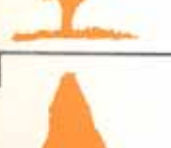


DIBUJO	NOMBRE VULGAR	NOMBRE CIENTIFICO	ORIGEN	PORTE	COPD	HOJAS	FLORES	FRUTOS	SEMIL
41 	MARE-MARE	Cassia grandis (caesalpiaceae)	Autóctono	Arbol mediano o grande	Ancha tendida	Alternas compuestas paripinadas 10-20 pares de folíolos oblongos obtusos tomentosos por debajo 3-5 cm largo.	Rosadas dispuestas en racimos colgantes abundantes y llamativas.	Legumbres cilíndricas 25-60 cm largo y de unos 2-5 cm diámetro indehiscente.	Numerosas ocultas en una amarga coque purg.
42 	MATA RATÓN	Gliricidia sepium (papilionatae)	Autóctono	Arbusto o árbol pequeño	Irregular	Alternas compuestas imparipinadas folíolos 7-15 ovalados o elípticos 3-5 cm largo glabros verde claro por encima y con manchas bronceadas en la cara inferior.	2-3 cm largo rosadas dispuestas en racimos auxiliares llamativas abundantes.	Legumbres delgadas 10-15 cm largo 1,5 cm ancho dehiscente con pocas semillas aplanadas.	Semillas pequeñas redondeadas germinación.
43 	MUÑO	Anacardium rhinocarpus (anacardiaceae)	Autóctono	Arbol grande	Alargada	Alternas simples oblongas obadas 15-25 cm largo redondeadas en ápice glabras follaje perenne.	Pequeñas cremosas dispuestas en largas panículas terminales poco llamativas.	Nuez pequeña reniforme verde con una semilla nuez sostenida por un pequeño peciolo carnoso comestible.	Semillas grandes en cada tr germinación.
44 	PALMA DEL VIAJERO	Ravenala madagascariensis (musaceae)	Exótico	Pequeño	Forma de abanico	Muy grandes parecida a la del cambur dispuestas en dos filas (distica) decorativa.	Grandes protegidas por brácteas arregladas en dos filas a lo largo del eje de la inflorescencia.	Cápsulas duras, leñosas.	Semillas numerosas del tamaño pequeño cubiertas por una sustancia alga.
45 	PALO DE MARIA	Triplaris caracasana (polygonaceae)	Autóctono	Arbol grande	Irregularmente alargada	Alternas simples 15-25 cm largo y 7-15 ancho ovalados u oblongos acuminados glabras.	Dioica flores dispuestas en espigas poco llamativas perianto persistentes y acrecentes.	Pequeñas envueltas por un perianto grande con 4-5 alas muy desarrolladas rojas muy llamativas.	1 semilla en cada fruto pequeño redondeado.
46 	PARA-PARA	Sapindus saponaria (sapindaceae)	Autóctono	Arbol mediano	Redondeada	Alternas compuestas imparipinadas 5-15 folíolos ovalados u oblongos acuminados glabros 5-10 cm largo raquis algunas veces alado.	Pequeñas blancuecinas polígamas dispuestas en largas panículas terminales poco llamativas.	Drupas globosas amarillas 1-1,5 cm diámetro amargas y contiene saponina.	Una semilla en cada fruto estéril gras lisas de fácil germinación.
47 	PAROILLO	Cordia alliodora (boraginaceae)	Autóctono	Arbol grande	Alargada	Alternas simples oblongas lanceolada 8-15 cm largo con una pubescencia muy fina.	Flores pequeñas blancas fragantes reunidas en largas panículas terminales muy llamativas.	Pequeños globosos secos cáliz acrecente y persistentes y sirve para la diseminación.	Pequeñas.
48 	PINO AUSTRALIANO	casuarina equisetifolia (casuarinaceae)	Exótico	Arbol mediano o grande	Cónica	Reducidas a pequeñas escamas dispuestas en los nudos de las ramitas verticiladas.	Monoicas flores masculinas espigas pequeñas terminales flores femeninas en las axilas ambos tipos de flores son poco llamativas.	Redondeados y en forma de cono 1-2 cm diámetro marrón oscuro cubiertos por pequeñas protuberancias.	Pequeñas subaladas y pida germinación.
49 	POMAGAS	Syzygium jambos (myrtaceae)	Exótico	Arbol mediano	Ovalada	Opuestas simples lanceoladas follaje perenne.	Medianas rojas caulinares llamativas.	Bayas globosas 3-5 cm diámetro rojas comestibles.	1 en cada grande.
50 	ROSA DE MONTANA	brownea grandiceps (caesalpiaceae)	Autóctono	Arbusto o árbol pequeño	Irregular	Alternas compuestas paripinadas folíolos numerosos largamente acuminados lanceolados u oblongos 8-12 cm largo.	Rosadas dispuestas en grandes pseudocabezuelas caulinas muy llamativas.	Legumbres leñosas y aplanadas más o menos 20 cm largo 4 cm ancho dehiscentes.	Grandes marcuadrangulares germinación.

Fig. VIII-84. (Continuación).

SOMBRA MAS USUALES EN VENEZUELA

SEMILLAS	SISTEMA RADICAL	SOMBRA	LIMPIEZA	CRECIMIENTO	LONGEVIDAD	SALUBRIDAD	FRAGILIDAD	RESISTENCIA SEQUIA	TIPO REPRODUCCION	DIMENSIONES	ALT. SOBRE NIV. DEL MAR	RECOMENDACION
Numerosas marroñas oscuro envueltas en una pulpa amarga con propiedades purgativas.	Profundo	Mediana-mente densa	Ensucian poco	Rápido	Larga	Inofensivo	Poco frágil	Mediana-mente resistente	Semillas	10-15 m alto, tronco recto corto se ramifica a poca altura.	200-900 m	Parques, jardines
Semillas pequeñas redondeadas rápida germinación aplastadas.	Profundo	Poco densa	Follaje caduco	Rápido	Mediana	Posee principios venenosos	Frágil	Resistente	Semillas estacas	3-6 m alto, tronco 15-20 cm diámetro.	10-1.000 m	Poste vivo en cercas de alambre y carreteras
Semillas grandes una en cada fruto fácil germinación.	Superficial	Densa	Hojas ensucian	Mediano	Larga	Inofensivo		Resistente	Semillas	20-30 m alto, tronco recto corto se ramifica a poca altura.	10-900 m	Carreteras, parques
Semillas numerosas del tamaño de una pequeña caraota cubiertas por una sustancia algodonosa.		Escasa	Frutos ensucian	Lento	Larga	Inofensivo	No frágil	Poco resistente	Semillas estacas	4-6 m alto.	100-1.000 m	Parques, jardines plazas
Una semilla en cada fruto pequeña y redondeada.	Profundo	Poco densa	Hojas ensucian	Mediano	Larga	Inofensivo	No frágil	Poco resistente	Semillas	12-20 m alto tronco recto y delgado.	100-900 m	Parques, carreteras plazas
Una semilla en cada fruto esféricas negras lisas duras de fácil germinación.	Profundo	Densa	Frutos ensucian	Lento	Larga	Frutos venenosos	No frágil	Mediana-mente resistente	Semillas	8-12 cm alto tronco recto y de unos 25-40 cm diámetro.	10-900 m	Carreteras, parques
Pequeñas.	Profundo	Densa	Hojas ensucian	Mediano	Larga	Frutos con pelos irritantes	No frágil	Resistente	Semillas	10-20 m alto, tronco recto y de 35-40 cm diámetro.	400-1.200 m	Avenidas, parques carreteras, reforestación
Pequeñas livianas abaladas fácil y rápida germinación.	Superficial	Poco densa	Limpia	Rápido	Mediana	Inofensivo	No frágil	Poco resistente	Semillas	15-25 cm alto, tronco recto 30-40 cm diámetro.	0-2.000 m	Reforestación, parques
Una semilla en cada fruto grande.	Profundo	Densa	Limpia	Mediano	Larga	Inofensivo	No frágil	Poco resistente	Semillas	6-8 m alto tronco recto corto se ramifica desde los 1,2 m.	100-1.600 m	Jardines, carreteras
Grandes marrón claro cuadrangulares fácil germinación.	Profundo	Poco densa	Limpia	Lento	Larga	Inofensivo	No frágil	Poco resistente	Semillas	4-5 m alto y se ramifica desde la base.	400-900 m	Parques, plazas jardines

8.5.3. PRODUCCION, PREDICCION Y PREVENCIÓN DEL RUIDO EN LAS CARRETERAS

El hombre, como todo organismo vivo, busca a mantenerse en armonía ecológica con su planeta. Sin embargo, muchas de las actividades por él creadas tienden a alterar su medio ambiente.

En relación a la construcción de carreteras y a su uso por los vehículos, la producción de humos, el envenenamiento de la atmósfera con el monóxido de carbono, invisible e inodoro, y la emisión de ruidos, perturban y deterioran la salud humana.

De la misma manera que la contaminación con los humos y gases venenosos, la contaminación del paisaje con ruidos deberá ser remediada en un futuro próximo mediante el mejoramiento de los motores. Sin embargo, el ruido es un contaminante muy peculiar que acompaña siempre a los vehículos que utilizan las carreteras, altera el paisaje y afecta a la estética de la vía ⁷³.

De una u otra manera, la mayoría de las personas están expuestas a los ruidos provenientes de las carreteras; el grado como éste las puede incomodar depende de la sensibilidad de cada una de ellas y de la actividad que es interferida: lo que para una persona puede ser ruido, para otra puede ser agradable; el mismo sonido puede ser aceptable en determinado momento, pero indeseable en otras circunstancias. Los ruidos pueden interferir con la comunicación verbal y con la percepción de otras señales sonoras; pueden trastornar el sueño y el descanso y ser causantes de profundas molestias, llegando en casos a crear desasosiego en el trabajo y hasta a ocasionar sensaciones dolorosas ⁷⁴.

Es por todo esto que, desde las etapas iniciales del proyecto de una carretera, debe prestarse atención a la producción de los ruidos y a los recursos para mitigarlos.

Definido el ruido como todo sonido inarticulado, confuso y no deseado, su medida implica no solamente la de los caracteres físicos del sonido, sino también la de los efectos psicológicos y fisiológicos que produce ⁷⁵.

Para medir la perturbación ocasionada por un ruido, los parámetros más importantes a considerar son los siguientes: 1) el nivel de presión sonora; 2) la distribución espectral de dicha presión en el rango de frecuencias audibles; 3) su variación en el tiempo; 4) el nivel sonoro del ruido de fondo, y 5) el tipo de ambiente en que se produce y las condiciones del espacio afectado.

El nivel de presión sonora, empleándose la palabra nivel para significar una escala de medida logarítmica ⁷⁶, se puede estudiar tanto desde un punto de vista físico, es decir, como la transmisión de energía asociada con la propagación de la onda, como desde el punto de vista de las sensaciones que el ruido produce.

Considerado en el aspecto físico, se define como *intensidad del sonido* a la cantidad de energía que en la unidad de tiempo atraviesa la unidad de superficie del medio que se considera.

Bajo el aspecto de las sensaciones que produce, el nivel sonoro global es el resultado de la medida efectuada con un instrumento que tenga en cuenta la sensibilidad del oído humano para las diversas frecuencias, pues siendo que el oído humano registra las presiones sonoras de alta frecuencia más enfáticamente que las de baja, si el oído percibe una alta frecuencia del mismo nivel que una baja, registrará la alta frecuencia a un mayor nivel.

Como quiera que para fines prácticos el cuadrado del nivel sonoro es proporcional a la intensidad del sonido, para medir los niveles sonoros se utiliza una escala logarítmica de intensidades. Esta escala se define en unidades llamadas *decibeles* y el nivel de presión sonora viene dado por la relación $L = 20 \log_{10} (p/p_0)$, donde p es la presión sonora efectiva o raíz del valor medio de los cuadrados de la presión sonora y p_0 la intensidad que se toma como patrón ($0,0002 \text{ dinas/cm}^2$). Como el valor de L varía con la distancia de la fuente sonora, su valor siempre deberá ir acompañado de una indicación de dicha distancia.

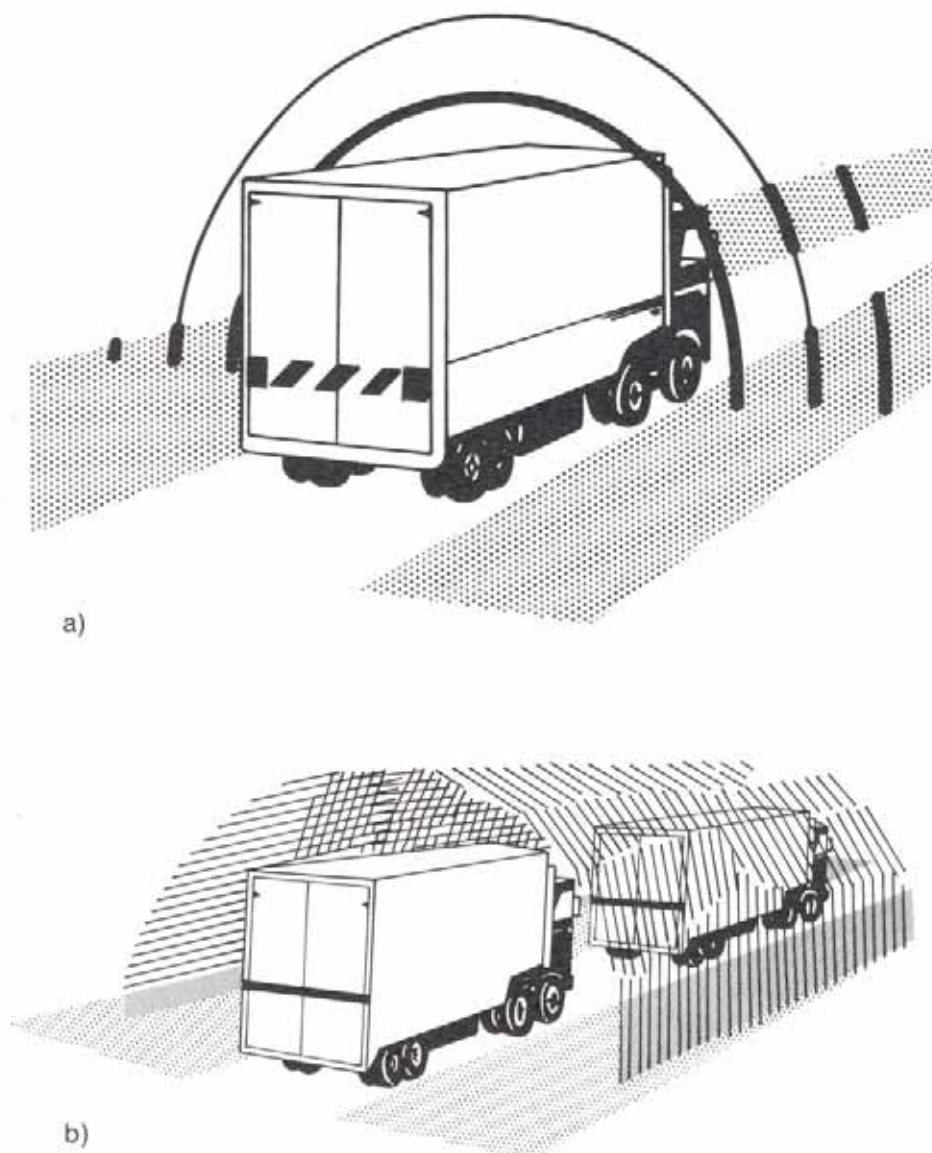
La *distribución espectral del nivel de presión sonora* da la distribución de la energía sonora para diversas frecuencias ya que, como se dijo antes, a igualdad de nivel sonoro global la perturbación provocada por el ruido es distinta según las frecuencias que prevalezcan. Para ciertos fines, se acostumbra segmentar el nivel sonoro en distintos rangos de frecuencia; para el estudio de los ruidos, se prefiere disponer de un solo número que lleve a una frecuencia ponderada. En tal sentido, se han desarrollado diferentes redes ponderadas de frecuencia, habiéndose encontrado que muchos sonidos, al ser medidos en la red designada «A», son subjetivamente apreciados como iguales en ruidosidad cuando sus niveles de presión sonora son de igual magnitud.

Para facilitar la medición de niveles de presión sonora se utilizan aparatos denominados *sonómetros*, con una escala graduada en decibeles A (dBA).

El tercer parámetro de importancia en la descripción de un ruido es su *variación en el tiempo*. De la misma manera que las personas responden diferentemente a ruidos de diversa frecuencia, también lo hacen a ruidos de distintas características temporales. Ruidos del mismo nivel A, pero de diferente duración, son apreciados como de distinta ruidosidad.

En la mayoría de las situaciones de tráfico se pueden considerar dos tipos de características temporales en las señales sonoras. El primer caso corresponde al paso de un solo vehículo, lo cual produce una señal sonora uniformemente continua que se eleva desde cierto ruido ambiental residual hasta el máximo, decayendo luego de la misma forma. Este tipo de ruido puede ser descrito por el nivel máximo producido y la duración entre dos puntos, uno a cada lado del máximo. El segundo tipo de señal sonora es el producido por muchos vehículos combinados. En este tipo de ruido, el sonido de cualquier vehículo es inseparable del de los demás, aunque el ruido producido por ciertos vehículos significativamente ruidosos, tales como los camiones diesel, puede sobreponerse al de los automóviles. La mejor manera de describir este ruido es utilizando parámetros estadísticos ⁷⁵⁻⁷⁷.

Una manera conveniente de expresar el nivel de distribución, para el caso de ruido generalizado, es en término de los percentiles de una distribución acumulativa. Los puntos de interés de la distribución se designan por el nivel que es excedido un cierto porcentaje del tiempo, y para indicarlos se escribe un sub-índice a la letra L que indica el nivel sonoro. Así, el nivel medio que ocurre solamente la mitad del tiempo se indicaría por L_{50} . Otros dos valores usuales son L_{90} y L_{10} , que corresponden a ruidos que son excedidos un 90 por ciento del tiempo o un 10 por ciento, respectivamente ⁷⁸. El primero de ellos se utiliza como medida del ruido ambiental, en tanto que el segundo como una medida de un valor que no debe ser excedido.



*Fig. VIII-85. Diversos tipos de señales sonoras.
a. Fuente sonora puntual. b. Fuente sonora lineal.*

8.5.3.1. Producción de los ruidos en las carreteras

De todas las fuentes de ruidos a las que el hombre está expuesto, una de las más conspicuas es la asociada con los vehículos a motor. Camiones, automóviles y motocicletas son productores de ruidos.

Quizá la mejor manera de jerarquizar los problemas que se presentan cuando se trata de clasificar las fuentes de ruidos en las carreteras sea observando la figura VIII-86, elaborada en base a datos reunidos por el Departamento de Carreteras de California ⁷⁹.

En ella se relaciona el nivel sonoro medido a 15 metros del eje de la trayectoria del vehículo con el porcentaje de vehículos que exceden dicho nivel.

De la figura, dos cosas son evidentes: 1) a medida que la velocidad aumenta, el nivel de los ruidos generados por los automóviles y camiones aumenta drásticamente, y 2) bajo condiciones de operación similares, los camiones producen mayores niveles sonoros que los automóviles.

Centrando la atención en los distintos tipos de vehículos a motor que utilizan las carreteras, las principales fuentes de los ruidos ocasionados por ellos son las siguientes ⁸⁰:

- El motor.
- El sistema de admisión.
- El sistema de escape.
- El sistema de ventilación.
- El chasis.
- Los neumáticos.
- Las ráfagas de aire.

Los ruidos mecánicos y de combustión producidos por la rápida elevación de la presión en la cámara del motor, así como los ruidos del sistema de escape, son irradiados a través de las vibraciones del motor y demás accesorios a él fijados, tubos de escape y silenciadores de dicho sistema; el ruido en la admisión de aire es el creado por la columna de aire que circula dentro del motor; el ventilador, que debe

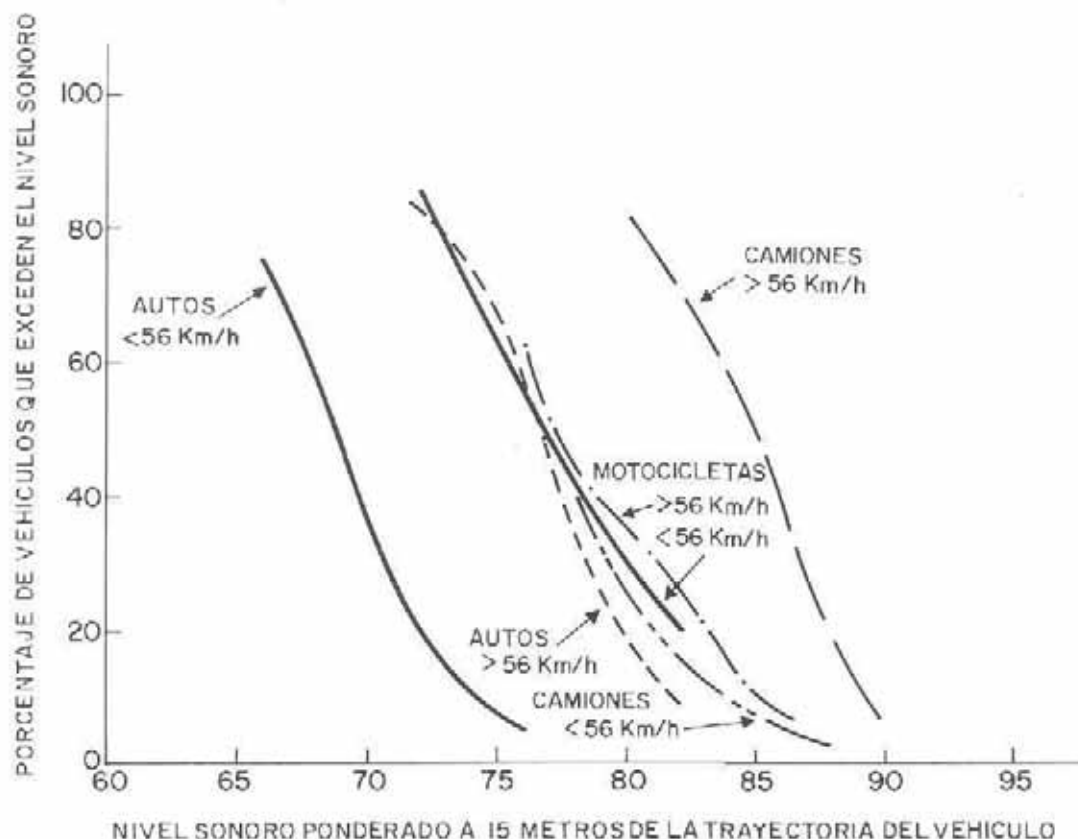


Fig. VIII-86. Ruidos emitidos por el sistema de escape de motores diesel.

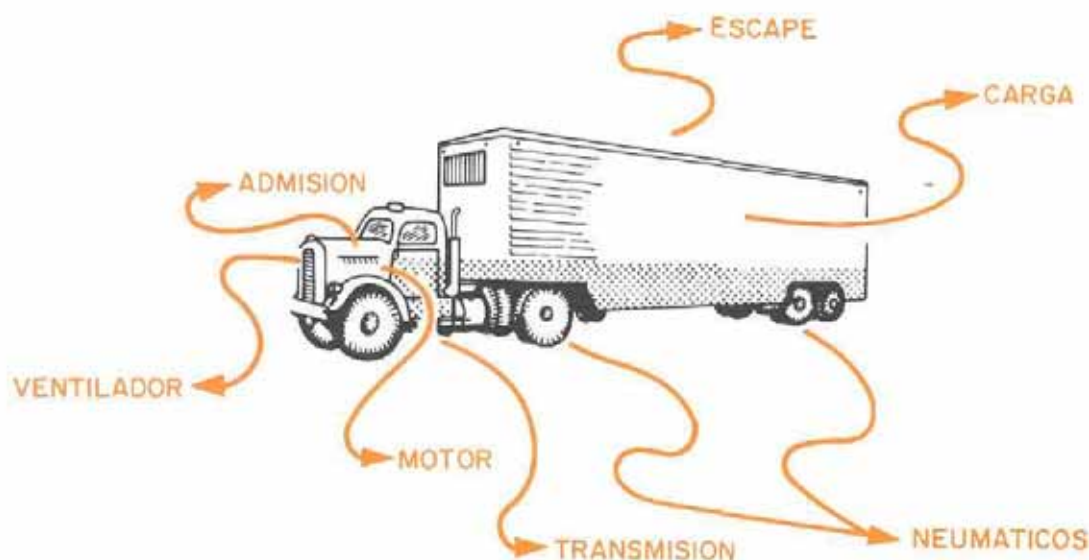


Fig. VIII-87. Fuentes de emisión de ruidos por un camión diesel.

mover grandes cantidades de aire, genera altos niveles de ruido y, finalmente, los ruidos provenientes del chasis, neumáticos y ráfagas de aire a altas velocidades pueden ser considerables.

- * De estas fuentes productoras de ruidos, las dos más importantes son el sistema de escape y el sistema neumáticos-

pavimento. Si el sistema de escape está provisto de adecuados silenciadores, su contribución al ruido no es más de un 10 a un 15 por ciento del total que produce el vehículo. La importancia de los ruidos producidos por el sistema neumáticos-pavimento puede apreciarse en la figura VIII-88.

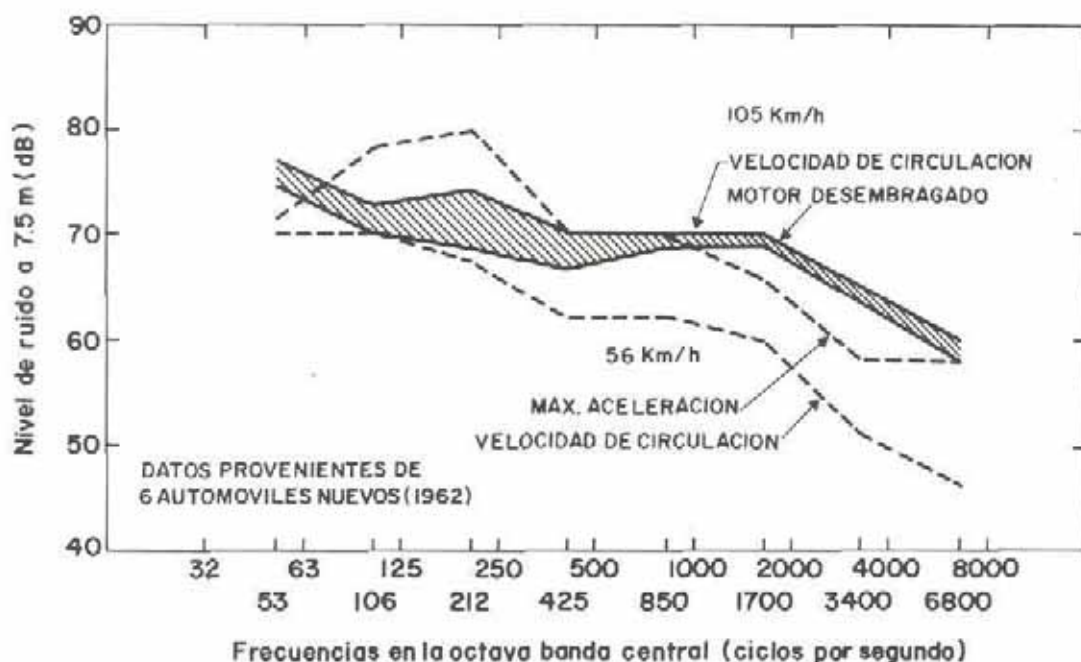


Fig. VIII-88. Ruidos provenientes de automóviles.

En la figura, la banda rayada destaca la diferencia entre los espectros medidos en carros viajando a 105 kilómetros por hora y los espectros de carros corriendo con el motor desembragado. La banda rayada destaca, por consiguiente, que el ruido es debido principalmente a la interacción neumáticos-pavimento e independiente de la operación del motor.

8.5.3.2. Predicción del ruido en las carreteras

Para el proyectista de una carretera, una de las interrogantes que surge más frecuentemente es cómo el nivel de ruidos de la carretera afectará a los usuarios de las propiedades adyacentes a la vía. Es por ello que se plantea la necesidad de poder predecir estos ruidos, a fin de poder considerarlos durante la etapa de proyecto y establecer las medidas necesarias para su reducción a niveles aceptables por el oído humano. En algunos casos, esto podrá lograrse colocando barreras, o deprimiendo o elevando la carretera. En los casos extremos, podrá llegar a ser necesario una relocalización de la vía.

Diversos métodos se han propuesto para predecir los ruidos provenientes de una carretera ^{78, 81, 82}. En todos ellos, como información básica para poder predecir los ruidos se requieren tres tipos de parámetros: los referentes al tráfico, a la vía en sí y a las características del observador.

A lo largo de una carretera el ruido es raramente constante: cambia de minuto a minuto, tanto en intensidad como en frecuencia, siendo proporcional al volumen de tráfico que utiliza la vía y dependiendo de la distribución direccional del tráfico, de su composición, de la velocidad de proyecto y de las características geométricas de la carretera, especialmente en cuanto a su pendiente.

Los parámetros del tráfico reflejan una situación idealizada de todas estas variables a través de los valores de volumen de tráfico, composición y velocidad.

Las características de la vía se agrupan en cinco parámetros: ancho de la calzada, configuración vertical de la sección en relación a los terrenos adyacentes (sección elevada o deprimida), características de fluidez del tráfico impuestas por el diseño de la carretera, pendientes y rugosidades de la superficie del pavimento.

En cuanto al observador, su posición respecto al segmento de carretera analizado, tal como distancia y elevación relativa, amplitud del ángulo subtendido por el segmento y presencia de barreras entre la fuente de ruido y su posición, son los parámetros a tener en cuenta.

Las tres Referencias anteriormente citadas presentan en detalle los procedimientos a seguir y las tablas y nomogramas a usar para predecir los ruidos, todo ello basado en estudios experimentales y sobre modelos. El lector interesado debe recurrir a dichas Referencias o a las que aparezcan posteriormente, para aplicar estas técnicas a un proyecto.

8.5.3.3. Prevención del ruido en las carreteras

El problema derivado de la producción de ruidos en la carretera es un problema complejo y hasta el momento no existe una solución simple ni económica para resolverlo. Sin embargo, aunque de momento es imposible la eliminación total de los ruidos, se puede lograr una disminución considerable coordinando esfuerzos en varias direcciones. Esto requiere una aproximación sistemática, atacando el problema desde tres ángulos: la fuente de los ruidos, el uso de la tierra en las proximidades de la carretera y las características del proyecto de la vía.

La limitación de los ruidos en la fuente de producción, o sea, en los vehículos en sí, es, a todo punto de vista, la manera más afectiva de solucionar los problemas que se están tratando.

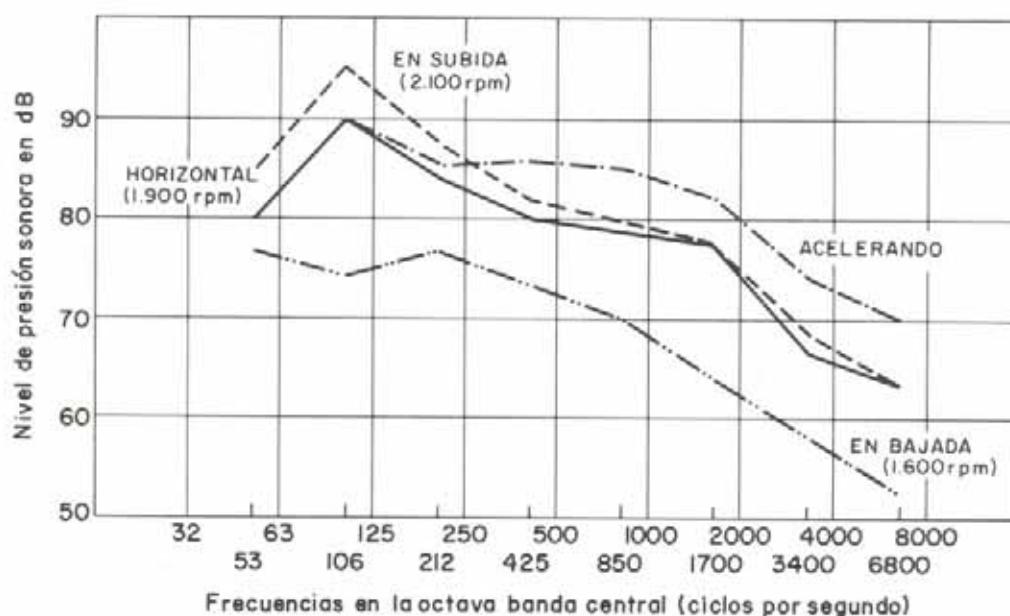


Fig. VIII-89. Ruidos producidos en una carretera para distintas condiciones de operación.

El creciente número de investigaciones que se están llevando a cabo en este sentido^{83, 84, 85} y las presiones regulatorias que se empiezan a aplicar a los fabricantes hacen pensar que los ruidos mecánicos generados por los vehículos automotores serán significativamente reducidos. Más difícil parece ser el lograr rebajar los ruidos producidos por los neumáticos de los grandes camiones, aunque también en este sentido se vienen realizando esfuerzos^{80, 86} que deberán conducir a resultados satisfactorios.

El segundo enfoque para la solución del problema de los ruidos consiste en controlar el uso de la tierra en los lugares donde el ruido puede ocasionar molestia o perjuicio. Esto no significa que la tierra habrá de dejarse vacante, pues existen numerosas actividades comerciales e industriales que pueden coexistir con un medio ruidoso y otras que pueden instalarse previo un estudio de localización y diseño acústico adecuado de los edificios⁸⁷.

La tercera forma de atacar el problema, el diseño de las vías en relación a las áreas adyacentes, requiere especial atención por parte del ingeniero proyectista para no sobrepasar los niveles de ruidos establecidos por las normas del lugar⁸⁸. Algunas veces, las medidas que se apliquen podrán entrar en conflicto con otros objetivos sociales o ambientales; por ejemplo, una pared construida como barrera contra el ruido puede ofrecer un aspecto estético adverso, un sector de carretera deprimida puede aminorar el impacto de los ruidos en la vecindad, pero aumentar la concentración de aire contaminado en la carretera. Las posibilidades de estos efectos deben estudiarse cuidadosamente en cada caso y la decisión tomarse sólo después de establecer que la medida escogida superará a cualquier efecto adverso.

Relacionado con el diseño de la vía, diferentes técnicas han venido utilizándose para reducir los ruidos indeseables provenientes de la carretera^{89, 90}.

Una barrera masiva rígida puede constituir un medio positivo para mermar la propagación de los ruidos, depen-

TABLA VIII-25. NIVELES DE RUIDOS ACEPTABLES. CRITERIOS DE DISEÑO RECOMENDADOS⁷⁸

Tipo de estructura	Interior/ Exterior	L ₅₀ (dBA)		L ₁₀ (dBA)	
		Día	Noche	Día	Noche
1. Residencias	I	45	40	51	46
2. Residencias	E	50	45	56	51
3. Escuelas	I	40	40	46	46
4. Escuelas	E	55	—	61	—
5. Iglesias	I	35	35	41	41
6. Hospitales	I	40	35	46	41
7. Casas de Convalencia	E	50	45	56	51
8. Oficinas	I	50	50	56	56
9. Teatros	I	40	40	46	46
10. Hoteles	I	50	45	56	51

I = Interior; E = Exterior

diendo su efectividad de la altura relativa de la barrera, la fuente generadora del ruido, la naturaleza del área afectada y la distancia entre la barrera y dicha área. En general, se ha encontrado que tanto la altura de la barrera como su mayor proximidad a la fuente del ruido o al área afectada aumenta su poder antiruido.

Otra técnica que se ha empleado para reducir los ruidos consiste en deprimir o en elevar la plataforma de la carretera. La diferencia de nivel constituye una especie de escudo que contribuye a limitar la propagación de los ruidos.

Otro recurso, la colocación de setos de árboles, arbustos y matorrales adyacentes a la carretera, no ha probado ser un medio eficaz para la reducción del nivel de ruidos, a menos que sean muy densos y formen una barrera de gran profundidad.

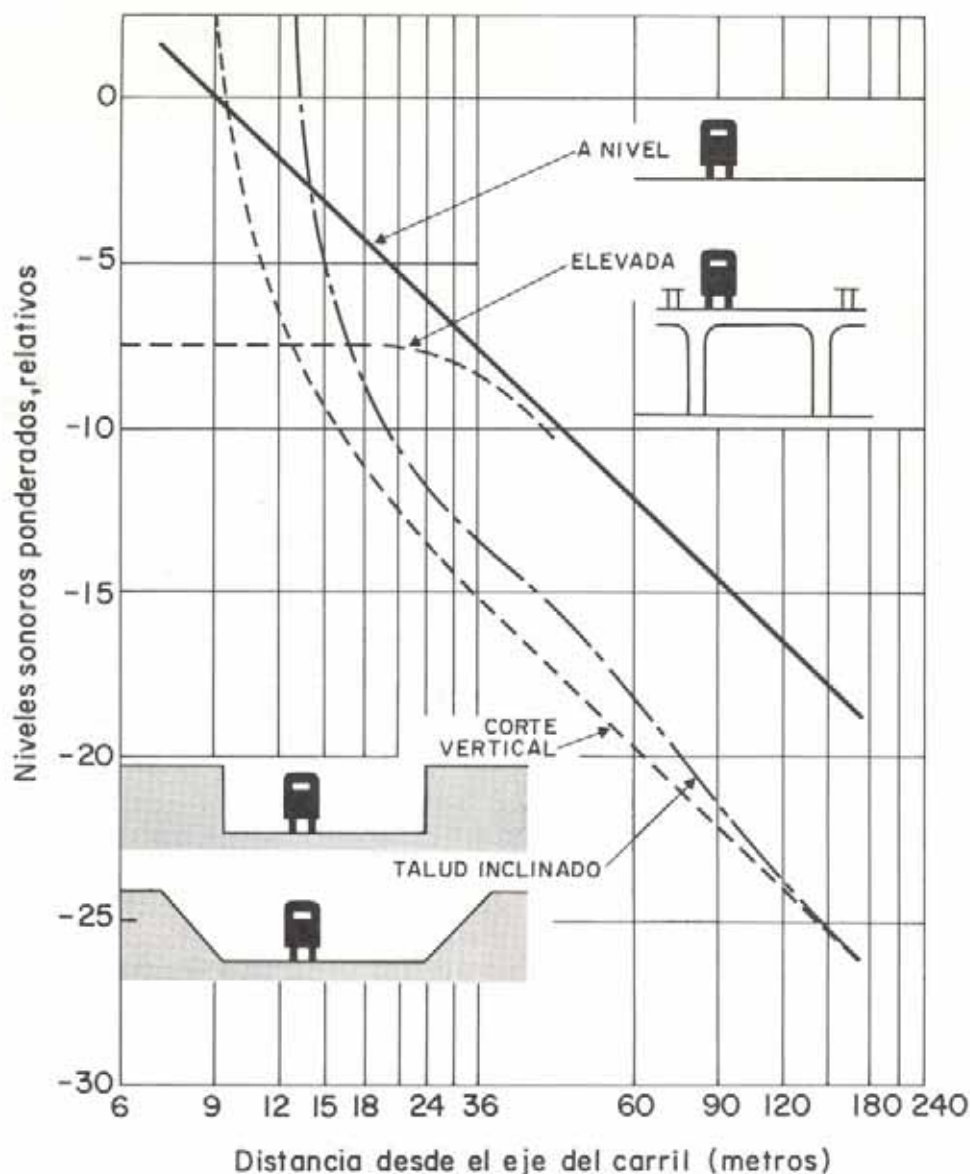


Fig. VIII-90. Efecto de la configuración de la carretera en la reducción de los ruidos transmitidos.

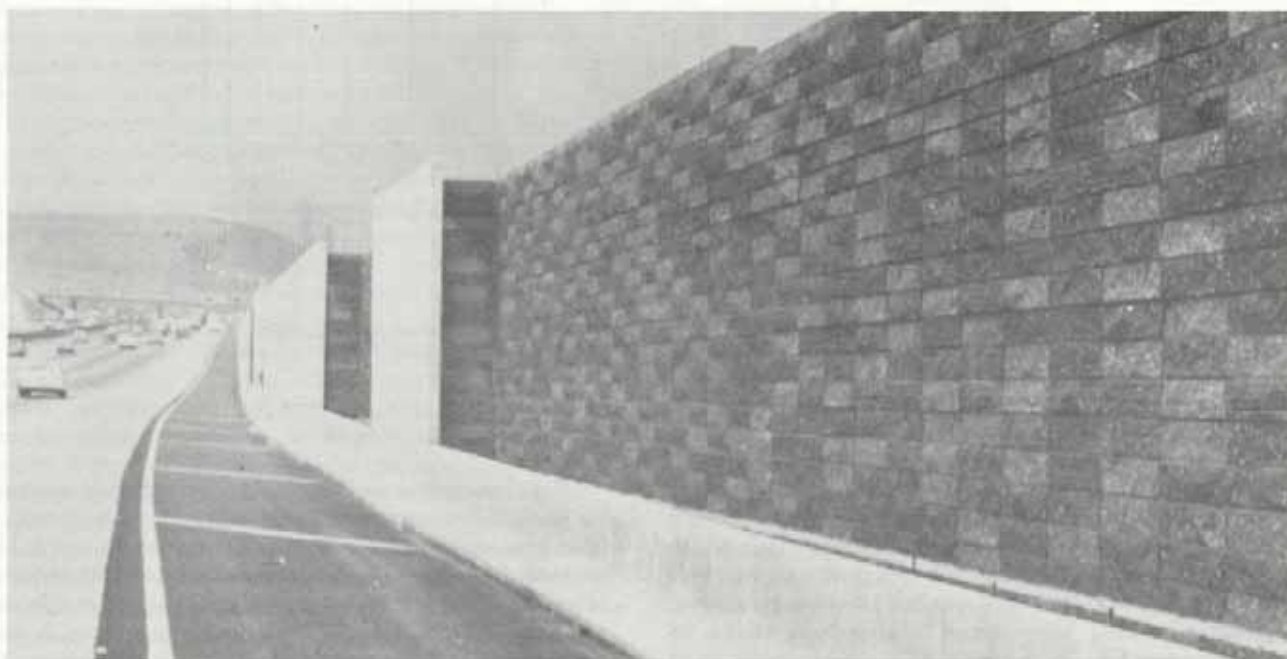
De los tres sistemas descritos, se ha comprobado que el más efectivo es el de las barreras^{91, 92, 93}. Estas pueden ser de cualquier forma con tal que sean sólidas y macizas. De ellas, la más aceptable económica y visualmente es la formada por una berma de tierra con sus taludes sembrados, de aproximadamente 1,80 metros de altura, colocada a lo largo de las crestas de los cortes en las vías deprimidas, o de mayor altura en terrenos planos.

Para medir la efectividad de la altura de las barreras se han desarrollado los nomogramas que se presentan en la figura VIII-92^{94, 95}.

El primero de ellos da los niveles sonoros máximos aceptables provenientes de camiones y el segundo permite calcular la atenuación del ruido mediante barreras.

Para usar estos nomogramas se dibuja previamente, a escala, la sección transversal de la vía y en ella se traza una recta que una el epicentro de la fuente sonora con la altura de oído del receptor que estuviera situado en la ventana de la edificación más próxima. En este dibujo se puede medir la distancia A desde la fuente sonora a la barrera, la distancia B desde la barrera al receptor y la altura acústica H de la barrera en relación a la recta trazada. Además, generalmente se toma como 1,80 m la altura de la fuente sonora sobre el pavimento y como 2,10 la altura de oído del receptor.

Utilizando el nomograma, de las distancias A y B se determina la relación V/H. Según que la altura acústica de la barrera sea positiva o negativa, es decir, esté por encima



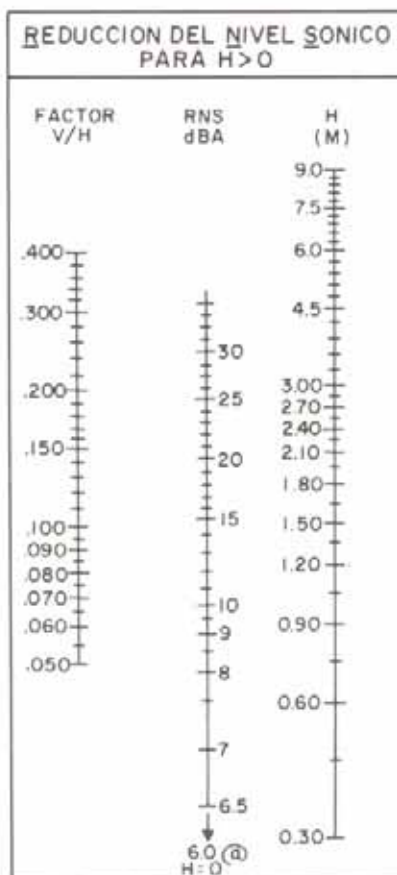
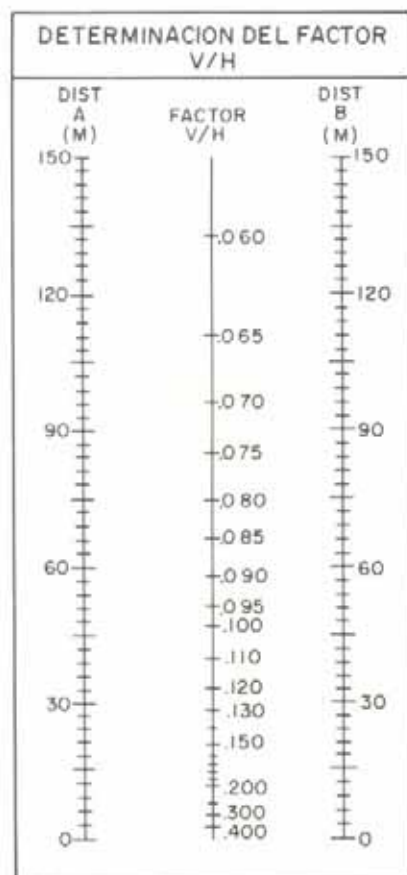
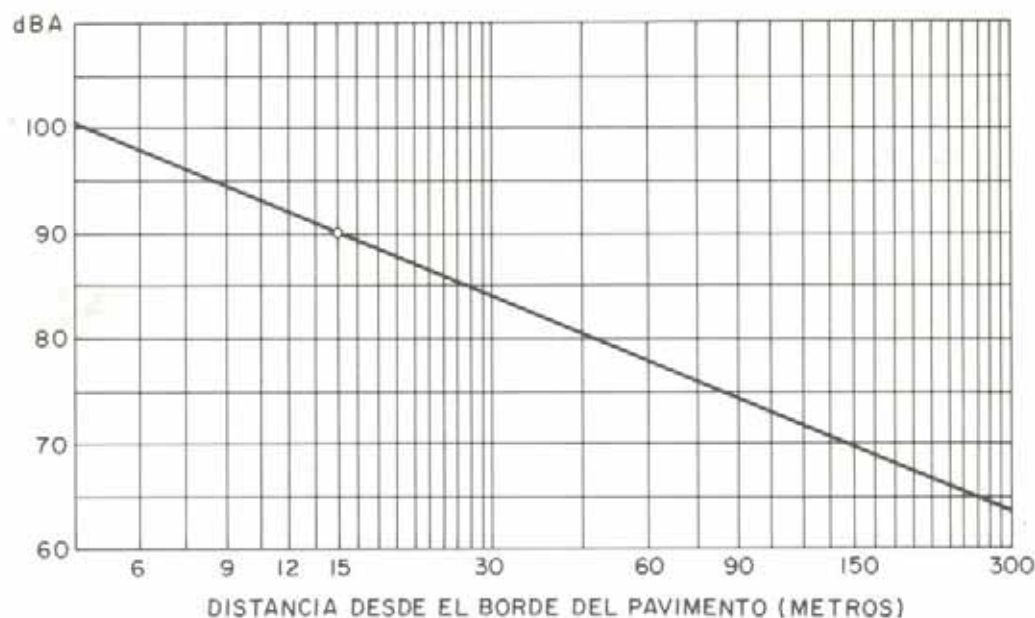
Fotografías cortesía del Transportation Research Board.

Fig. VIII-91. Distintos tipos de barreras anti-ruídos.

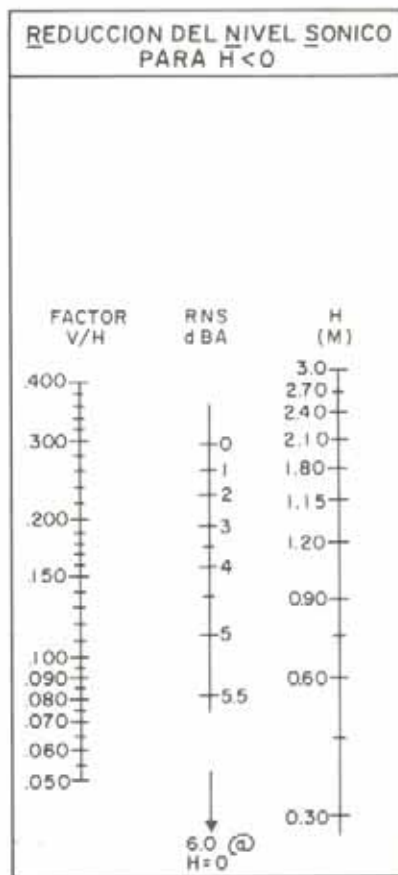
o por debajo de la línea trazada en la sección transversal, se utilizará el nomograma *a* o *b*, respectivamente, para calcular el nivel de reducción de ruido.

Tres casos, correspondientes a diversas posiciones de calzada en relación al observador, han sido representados como ejemplos de aplicación en la figura VIII-93.

NOMOGRAMA PARA VEHICULOS DE MAS DE 2700 KILOGRAMOS DE PESO



- a -



- b -

Fig. VIII-92. Nomogramas para calcular la reducción de los ruidos debida a la colocación de barreras.



NOTA
LA ALTURA DE LA BARRERA ES LA PORCION H SOBRE LA LINEA QUE UNE EL EPICENTRO DEL RUIDO CON LA ALTURA DE OIDO DEL RECEPTOR

ESCALA
0 10'

Fig. VIII-93. Ejemplo de cálculo de la reducción de ruidos mediante barreras, en carreteras en terreno plano.

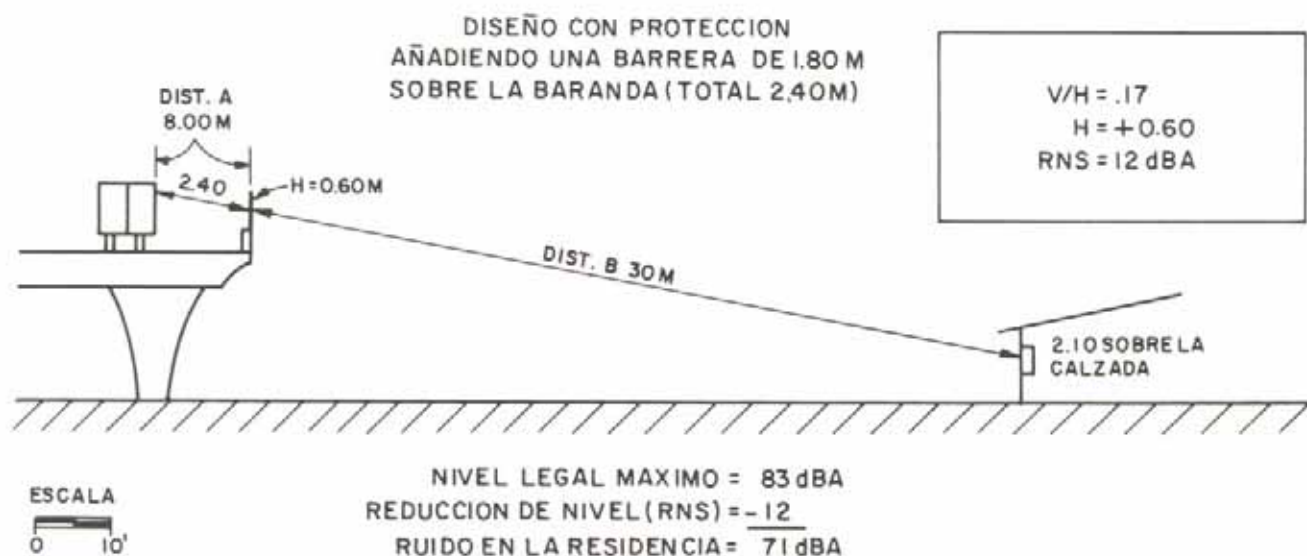


Fig. VIII-93. (Cont.). Ejemplo de cálculo de la reducción de ruidos mediante barreras, en carreteras elevadas.

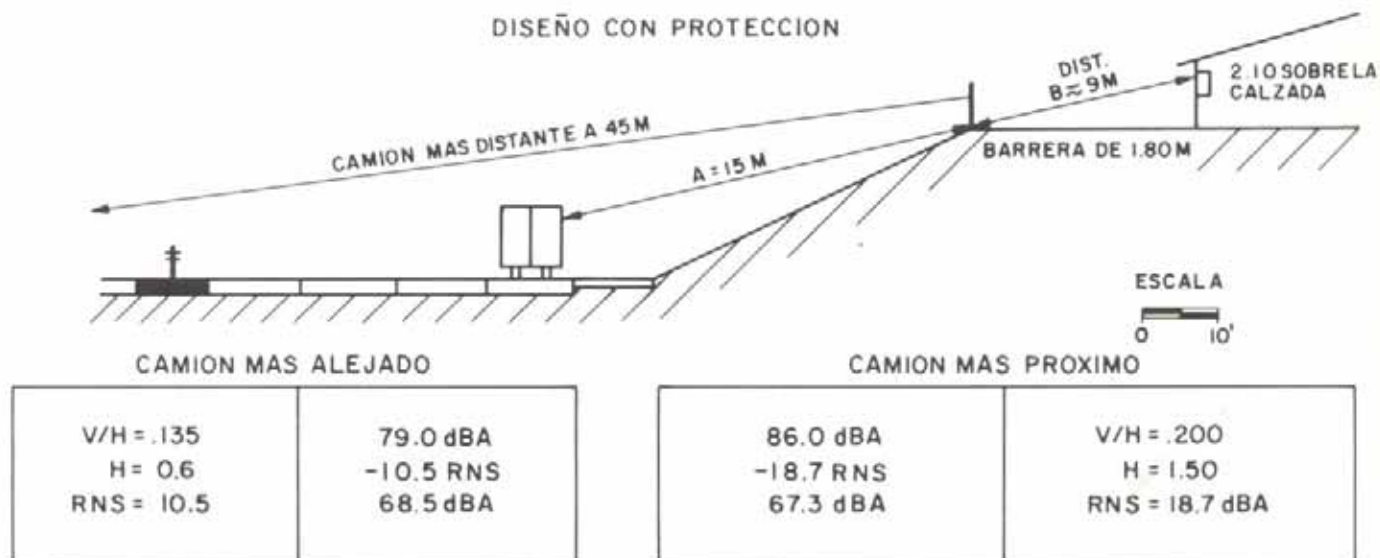
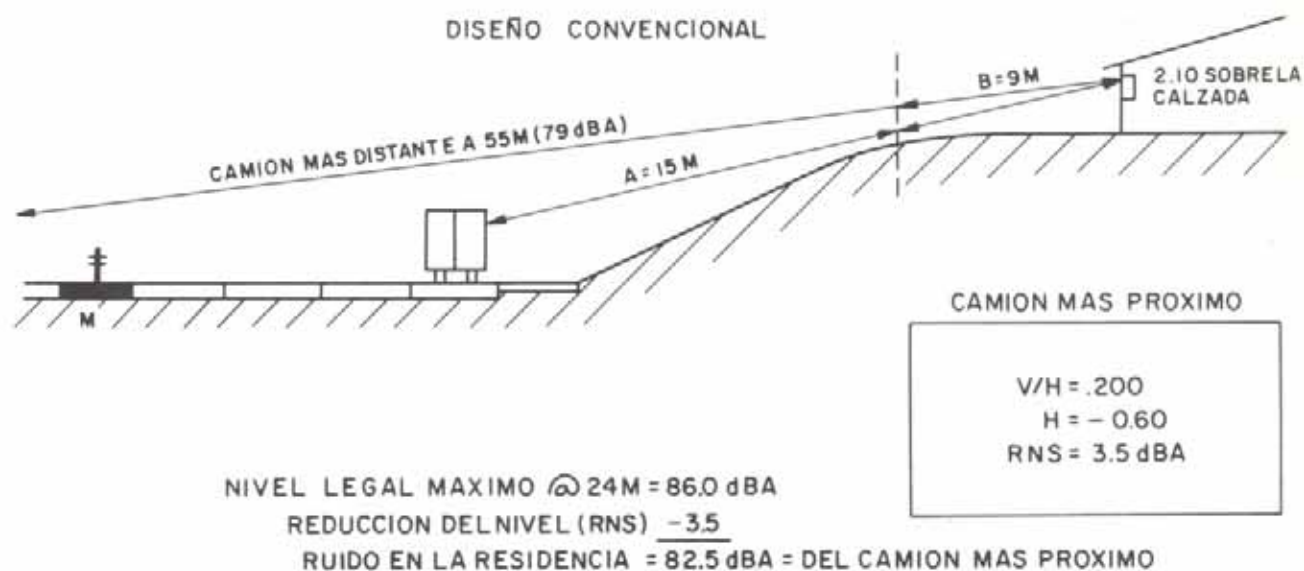


Fig. VIII-93. (Cont.). Ejemplo de cálculo de la reducción de ruidos mediante barreras, en carreteras deprimidas.

8.6. PLANOS Y DOCUMENTOS QUE CONSTITUYEN EL PROYECTO DEFINITIVO

Un proyecto de carretera ha quedado finalizado cuando se han realizado, en forma secuencial, los siguientes estudios.

- A) Estudio preliminar.
- B) Anteproyecto.
- C) Proyecto (de conjunto y de detalles).

Al presentarse los planos y documentos del proyecto definitivo, no solamente los que se refieren a este último interesan, sino también los correspondientes al estudio preliminar y anteproyecto que han llevado a la solución final.

Por esto, se presenta a continuación la lista y contenido de los documentos principales que deben acompañar a cada uno de estos estudios.

A) Por estudio preliminar se entiende el conjunto de investigaciones realizadas para definir el problema de enlazar dos o más puntos mediante una carretera; se refiere también a la consideración o evaluación de las soluciones propuestas y a la elaboración de los croquis de las rutas sugeridas.

En el estudio preliminar se deben presentar todas las soluciones técnicas posibles, indicándose las ventajas y desventajas de cada una de ellas.

Los estudios preliminares comprenden la presentación de los siguientes documentos:

Informe preliminar.
Análisis del tráfico.
Plano de conjunto.
Perfiles longitudinales.
Estimación de costos.

En el informe preliminar deben contemplarse los siguientes puntos:

1. *Planteamiento del problema.*
Finalidad de la obra.
Justificación de las soluciones sugeridas.
Limitaciones de las mismas.
2. *Análisis y proyección del tráfico.*
Vehículos de diseño, proyecciones futuras.
Clasificación de la vía.
Sección transversal típica.
Reglamentación del tráfico aplicable.
3. *Consideraciones generales sobre la región.*
Condiciones topográficas.
Condiciones climáticas.
Condiciones demográficas, de producción y desarrollo.
Economía de la región.
Red vial existente.
Estadística de accidentes en las rutas existentes.
Trazados posibles.
4. *Relaciones entre las rutas propuestas y la red existente.*
Eliminación de las variantes no convenientes.
Evaluación de las variantes restantes.
Apreciación del conjunto.

B) El anteproyecto constituye el estudio de las propuestas indicadas en el estudio preliminar.

En el anteproyecto se abordan los siguientes problemas:

- a) Estudio de los trazados posibles, teniendo en cuenta la configuración del terreno, la naturaleza del suelo, las condiciones hidrológicas y climáticas, las redes viales existentes, las posibilidades de deslizamientos, etcétera.
- b) La evaluación y comparación entre las rutas consideradas posibles y su confrontación con la planificación general y regional.
- c) La eliminación de las variantes menos convenientes.

El anteproyecto constituye la base para la presentación y deliberación pública, la adquisición de terrenos, y la eliminación de variantes hasta dejar la definitiva.

En un anteproyecto hay que presentar los siguientes documentos:

Informe.
Carta de conjunto (escalas 1:25.000-1:50.000).
Plano de situación.
Secciones transversales típicas (escalas 1:150-1:100).
Perfil longitudinal.
Perfiles transversales (escalas 1:100-1:200).
Drenajes más importantes (escala 1:500).
Estudio geotécnico.
Costo aproximado de la obra.

C) El proyecto final comprende:

- a) Proyecto de conjunto: define la situación, concepción y disposición constructiva de los elementos de la carretera, de forma tal de permitir su presentación en licitación.
- b) Proyecto de detalles: contiene los informes complementarios para la puesta en obra del proyecto.

En un proyecto de conjunto deben presentarse los siguientes documentos:

Informe técnico.
Carta de conjunto.
Secciones transversales típicas.
Plano de situación y derecho de vía.
Planos de planta.
Perfil longitudinal.
Perfiles transversales.
Anteproyecto de las obras de drenaje con cálculos estructurales aproximados.
Volúmenes de tierra a mover y diagrama de masas.
Presupuesto aproximado.
Rentabilidad del proyecto.

Y en el proyecto de detalles:

Las obras de arte (alcantarillas, túneles, puentes, pontones, muros) con sus cálculos estructurales definitivos.
El proyecto de las intersecciones.
Las instalaciones accesorias.
Las instalaciones para la explotación y mantenimiento de la vía.

El informe técnico del proyecto debe abarcar los siguientes puntos:

1. *Justificación de la obra proyectada.*
2. *Bases del proyecto.*
 - Volúmenes de tráfico.
 - Secciones transversales típicas.
 - Características del tráfico.
 - Velocidad de proyecto y valores de los elementos correlativos para el proyecto.
3. *Comentarios diversos.*
 - Discusión de las posibles variantes y justificación de la elegida.
 - Características del trazado de la vía en planta y perfiles.
 - Disposición de las intersecciones.
 - Instalaciones necesarias para la explotación y mantenimiento.
 - Obras accesorias.
 - Justificación de eventuales derogaciones de normas vigentes.
4. *Suelos y condiciones climáticas.*
 - Naturaleza de los suelos.
 - Fuente de los materiales, zonas de préstamo y botes.
 - Precipitaciones.
5. *Infraestructura y superestructura.*
6. *Obras de arte.*
 - Puentes.
 - Túneles.
 - Muros de sostenimiento y de protección.
 - Obras de drenaje.
7. *Adaptación al paisaje.*
 - Trazado.
 - Adaptación a la topografía.
 - Reforestación.
 - Problemas particulares referentes a la protección de la naturaleza.
8. *Señalamiento.*
 - Indicación de dirección y señales.
 - Demarcación de la vía.
 - Iluminación.
 - Instalación de telecomunicaciones.
9. *Costo de construcción.*
 - Presupuestos de obras.
 - Observaciones sobre precios unitarios.
 - Costo medio por kilómetro.
10. *Realización del proyecto.*
 - Etapas de construcción, programas de trabajo.
 - Regulación del tráfico durante la construcción.
 - Trabajos preliminares (adquisición de terrenos, desvíos y canalizaciones provisionales, vías de acceso, etc.).
 - Especificaciones de construcción.

Las características de los planos del proyecto son generalmente establecidas por los organismos contratantes del mismo.

En Venezuela, el Ministerio de Transporte y Comunicaciones tiene fijadas las siguientes especificaciones al respecto:

Los planos exigidos deben ser dibujados sobre papel transparente de buena calidad, con tinta indeleble, y las hojas tienen que tener las dimensiones y la presentación según el modelo que se entrega al contratista.

Estos planos son los siguientes:

- a) Plano de conjunto del total del proyecto, cuya escala dependerá de la longitud del mismo; indicando en él la sección típica, dibujada a escala; los sitios de préstamo y demás materiales aptos para la construcción.
- b) Planos de conjunto de sectores de 10 km. en escala 1:10.000, indicando las hoyas hidrográficas y cantidades de obra, según las partidas, para todo el sector que comprende el plano.
- c) Planos de planta en escala igual a la del anteproyecto, en tramos de un kilómetro (o dos en el caso de la escala 1:2.000) completo en una hoja.

Todos los datos que se han exigido en el anteproyecto deben aparecer también en éstos planos.

Todas las referencias tienen que aparecer en la planta con sus ángulos y distancias necesarias para la localización del proyecto.

Las obras especiales, como muros de sostenimiento, tablestacados, etc., deben aparecer, con indicación de altura máxima y longitud.

La primera hoja de la planta tiene que llevar dibujada a escala la sección típica del proyecto, con todas sus dimensiones indicadas.

En cada hoja debe aparecer la lista de cantidades de obra a ejecutarse en el tramo.
- d) El perfil longitudinal se puede dibujar en la misma hoja de la planta, cuando eso sea posible, sin recurrir a continuos cambios del datum del perfil. El terreno presentado en el perfil tiene que ser aquél que se obtuvo de la nivelación del eje replanteado. Todos los datos que se han exigido en el anteproyecto de rasante son válidos en éste también.
- e) Las secciones transversales tienen que ser dibujadas en papel milimetrado transparente. Las secciones hay que tomarlas con una distancia entre sí no mayor de 40 m en llano y 20 en terreno montañoso u ondulado, presentando siempre las secciones transversales de los sitios críticos del terreno, para poder aproximarse al máximo a una exactitud en la estimación del movimiento de tierras.

Cada sección transversal tiene que llevar marcados la progresiva, cota del terreno, altura de terraplén o del banqueo, y la superficie de la misma.

Las secciones tienen que dibujarse con el peralte y el sobreancho, si los hay.

Si la sección necesita muro de sostenimiento o de pie, u otras obras de protección, hay que indicar la clase de protección propuesta y su altura.

En cortes altos hay que dibujar las secciones, de acuerdo con las recomendaciones geológicas.

En los terraplenes cuya anchura no permite la compactación a máquina, hay que proyectar escalones (cortados en parte en el terreno firme) que permitan un ancho de 3 m, para poder compactar bien el terraplén.
- f) El diagrama de masas tiene que ser elaborado de manera que sea fácil determinar y leer en él los movimientos de masas y si son de libre acarreo, o de sobreacarreo, indicando la cantidad en m³ y la distancia de transporte en metros.

Si los préstamos y los botes tienen sobreacarreos, hay que indicar la distancia y cantidad en el mismo diagrama de masas.

- g) Los planos de planta y de perfil longitudinal para las obras de arte de luz mayor de 10 m (inclusive) tienen que ejecutarse bajo las siguientes directrices generales:

Levantamiento detallado, en escala apropiada, llevado a cabo por el mismo sistema que el descrito para la poligonal de precisión, que abarque la zona del proyecto y en especial del curso de agua y sus riberas, con un mínimo de 200 m aguas arriba y 200 m aguas abajo del sitio de ponteadero. Dentro del área levantada deberá estar incluida y demarcada la zona del terreno que sea afectada por las aguas máximas. Además, se presentarán perfiles longitudinales del eje del proyecto en el sitio de ponteadero y perfiles longitudinales paralelos al eje, a seis metros a cada lado. La escala para el levantamiento será acordada previa consulta del contratista con la División de Puentes.

Para las obras de arte de mayor envergadura que presentan modalidades de construcción o diseño fuera de lo normal, el contratista consultará a la División de Puentes sobre los datos a suministrar.

Los documentos y material técnico tienen que elaborarse según los modelos de la División de Estudios y Proyec-

tos Básicos, y sobre un papel transparente, para poder sacar copias heliográficas.

Estos documentos son:

Hojas de cálculo del movimiento de tierras.

Hojas de cálculo del diagrama de masas.

Lista de alcantarillas.

Resumen de alcantarillas.

Lista de puentes y pontones.

Resumen de puentes y pontones.

Hoja de datos del estudio topográfico en los sitios de puente.

Observaciones solares.

Cálculos de coordenadas de la poligonal de precisión y del eje del proyecto de la vía.

Características del proyecto.

Lista de propietarios afectados por el proyecto en el área limitada por el derecho de vía, indicando la progresiva y la clase de cultivo o construcción.

Cuadro de cantidades de obra por kilómetros.

Un informe detallado sobre el proyecto, los motivos que decidieron en la elección de la ruta, los datos sobre la zona que atraviesa, los materiales de construcción, dónde se localizan, y los sitios de préstamo que consideró el proyectista en la elaboración del proyecto y todos los datos que podrían ser interesantes para la construcción. Deben entregarse todas las libretas de campo: levantamiento, nivelación, coordenadas, etc., tanto del estudio preliminar como del definitivo, llevadas según los modelos de la División de Estudios y Proyectos Básicos, bien ordenadas y marcadas.

BIBLIOGRAFIA

- ¹ Highway Research Board. *Photogrammetry: Developments and Applications*. HR Bulletin, núm. 228. Washington, D. C., 1959.
- ² SHULTZ, V. H. *Evaluation of Photogrammetric Cross Sections for Earthwork Payment*. HR Record, núm. 375. Highway Research Board, Washington, D. C., 1971.
- ³ MEYER, C. F. *Route Surveying*. International Textbook Company, Scranton, Pa., 1965.
- ⁴ BRAVO, P. E. *Trazado y localización de carreteras*. Popayán, Colombia, 1972.
- ⁵ VINCENTELLI, A. J. *Apuntes de Vías de Comunicación*. Universidad Central de Venezuela, Caracas, 1955.
- ⁶ American Society of Civil Engineers. *Report on Highway and Bridge Surveys*. New York, 1962.
- ⁷ HICKERSON, T. F. *Route Location and Design*. Mc Graw-Hill Book Company, New York, 1967.
- ⁸ BARNETT, J. *Transition Curves for Highways*. Public Road Administration, Washington, D. C., 1940.
- ⁹ MILLER, C. L. *A Computer Programming System for Civil Engineering Problems*. Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Ma., 1961.
- ¹⁰ ROOS, D. y C. J. MILLER. *Cogo-90; Engineering User's Manual*. Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Ma., 1964.
- ¹¹ ABOUHAMAD, V. y M. V. GONZÁLEZ. *COGO y sus aplicaciones*. Trabajo Especial de Grado, Universidad Central de Venezuela, Caracas, 1968.
- ¹² Universidad Central de Venezuela. *Programa COGO ILL, Geometría de Coordenadas Universidad de Illinois*. Adaptación de V. Abouhamad, Facultad de Ingeniería, Caracas, 1969.
- ¹³ American Association of State Highway Officials. *A Policy on Geometric Design of Rural Highways, 1965*. Washington, D. C., 1965.
- ¹⁴ State of California. Business and Transportation Agency. *Highway Design, Manual of Instructions*. Department of Public Works, Division of Highways, Sacramento, Ca.
- ¹⁵ Ministerio de Obras Públicas. *Normas para el proyecto de Carreteras*. Dirección General de Vialidad, Caracas, 1975.
- ¹⁶ PARKER, H. y J. W. MC GUIRE. *Ingeniería de Campo simplificada para Arquitectos y Constructores*. Editorial Limusa-Wiley, México, 1972.
- ¹⁷ FOX, M. L. *Relation between Curvature and Speed*. Proceedings, Highway Research Board, Washington, D. C., 1940.
- ¹⁸ STONEX, K. A. y C. M. NOBLE. *Curve Design and Test on the Pennsylvania Turnpike*. Proceedings, Highway Research Board, Washington, D. C., 1940.
- ¹⁹ BRUCE, A. G. y R. D. BROWN. *The Trend of Highway Design*. Public Roads, vol. 8, núm. 1, Washington, D. C., 1927.
- ²⁰ NORMANN, O. K. *Results of Highway Capacity Studies*. Public Roads, Washington, D. C., 1942.
- ²¹ WRIGHT, J. M. y S. C. TIGNOR. *Relationship Between Gross Weights and Horsepowers of Commercial Vehicles Operating on Public Highways*. Society of Automotive Engineers, New York, 1964.
- ²² WILLEY, W. E. *Uphill Speeds of Trucks*. Proceedings, Highway Research Board, Washington, D. C., 1949.
- ²³ WILLEY, W. E. *Uphill Truck Speeds*. Road and Streets, 1950.
- ²⁴ HUFF, T. S. y F. H. SCRIVNER. *Simplified Climbing-Lane Design Theory and Road-Test Results*. HRR Bulletin, núm. 104, Highway Research Board, Washington, D. C., 1955.
- ²⁵ GLENNON, J. C. *Evaluation of Design Criteria for Operating Trucks Safety on Grades*. HRR, núm. 312, Highway Research Board, Washington, D. C., 1970.
- ²⁶ National Academy of Sciences. *Highway Capacity Manual 1965*. Highway Research Board, Special Report 87, Washington, D. C., 1965.
- ²⁷ STIMPSON, W. A. y J. C. GLENNON. *Critical Review of Climbing-Lane Design Practices*. HRR, núm. 371, Highway Research Board, Washington, D. C., 1971.
- ²⁸ MALONE, W. J. *Preliminary Design of Free-Flow Highway Interchanges*. Canadian Good Road Association, Technical Publication, núm. 16, Ottawa, 1962.
- ²⁹ CORVALAN, J. M. M. *Algunas normas para la selección del tipo de intersección a diferente nivel*. Vialidad, núm. 30, Ministerio de Obras Públicas, Buenos Aires, 1965.
- ³⁰ CORVALAN, J. M. M. *Canalización de Intersecciones a nivel*. Vialidad, núm. 31, Ministerio de Obras Públicas, Buenos Aires, 1965.
- ³¹ CORVALAN, J. M. M. *Autopistas, soluciones para sus intersecciones*. Vialidad, núm. 34, Ministerio de Obras Públicas, Buenos Aires, 1966.
- ³² MARIN, P. L., R. MELCHOR y A. BELFORT. *Diseño de distribuidores de Tránsito, Trabajo Especial de Grado*. Universidad Santa María, Caracas, 1967.
- ³³ TABEKE, K. *Theoretical Analysis of Interchange Composition*. ASCE, Transportation Engineering Journal, vol. 95, núm. TE 3, 1969.
- ³⁴ MULINAZZI, T. E. *Guidelines for the Selection of an Interchange Configuration*. Purdue University, Indiana, 1973.
- ³⁵ WATTLEWORTH, J. A. y J. W. INGRAM. *Cost-Effectiveness Technique for Analysis of Alternative Interchange Design Configurations*. HRR, núm. 390, Highway Research Board, Washington, D. C., 1972.
- ³⁶ GEISSTER, E. H. y A. AZIZ. *Evaluation of Complex Interchange Designs by Three-Dimensional Models*. HRR, núm. 270, Highway Research Board, Washington, D. C., 1969.
- ³⁷ National Highway Traffic Safety Administration. *Highway Safety Program Manual*. Vol. 9. *Identification and Surveillance of Accident Locations*, Washington, D. C., 1969.
- ³⁸ The Automotive Safety Foundation. *Traffic Control and Roadway Elements-Their Relationship to Highway Safety*. Washington, D. C., 1970.
- ³⁹ Connecticut State Highway Department. *Determination of Safe Turning Speeds on Various Radii at Intersections*. 1950.
- ⁴⁰ Bureau of Public Roads. *Study of Speed Curvature Relations on Pentagon Road Network Ramps*. Washington, D. C., 1948.
- ⁴¹ PÉREZ BARRIOS, P. B. *El camino en tres Dimensiones*. Editorial Labor, Barcelona, 1955.
- ⁴² HONDEMARCO, M. H. *La Estética de la Carretera*. La Technique Routiere, núm. 2, Bélgica, 1961.
- ⁴³ TUNNARD, C. y B. PUSHKAREW. *Man-Made America-Chaos or Control?* Yale University Press, New Haven, Conn., 1963.
- ⁴⁴ APPLEYARD, D., K. LYNCH y J. R. MYER. *The View from the Road*. Joint Center for Urban Studies, MIT Press, Cambridge, Mass., 1964.
- ⁴⁵ MC NIVEN, J. A., J. H. KEARNEY y G. G. STEWART. *The Aesthetic Design of Roadways*. 1965 Proceedings, Canadian Good Roads Association.
- ⁴⁶ *Aesthetic of Road Design: A Symposium*. Proceedings of the 1966 Convention, Canadian Good Roads Association.
- ⁴⁷ California Division of Highways, District 4. District Circular Letter, núm. D-66-11, 1966.
- ⁴⁸ PEARSON, P. M. y W. A. MC LAUGHLIN. *Toward Design Criteria for Highway Aesthetic*. HRR, núm. 232, Highway Research Board, Washington, D. C., 1968.

- ⁴⁹ *Dynamic Design for Safety*. Final Report for Federal Highway Administration, Institute of Traffic Engineers, Washington, D. C., 1973.
- ⁵⁰ CRON, F. W. *Fitting the Highway to the Landscape*. En *The Highway and the Landscape*, editado por W. B. Snow, Rutgers University Press, New Brunswick, N. J., 1959.
- ⁵¹ SMITH, B. L. *Visual Quality Controls in Highway Design*. ASCE Transportation Engineering Journal, vol. 101, núm. TE 3, 1975.
- ⁵² PARK, R. A., N. J. ROWAY y N. E. WALTON. *A Computer Technique for Perspective Plotting of Roadways*. HRR, núm. 232, Highway Research Board, Washington, D. C., 1968.
- ⁵³ SMITH, B. L. y E. E. YOTTER. *Computer Graphics and Visual Highway Design*. HRR, núm. 270, Highway Research Board, Washington, D. C., 1969.
- ⁵⁴ SMITH, B. L., E. E. YOTTER y J. S. MURPHY. *Alignment Coordination in Highway Design*. HRR, núm. 371, Highway Research Board, Washington, D. C., 1971.
- ⁵⁵ BERRY, F. R. y E. J. McCABE. *Development and Use of Models in the Design of Highways*. HRR, núm. 172, Highway Research Board, Washington, D. C., 1967.
- ⁵⁶ PORTER, R. G. *Models for Highway Design: Some Construction and Photographic Techniques*. HRR, núm. 270, Highway Research Board, Washington, D. C., 1969.
- ⁵⁷ SMITH, B. L. y R. C. HOLMES. *Highway Design Models: Scales and Uses*. HRR, núm. 437, Highway Research Board, Washington, D. C., 1973.
- ⁵⁸ Highway Research Board. *Highway Design Models*. HR Circular, núm. 141, Washington, D. C., 1973.
- ⁵⁹ BERRILL, J. B. *Photo-Computer Plot Montages for Highway Design*. HRR, núm. 437, Highway Research Board, Washington, D. C., 1973.
- ⁶⁰ BAKER, A. B. *The design and phasing of horizontal and vertical alignments: Program JANUS*. Transport and Road Research Laboratory Report LR, núm. 469, Crowthorne, 1972.
- ⁶¹ MILIANI, J. C. *Mantenimiento de Carreteras*. Ministerio de Obras Públicas. Dirección de Vialidad, Boletín, núm. 2, Caracas, 1969.
- ⁶² American Association of Highway Officials. *Landscape Design Guide*. Washington, D. C., 1965.
- ⁶³ American Association of State Highway Officials. *Highway Design and Practices Related to Highway Safety*. Washington, D. C., 1967.
- ⁶⁴ American Association of State Highway Officials. *A Guide for Highway Landscape and Environmental Design*. Washington, D. C., 1970.
- ⁶⁵ SIMONSON, W. H. *Design for Variety to Reduce Monotony, Increase Safety and Minimize Maintenance*. Eighteen Short Course on Roadside Development, Columbus, Ohio, 1959.
- ⁶⁶ ROBINSON, J. *Highway and Our Environment*. Mc Graw-Hill Book Company, New York, 1971.
- ⁶⁷ Highway Research Board. *The Art and Science of Roadside Development*. HR Special Report, núm. 88, Washington, D. C., 1966.
- ⁶⁸ Highway Research Board. *Environmental Considerations in Planning, Design and Construction*. HR Special Report, núm. 138, Washington, D. C., 1973.
- ⁶⁹ U. S. Department of Transportation. *The Highway and its Environment, Third Annual Awards Competition 1970*. Federal Highway Administration, Washington, D. C., 1971.
- ⁷⁰ U. S. Department of Transportation. *The Highway and its Environment, Four Annual Awards Competition, 1971*. Federal Highway Administration, Washington, D. C., 1972.
- ⁷¹ Ministerio de Obras Públicas. *Manual de Mantenimiento Vial*. Dirección General de Vialidad, Caracas, 1971.
- ⁷² U. S. Department of Transportation. *Handbook of Highway Safety Design and Operating Practices*. Federal Highway Administration, Washington, D. C., 1973.
- ⁷³ U. S. Department of Transportation. *The Audible Landscape: A Manual for Highway Noise and Land Use*. Federal Highway Administration, Washington, D. C., 1974.
- ⁷⁴ CURRY, D. A. y D. G. ANDERSON. *Procedures for Estimating Highway Users Cost, Air Pollution, and Noise Effects*. NCHRP Report, núm. 133, Highway Research Board, Washington, D. C., 1972.
- ⁷⁵ GALLOWAY, W. J. y otros. *Highway Noise, Measurement, Simulation, and Mixed Reactions*. NCHRP Report, núm. 78, Highway Research Board, Washington, D. C., 1969.
- ⁷⁶ GALLOWAY, W. J. y B. BERANEK. *Traffic Noise and Its Effect on People*. HRR, núm. 448, Highway Research Board, Washington, D. C., 1973.
- ⁷⁷ California Highway Patrol. *Passenger Car Noise Survey*. Sacramento, California, 1970.
- ⁷⁸ GORDON, C. G. y otros. *Highway Noise, A Design Guide for Highway Engineers*. NCHRP Report, núm. 117, Highway Research Board, Washington, D. C., 1971.
- ⁷⁹ California Highway Patrol. *Noise Survey and Vehicle Operating in California Highways*. Sacramento, California, 1971.
- ⁸⁰ CLOSE, W. H. *Highway Noise Sources*. HRR, núm. 448, Highway Research Board, Washington, D. C., 1973.
- ⁸¹ KUGLER, B. A. y otros. *Highway Noise, A Field Evaluation of Traffic Noise Reduction Measures*. NCHRP Report, núm. 144, Highway Research Board, Washington, D. C., 1973.
- ⁸² KUGLER, B. A. y otros. *Highway Noise, A Design Guide for Prediction and Control*. NCHRP Report, núm. 174, Transportation Research Board, Washington, D. C., 1976.
- ⁸³ *Transportation Noise Pollution: Control and Abatement*. Summer Faculty Fellowship Program in Engineering Systems Design, ASEE-NASA Langley Research Center and Old Dominion University Research Foundations, 1970.
- ⁸⁴ GROENING, J. A. *Characteristics and Control of Car, Truck and Bus Noise*. Purdue Noise Control Conference, Lafayette, Ind., 1971.
- ⁸⁵ Ontario Department of Highways. *Motorcycle Noise*. Toronto, 1967.
- ⁸⁶ TETLOW, D. *Truck Tire Noise*. Sound and Vibration, vol. 5, núm. 8, 1971.
- ⁸⁷ BERENDT, R. D., G. E. WINZER y C. B. BURROUGHS. *Airborne Impact, and Structure Borne Noise*. Federal Housing Administration, U. S. Department of Housing and Urban Development, Washington, D. C., 1967.
- ⁸⁸ RUPERT, H. M. *Noise Standards for Federal Highways*. HRR, núm. 448, Highway Research Board, Washington, D. C., 1973.
- ⁸⁹ U. S. Department of Transportation. *Transportation Noise and Its Control*. Government Printing Office, Washington, D. C., 1972.
- ⁹⁰ BERANEK, B. y NEWMAN Inc. *Highway Noise-Generation and Control*. NCHRP Report, núm. 173, Transportation Research Board, Washington, D. C., 1976.
- ⁹¹ U. S. Department of Transportation. *Noise Barrier Design Handbook*. Federal Highway Administration, Washington, D. C.
- ⁹² HAUSKINS, J. B. *The Kinematic Sound Screen: An Effective Solution to Highway Noise Abatement*. HRR, núm. 448, Highway Research Board, Washington, D. C., 1973.
- ⁹³ BEATON, J. L. y L. BOURGET. *Traffic Noise near Highway: Testing and Evaluation*. HRR, núm. 448, Highway Research Board, Washington, D. C., 1973.
- ⁹⁴ RETTINGER, M. *Noise Level Reduction of Barriers*. Noise Control, 1957.
- ⁹⁵ FOSS, R. *Noise*. Western Section, Institute of Traffic Engineers, 1971.