



Ministerio de Transporte
y Obras Públicas



NEVI-12

**MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS
PÚBLICAS DEL ECUADOR**

SUBSECRETARÍA DE INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE

**VOLUMEN N° 2 – LIBRO A
NORMA PARA ESTUDIOS Y DISEÑOS VIALES**

**NORMA ECUATORIANA VIAL
NEVI-12 - MTOP**

QUITO, 2013

ADMINISTRACIÓN DE:

Arq. María de los Ángeles Duarte Pesantez

MINISTRA DE TRANSPORTE Y OBRAS PÚBLICAS

Ing. Boris Córdova Gonzales

VICEMINISTRO DE INFRAESTRUCTURA Y TRANSPORTE

Ing. Milton Torres Espinoza

SUBSECRETARIO DE INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE

COORDINADORES TÉCNICOS MTOP

REVISIÓN ACTUALIZACIÓN Y COMPLEMENTACIÓN DE LAS NORMAS Y LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL SECTOR DEL TRANSPORTE (VIAL) DEL MTOP

Ing. Milton Torres E.	Subsecretario de Infraestructura del Transporte Administrador del Contrato
Ing. Manuel Aizaga	Director de Construcciones Encargado
Ing. Juan Carlos Espinel	Director de Conservación Encargado
Ing. Mario González	Coordinador del Administrador de Estudios
Ing. Gerardo Jiménez	Coordinador Técnico - Geotecnia
Ing. Washington Morán	Coordinador de Diseño Vial
Ing. Carlos Caicedo A.	Coordinador de Estructuras Viales
Ing. Luis Fiallos	Coordinador de Hidrología – Hidráulica
Ing. Jorge Bustillos	Coordinador de Factibilidad
Lcda. Marcia Vizquete	Coordinador de Impactos Ambientales
Ing. Luis Salvador	Administrador - Técnico

EQUIPO TÉCNICO INDEPRO& COA – CONSULTORES ASOCIADOS

Dr. Ing. Rafael Pezo Z.	C.O.A Consultora
Ing. Gustavo Hidalgo Rivas.	INDEPRO Consultora
Ing. Mario Morán Proaño. CcD.	Coordinador Técnico

PREFACIO

La red vial del Ecuador es un pilar básico para el fomento de la productividad basada en los principios de equidad, equivalencia, excelencia, sostenibilidad ambiental y competitividad, que hace posible el cumplimiento del plan nacional de desarrollo y los principios del Buen Vivir o Sumak Kawsay.

En este marco, el Gobierno Nacional del Econ. Rafael Correa, cumpliendo el mandato de la Constitución del 2008, a través del Ministerio de Transporte y Obras Públicas, ha desarrollado e implementado un plan estratégico para el mejoramiento y la excelencia en la planificación, diseño, construcción y mantenimiento de los proyectos viales, basado en la aplicabilidad en el Ecuador del conocimiento científico desarrollado en las mejores normativas internacionales y las experiencias tecnológicas ecuatorianas, a través de un proceso de generación de la Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12, cuyo objetivo es la revisión, actualización y complementación de normas y especificaciones técnicas del sector del transporte vial, para factibilizar y garantizar el desarrollo nacional.

INTRODUCCION NEVI-12

La infraestructura vial en el Ecuador, ha mantenido una historia de afectaciones constantes, como paralizaciones y colapso de puentes y caminos, generadas tanto por el riesgo sísmico cuanto por los factores climáticos a los que por décadas los Gobiernos han tenido que afrontar con soluciones inmediatistas y onerosas para el erario nacional, sin ningún soporte tecnológico que garantice una seguridad adecuada para el desarrollo.

Las afectaciones de la red vial antes señaladas a su vez, de forma directa, han incidido negativamente al proceso de desarrollo económico y productivo del Ecuador, fomentando la pobreza y limitando el acceso a bienes, productos y servicios vitales garantizados por la Constitución.

Las regulaciones técnicas del MTOP (MOP-001-F y MOP-001-E), generadas en 1974 han contribuido tibiamente en solucionar los aspectos antes mencionados, en 1993 fueron actualizadas con mínimos cambios por la Pontificia Universidad Católica del Ecuador. A través de Acuerdos Ministeriales se ha tratado de homologar y regular aspectos no contemplados en las regulaciones antes señaladas y la formulación de Normas Interinas de 1999 (Ex CORPECUADOR) ha llegado a constituir una guía técnica referencial para reducir las probabilidades de fallas de las obras de reconstrucción de la red vial.

Actualmente, la globalización exige que la producción de bienes y prestación de servicios a través de la red vial, fomente el desarrollo productivo y la transformación de la matriz productiva basada en los principios de: equidad o trato nacional, equivalencia, participación, excelencia, información, sostenibilidad ambiental y competitividad sistémica.

En este sentido, el Ecuador a partir de la Constitución del 2008, y el gobierno del Presidente Rafael Correa Delgado, ha generado e implementado el cumplimiento de las regulaciones necesarias para garantizar los derechos ciudadanos relacionados con la seguridad, protección de la vida y la salud humana, animal y vegetal, la preservación del medio ambiente y la protección del consumidor contra prácticas engañosas, entre ellas la Ley del Sistema Ecuatoriano de la Calidad, (publicada en el Registro Oficial No. 26 el 22 de febrero de 2007).

Este nuevo marco regulatorio hace indispensable armonizar el ordenamiento jurídico con los convenios internacionales de los cuales el Ecuador es signatario y establece los requisitos y los procedimientos para la elaboración, adopción y aplicación de normas, reglamentos técnicos y procedimientos de evaluación de la conformidad;

Así mismo se declara política de Estado la demostración y la promoción de la calidad, en los ámbitos público y privado, como un factor fundamental y prioritario de la productividad, competitividad y del desarrollo nacional.

Por lo dicho, corresponde a las entidades e instituciones públicas que en función de sus competencias, tienen la capacidad de expedir normas, reglamentos técnicos y procedimientos de evaluación de la conformidad; ante lo cual El Ministerio de Transportes y Obras Públicas, como

entidad competente para formulación de políticas, regulaciones, planes, programas y proyectos, que garanticen un Sistema Nacional del Transporte Intermodal y Multimodal, sustentado en una red de Transporte con estándares internacionales de calidad, alineados con las directrices económicas, sociales, medioambientales y el plan nacional de desarrollo; todo lo que ha generado en la iniciativa para la revisión, actualización y complementación de las normas y especificaciones técnicas del sector transporte (vial) del MTOP.

El proceso antes señalado ha generado **La Norma Ecuatoriana Vial, NEVI-12** que constituye un documento normativo técnico aplicable al desarrollo de la infraestructura vial y del transporte en el Ecuador bajo los principios de equidad o trato nacional, equivalencia, participación, excelencia, información, sostenibilidad ambiental y competitividad sistémica.

En esta normativa se establecen las políticas, criterios, procedimientos y metodologías que se deben cumplir en los proyectos viales para factibilizar los estudios de planificación, diseño y evaluación de los proyectos viales, así como para asegurar la calidad y durabilidad de las vías, mitigar el impacto ambiental y optimizar el mantenimiento del tráfico en las fases de contratación, construcción y puesta en servicio.

Las disposiciones de Norma Ecuatoriana Vial, NEVI-12, deberán ser observadas por proyectistas, constructores y por cualquier persona que desarrolle estudios y trabajos para el Ministerio de Transporte y Obras Públicas, MTOP. Estas disposiciones constituyen el reconocimiento de las prácticas, procedimientos y reglamentos técnicos internacionales, por ser convenientes para el Ecuador. En este sentido, la norma NEVI-12 ha sistematizado el conocimiento y criterio técnico de los diversos especialistas nacionales respecto de las mejores prácticas, procedimientos y normativa de otros países aplicables a realidad y necesidades tecnológicas ecuatorianas con proyecciones a largo plazo para un servicio vial sustentable y seguro.

El NEVI-12 está estructurado de tal forma que pueda prestar el soporte tecnológico necesario en campo y en gabinete para la solución de los problemas viales, aún para los más complejos; dentro de un marco científico adecuado para la intervención de los especialistas de alto nivel. Además, considerando que la ciencia de la ingeniería vial está en permanente cambio por las necesidades de servicio y seguridad, el NEVI-12 facilita la innovación del conocimiento ingenieril; mejorando, ampliando, sustituyendo y actualizando las disposiciones contenidas en esta normativa que se desarrollaron en forma consistente con las prácticas y principios de las normativas y especificaciones internacionales.

El NEVI-12 está conformado por seis (6) volúmenes, cuyos contenidos fueron seleccionados estratégicamente para conformar unidades coherentes con los requerimientos tecnológicos para el desarrollo de los proyectos viales en las fases de estudios, construcción, mantenimiento y contratación, dentro de un marco legal consistente con el ordenamiento jurídico del Ecuador y los principios internacionales y locales para la protección del patrimonio ecológico.

VOLUMEN	CONTENIDO	ALCANCE
VOLUMEN 1	Procedimientos para proyectos viales.	Enfoques y metodología para el desarrollo de proyectos viales.
VOLUMEN 2A-B	Norma para estudios y diseños viales.	Principios normativos para estudios viales.
VOLUMEN 3	Especificaciones generales para construcción de caminos y puentes.	Especificaciones Técnicas regulatorias para la construcción de caminos y puentes.
VOLUMEN 4	Estudios y criterios ambientales para proyectos viales	Marco legal regulatorio específico para Estudios Ambientales viales.
VOLUMEN 5	Procedimientos de operación y seguridad vial.	Normativa y especificación para seguridad y operación vial.
VOLUMEN 6	Operaciones de mantenimiento vial.	Normativa y especificación para el mantenimiento vial.

A su vez, los Volúmenes del NEVI-12, constituyen tres unidades para el desarrollo de un Proyecto Vial; de la siguiente manera:

- a) Los Volúmenes 1, 2 A - B conforman una Unidad normativa que crea un marco científico suficiente para el planteamiento del Proyecto, los estudios ingenieriles y el diseño vial.
- b) El Volumen 3 constituye una Unidad de Especificaciones Técnicas dirigida a establecer procedimientos aplicables y características de materiales requeridos en los proyectos viales.
- c) El Volumen 4 constituye las especificaciones y normas ambientales.
- d) Los Volúmenes 5 y 6 pertenecen a una unidad de procedimientos y especificaciones operacionales de seguridad y de mantenimiento vial.

INDICE GENERAL

INTRODUCCION NEVI-12	v
INDICE GENERAL.....	viii
INDICE CAPITULO 2A.100.....	13
CAPÍTULO 2A.100 INFORMACIÓN GENERAL	14
SECCION 2A.101CAPÍTULO INTRODUCTORIO	14
2A.101.1 INTRODUCCIÓN	14
2A.101.2 OBJETIVOS Y ALCANCES	14
SECCION 2A.102 ORGANIZACIÓN Y CONTENIDO DEL VOLUMEN	15
SECCIÓN 2A.103 CAPITULO NOMENCLATURAS	16
2A.103.1 ABREVIATURAS.....	16
SECCIÓN 2A.104 SISTEMA DE UNIDADES	18
2A.104.1 ASPECTOS GENERALES	18
2A.104.2 OBLIGATORIEDAD DEL EMPLEO DE LA NORMA.....	18
2A.104.3 RESUMEN DE LA NORMA NTE INEN 0001:90 3R.....	18
2A.104.4 LONGITUDES Y DISTANCIAS ACUMULADAS EN PROYECTOS VIALES.....	34
SECCIÓN 2A.105 MARCO TEÓRICO PARA ESTUDIOS VIALES.....	36
2A.105.1 ASPECTOS GENERALES	36
2A.105.2 NORMA ECUATORIANA VIAL DEL MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS PÚBLICAS.....	36
2A.105.3 VÉRTICES GEODÉSICOS GPS DEL IGM.....	36
2A.105.4 MAPAS, CARTAS Y CARTOGRAFÍA VIAL	36
SECCIÓN 2A.106 VEHICULOS TIPOS	37
2A.106.1 COMPOSICION DEL TRANSITO	37
INDICECAPÍTULO 2A.200.....	42
CAPITULO 2A.200 DISEÑO GEOMÉTRICO DEL TRAZADO.....	49
SECCIÓN 2A.201 ELEMENTOS PARA EL DISEÑO.....	49
2A.201.1EL TERRENO	49
2A.201.2 EL TRÁNSITO.....	52
2A.201.3 LA VELOCIDAD.....	55
2A.201.4 CAPACIDAD	58
2A.201.5 SEGURIDAD	60
2A.201.6 VÍAS INTEGRALES	61
SECCIÓN 2A.202 CLASES DE CARRETERAS Y TIPOS DE PROYECTOS	63
2A.202.1 PROYECTOS VIALES	63
2A.202.2 CLASIFICACIÓN NACIONAL DE LA RED VIAL	63
2A.202.3 NIVELES DE ESTUDIO PARA EL DISEÑO GEOMÉTRICO DEL TRAZADO	71
SECCIÓN 2A.203 ESTUDIOS VIALES	74

2A.203.1 ASPECTOS GENERALES	74
2A.203.2 PROCEDIMIENTOS.....	74
2A.203.3 TIPOLOGÍA	75
2A.203.4 MEDICIONES DE FLUJO	80
2A.203.5 ENCUESTAS ORIGEN-DESTINO.....	85
2A.203.6 PREFERENCIAS DECLARADAS.....	89
2A.203.7 MEDICIONES DE VELOCIDAD	93
2A.203.8 MODELACIÓN.....	97
2A.203.9 ESTUDIOS DE PESAJE.....	119
2A.203.10 MEDICIONES ESPECIALES	121
2A.203.11 PEATONES Y CICLISTAS	124
2A.203.12 DISEÑO GEOMÉTRICO.....	124
SECCIÓN 2A.204 DISEÑO GEOMETRICO	125
2A.204.1 DATOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO	125
2A.204.2 EL ALINEAMIENTO HORIZONTAL DE LAS CARRETERAS.....	131
2A.204.3 EL ALINEAMIENTO VERTICAL	142
2A.204.4 SECCIÓN TRANSVERSAL.....	148
2A.204.5 INTERSECCIONES	148
SECCIÓN 2A.204 CICLOVIAS	190
INDICECAPÍTULO 2A.300.....	192
CAPITULO 2A.300: ESTUDIOS DE GEODESIA Y TOPOGRAFIA.....	202
SECCIÓN 2A.301ASPECTOS GENERALES Y REFERENCIACION DE LOS ESTUDIOS	202
2A.301.1OBJETIVOS Y ALCANCES	202
2A.301.2 DEFINICIONES BÁSICAS	202
2A.301.3 PROCEDIMIENTOS GEODÉSICOS PARA REFERENCIAR LOS TRABAJOS TOPOGRÁFICOS	203
2A.301.4 REFERENCIACION PLANIMETRICA EN TERRENO MEDIANTE GPS.....	206
2A.301.5SEPARACIÓN EN HUSOS LTM.....	210
2A.301.6DEFINICIÓN DE PLANOS PTL	211
2A.301.7REFERENCIACIÓN PLANIMÉTRICA EN TERRENO MEDIANTE GPS	211
2A.301.8 DEFINICIÓN DEL FACTOR DE ESCALA	212
2A.301.9TRANSFORMACIÓN A COORDENADAS PTL	213
2A.301.10SISTEMA DE TRANSPORTE DE COORDENADAS ENTRE LÍNEAS BASE.....	216
2A.301.11PLANIFICACIÓN DEL TRABAJO EN TERRENO	217
2A.301.12ASPECTOS NORMATIVOS	219
SECCIÓN 2A.302 CONCEPTOS RELATIVOS A SISTEMAS DE REFERENCIA GEODESICOS.....	221
2A.302.1SISTEMA TOPOCÉNTRICO (SISTEMA LOCAL DE COORDENADAS)	221
2A.302.2 SISTEMAS GLOBALES DE REFERENCIA	223
2A.302.3 SISTEMAS PSAD-56 Y SAD-69	223
2A.302.4 ASPECTOS NORMATIVOS.....	224

SECCIÓN 2A.303 SISTEMAS DE PROYECCIÓN Y GPS	225
2A.303.1 TRANSVERSA DE MERCATOR.....	225
2A.303.2 PROYECCION TM LOCAL (LTM).....	225
2A.303.3 ASPECTOS NORMATIVOS.....	227
SECCIÓN 2A.304 CONCEPTOS, CRITERIOS Y METODOS GENERALES EN TRABAJOS DE TOPOGRAFIA VIAL.....	229
2A.304.1 OBJETIVOS Y ALCANCES	229
2A.304.2 ERRORES Y SU CUANTIFICACION.....	229
2A.304.3 PROCEDIMIENTOS DE MEDIDAS EN TOPOGRAFIA	236
2A.304.4 TRABAJOS TOPOGRAFICOS	249
SECCIÓN 2A.305 REDES DE APOYO.....	253
2A.305.1 ASPECTOS GENERALES	253
2A.305.2 CONTROLES TOPOGRAFICOS PARA SISTEMAS DE TRANSPORTE DE COORDENADAS (STC).....	253
2A.305.3 MONUMENTACION DE REFERENCIAS.....	255
SECCIÓN 2A.306 TRIANGULACIONES, TRILATERACIONES, POLIGONALES Y NIVELACIONES	259
2A.306.1 ASPECTOS GENERALES	259
2A.306.2 EXIGENCIA DE LAS TRIANGULACIONES	259
2A.306.4 TRILATERACIONES	262
2A.306.5 POLIGONALES	263
2A.306.6 NIVELACIONES	264
2A.306.7 NIVELACION GEOMETRICA DE PRECISION.....	267
2A.306.8 NIVELACIÓN GEOMETRICA CORRIENTE	268
2A.306.9 NIVELACION TRIGONOMETRICA DE PRECISION	273
2A.306.10 NIVELACION TRIGONOMETRICA CORRIENTE.....	276
SECCION 2A.307 TRANSPORTE DE COORDENADAS MEDIANTE GPS	279
2A.307.1 ASPECTOS GENERALES	279
2A.307.2 COMPATIBILIDAD Y LIMITACIONES.....	279
2A.307.3 Procedimientos Para El Transporte De Coordenadas Mediante GPS.....	279
2A.307.5 METODOS ESTATICOS.....	284
2A.307.6 METODO DINAMICO	285
2A.307.7 ALTIMETRIA	286
2A.307.8 REDES ACTIVAS	288
2A.307.9 ASPECTOS NORMATIVOS.....	288
SECCIÓN 2A.308 LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS GENERALES Y ESPECIALES.....	290
2A.308.1 ASPECTOS GENERALES	290
2A.308.2 LEVANTAMIENTOS DISTANCIOMETRICOS	290
2A.308.3 LEVANTAMIENTOS FOTOGRAMETRICOS	298
2A.308.4 LEVANTAMIENTOS CON GPS	306

2A.308.5 LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS MEDIANTE LASER AEROTRANSPORTADO	311
2A.308.6 LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS ESPECIALES	312
2A.308.7GPS Aplicado A Hidrografía.....	321
SECCIÓN 2A.309 LEVANTAMIENTO DE PERFILES	324
2A.309.1 ASPECTOS GENERALES	324
2A.309.2 PERFIL LONGITUDINAL DEL TERRENO.....	324
2A.309.3 PERFILES TRANSVERSALES DE TERRENO	325
2A.309.4 PERFILES ESPECIALES	326
SECCIÓN 2A.310 CUBICACIONES	327
2A.310.1 DETERMINACION DE SUPERFICIES	327
2A.310.2 DETERMINACION DE VOLUMENES	331
SECCIÓN 2A.311 REPLANTEO DE OBRAS VIALES.....	342
2A.311.1 ASPECTOS GENERALES	342
2A.311.2 REPLANTEO MEDIANTE LA POLIGONAL QUE DEFINE LA ESTRUCTURA DEL EJE.....	343
2A.311.3 REPLANTEO DESDE EL SISTEMA DE TRANSPORTE DE COORDENADAS	346
2A.311.4 ESTACADO DE RELLENO.....	347
2A.311.5 REPLANTEO DE CURVAS CIRCULARES.....	347
2A.311.6 REPLANTEO DE CLOTOIDES.....	349
SECCION 2A.312 VERIFICACION POR MUESTREO DE TRABAJOS TOPOGRAFICOS.....	352
2A.312.1 ASPECTOS GENERALES	352
2A.312.2 VERIFICACION DE LA MONUMENTACION Y BALIZADO	354
2A.312.3 VERIFICACIÓN DE LAS DETERMINACIONES MEDIANTE INSTRUMENTAL TOPOGRAFICO.....	360
2A.312.4 VERIFICACIÓN MEDIANTE GPS	374
INDICECAPÍTULO 2A.400.....	377
CAPITULO 2A.400 PLANOS, INFORMES Y DOCUMENTOS DELESTUDIO	378
SECCIÓN 2A.401 OBJETIVOS Y ALCANCES	378
2A.401.1 PROYECTOS VIALES.....	378
2A.401.2 FORMATOS DIGITALES PARA TEXTOS Y TABLAS	378
2A.401.3 FORMATOS DIGITALES PARA MODELOS DE TERRENO Y PLANOS.....	378
2A.401.4 MEDIOS MAGNÉTICOS DE RESPALDO.....	379
SECCIÓN 2A.402 PLANOS	380
2A.402.1 FORMATOS.....	380
2A.402.2 PROCEDIMIENTOS DE DIBUJO Y SIMBOLOGÍA	381
SECCION 2A.403 INFORMES Y DOCUMENTOS.....	382
2A.403.1 ASPECTOS GENERALES	382
2A.403.2 FORMATO.....	382

**MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS
PÚBLICAS DEL ECUADOR**

SUBSECRETARÍA DE INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE

**NORMA ECUATORIANA VIAL
NEVI-12 - MTOP**

VOLUMEN N° 2 – LIBRO A
NORMA PARA ESTUDIOS VIALES

**CAPÍTULO 2A.100
INFORMACION GENERAL**

QUITO 2013

INDICE CAPITULO 2A.100

CAPÍTULO 2A.100 INFORMACIÓN GENERAL	14
SECCION 2A.101CAPÍTULO INTRODUCTORIO	14
2A.101.1 INTRODUCCIÓN.....	14
2.101.2OBJETIVOS Y ALCANCES	14
SECCION 2A.102 ORGANIZACIÓN Y CONTENIDO DEL VOLUMEN	15
SECCIÓN 2A.103 CAPITULO NOMENCLATURAS	16
2A.103.1 ABREVIATURAS.....	16
2A.103.3.1.1 Abreviaturas Instituciones Nacionales.	16
2A.103.3.1.2 Abreviaturas Instituciones Extranjeras.....	16
2A.103.3.1.3 Abreviaturas de Conceptos Utilizados en este Volumen.....	16
SECCIÓN 2A.104 SISTEMA DE UNIDADES	18
2A.104.1 ASPECTOS GENERALES	18
2A.104.2 OBLIGATORIEDAD DEL EMPLEO DE LA NORMA.....	18
2A.104.3 RESUMEN DE LA NORMA NTE INEN 0001:90 3R.....	18
2A.104.3. 1 Alcance.....	18
2A.104.3. 2 Referencia.....	18
2A.104.3. 3 Unidades SI.	19
2A.104.3.3 (1) Instituciones relacionadas con el SI.....	19
2A.104.3.3 (2) Unidades básica.....	24
2A.104.3.3 (3) Unidades derivadas incluyendo unidades suplementarias	26
2A.104.3.3 (4) Múltiplos y sub-múltiplos decimales de las unidades SI.....	28
2A.104.3.3 (5) Múltiplos de las unidades SI.....	32
2A.104.3.3 (6) Uso de las unidades SI y sus derivados	33
2A.104.3.3 (7)Reglas para escribir los símbolos de las unidades	33
2A.104.4 LONGITUDES Y DISTANCIAS ACUMULADAS EN PROYECTOS VIALES.....	34
SECCIÓN 2A.105 MARCO TEÓRICO PARA ESTUDIOS VIALES.....	36
2A.105.1 ASPECTOS GENERALES	36
2A.105.2 NORMA ECUATORIANA VIAL DEL MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS PUBLICAS.....	36
2A.105.3 VÉRTICESGEODÉSICOS GPS DEL IGM.....	36
2A.105.4 MAPAS, CARTAS Y CARTOGRAFÍA VIAL	36
SECCIÓN2A.106 VEHICULOS TIPOS	37
2A.106.1 COMPOSICION DEL TRANSITO	37

CAPÍTULO 2A.100 INFORMACIÓN GENERAL

SECCION 2A.101CAPÍTULO INTRODUCTORIO

2A.101.1 INTRODUCCIÓN

Este volumen de la Norma Ecuatoriana Vial, NEVI-12, establece las políticas, criterios, procedimientos y métodos para el desarrollo de los estudios para proyectos viales con una base de información amplia y confiable, referente a los diversos temas técnicos y criterios viales que conforman la realidad geopolítica de la zona de cruce del proyecto, para establecer la ruta y el trazado más conveniente para el desarrollo zonal y nacional, relacionado con aspectos tales como: facilidades de movilidad, el riesgo sísmico local, la seguridad vial, la estabilidad de taludes y la clasificación y tipología de la ruta.

La aplicabilidad de la NEVI-12, deberá ser observada por proyectistas, constructores y por cualquier persona o entidad que desarrolle estudios y trabajos para el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO). Estas disposiciones constituyen el reconocimiento de las prácticas, procedimientos y reglamentos técnicos internacionales, por ser convenientes para el Ecuador. En este sentido, la norma NEVI-12 ha sistematizado el conocimiento y criterio técnico de los diversos especialistas nacionales respecto de las mejores prácticas, procedimientos y normativa de otros países aplicables a realidad y necesidades tecnológicas ecuatorianas con proyecciones a largo plazo para un servicio vial sustentable y seguro.

La NEVI-12 está estructurada de tal forma que pueda prestar el soporte tecnológico necesario en campo y en gabinete para la solución de los problemas viales, aún para los más complejos; dentro de un marco científico adecuado para la intervención de los especialistas de alto nivel. Además, considerando que la ciencia de la ingeniería vial está en permanente cambio por las necesidades de servicio y seguridad, la NEVI-12 facilita la innovación del conocimiento ingenieril; mejorando, ampliando, sustituyendo y actualizando las disposiciones contenidas en esta normativa que se desarrollaron en forma consistente con las prácticas y principios de las normativas y especificaciones internacionales.

2A.101.2 OBJETIVOS Y ALCANCES

Los estudios viales tienen como objetivo seleccionar una ruta y proponer las mejores características de la vía dentro del área de influencia, para facilitar la movilidad entre los centros poblados y de producción y así propender al desarrollo de un sistema nacional de transporte intermodal y multimodal, sustentado en una red vial con estándares internacionales de calidad, segura, operativamente eficiente; dentro de los requerimientos económicos, sociales y medio ambientales del plan nacional de desarrollo.

SECCION 2A.102 ORGANIZACIÓN Y CONTENIDO DEL VOLUMEN

El volumen tiene una organización que partiendo de un marco teórico consistente para estudios viales, posibilita desarrollar primero, los estudios viales básicos congruentes con la investigación de los parámetros locales de geodésica y topográfica, complementados con estudios de: geología, geotecnia, geofísica, riesgo sísmico e hidráulica, para servir de soporte en los diseños preliminares del trazado geométrico y posteriormente completar con estudios de tránsito y ambientales que justifiquen plenamente la bondad y la eficiencia de las rutas planteadas en el estudio.

En el cuadro siguiente se pone de manifiesto la estructura del volumen.

CAPITULO	CONTENIDO	ALCANCE
2A.100	Información general	<ul style="list-style-type: none"> - Sistema de Unidades - Marco teórico para estudios viales: Del NEVI-12, vértices geodésicos, cartografía vial.
2A.200	Sistema de clasificación y niveles de estudio	<ul style="list-style-type: none"> - Conceptos básicos: Clasificación vial, consideraciones ambientales, clasificación funcional. - Estudios preliminares - Estudios avanzados de recuperación y cambio de estándar
2A.300	Ingeniería básica para estudios viales	<ul style="list-style-type: none"> - Estudios de geodésica y topografía. - Estudios de hidrología, hidráulica y sedimentos- - Estudios geológicos, geofísicos y geotécnicos. - Estudios de riesgo sísmico - Aplicabilidad de los estudios de tráfico - Aplicabilidad de los estudios ambientales
2A.400	Procedimientos para el desarrollo de estudios viales	<ul style="list-style-type: none"> - Criterios básicos de trazado - Planos, informes y documentos del estudio

SECCIÓN 2A.103 CAPITULO NOMENCLATURAS

2A.103.1 ABREVIATURAS

2A.103.3.1 Abreviaturas Instituciones Nacionales.

- MTOP Ministerio de Transporte y Obras Publicas
- INEN Instituto Ecuatoriano de estandarización y normalización

2A.103.3.2 Abreviaturas Instituciones Extranjeras.

- AASHTO American Association of State Highway and Transportation Officials (EE.UU.)
- ASTM American Society for Testing Materials (EE.UU.)
- BPR Bureau of Public Roads (EE.UU.)
- DIN Deutsche Industrie Norm (Alemania)
- HRB Highway Research Board (EE.UU.)
- ISO International Standars Organization
- SCS Soil Conservation Service (EE.UU.)
- USBR United States Bureau of Reclamation (EE.UU.)

2A.103.3.3 Abreviaturas de Conceptos Utilizados en este Volumen

- ANT Anteproyecto
- CBR Razón de Soporte California
- CED Cambio de Estándar de Diseño
- EA Estaca de Alineación Intermedia
- EDEP Estudio Definitivo con Estacado Parcial
- EDET Estudio Definitivo con Estacado Total
- EPTE Estudio Preliminar en Trazados Existentes
- EPTN Estudio Preliminar en Trazados Nuevos
- FC Fin de Curva Circular
- FCV Fin de Curva Vertical
- FK Fin de Clotoide
- GPS Sistema de Posicionamiento Global
- IDF Intensidad-Duración-Frecuencia (Hidrología)
- IP Indice de Plasticidad
- LTM Sistema Local Transversal de Mercator
- MC Punto Medio de Curva Horizontal
- MCL Meridiano Central Local
- MCV Punto Medio de Curva Vertical
- O/D Origen/Destino (Tránsito)

- PC Principio de Curva Horizontal
- PCV Principio de Curva Vertical
- PK Principio de Clotoide
- PL Perfil Longitudinal
- PNC Plan Nacional de Censos (Tránsito)
- PR Punto de Referencia (De Cota o Elevación)
- PRA Punto de Referencia Auxiliar
- PT Perfil Tipo
- PTL Plano Topográfico Local
- RED Recuperación de Estándar de Diseño
- SAP Sobreancho de la Plataforma
- SI Sistema Internacional de Unidades
- SIG Sistema de Información Geográfico
- STC Sistema de Transporte de Coordenadas
- TPDA Tránsito Promedio Diario Anual
- TRE Términos de Referencia Específicos
- TRG Términos de Referencia Generales
- UTM Universal Transversal de Mercator (Proyección)
- V: H Vertical: Horizontal (Escala o Inclinación de un Talud)
- VHD Volumen Horario de Diseño (Tránsito)
- USCS Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

SECCIÓN 2A.104 SISTEMA DE UNIDADES

2A.104.1 ASPECTOS GENERALES

En los Numerales que se desarrollan a continuación se presenta un resumen de la NTE INEN 0001:90 3R denominada “Sistema Internacional de Unidades”.

Esta Norma es una homologación de la Norma ISO 1000 siendo idéntica a la misma. El Anexo A forma parte del cuerpo de la norma. El Anexo B no forma parte de la norma, se inserta a título informativo.

El resumen que aquí se presenta contiene citas textuales de aquellos aspectos de la Norma que dicen relación con las unidades de uso habitual en el Del NEVI-12.

2A.104.2 OBLIGATORIEDAD DEL EMPLEO DE LA NORMA

Los proyectos de carreteras y caminos de la Dirección de Vialidad se ajustarán al contenido de esta norma, por lo tanto las unidades básicas, unidades derivadas y unidades suplementarias se usarán respetando el nombre y símbolo de cada una de ellas.

2A.104.3 RESUMEN DE LA NORMA NTE INEN 0001:90 3R

2A.104.3. 1 Alcance

Esta norma:

- a) Describe el Sistema Internacional de Unidades¹ (SI), (en las cláusulas 3, 4 y 6);
- b) Recomendación de múltiplos y submúltiplos decimales seleccionados de las unidades SI, para su uso general y ciertas otras unidades las cuales pueden ser usadas con el Sistema de Unidades (en cláusulas 5 y 7 y anexo A);
- c) Cita las definiciones de las unidades básicas del SI (en anexo B).

2A.104.3. 2 Referencia

La norma que se señala a continuación contiene disposiciones que, a través de referencias en el texto de esta norma, constituyen requisitos de la misma. A la fecha de publicación de esta norma estaba vigente la edición que se indica a continuación.

Todas las normas están sujetas a revisión y a las partes que deban tomar acuerdos, basados en esta norma, se les recomienda investigar la posibilidad de aplicar la edición más reciente de la norma que se incluye a continuación.

El Instituto Nacional de Normalización mantiene un registro de las normas nacionales e internacionales vigentes.

2A.104.3. 3 Unidades SI.

El nombre Sistema Internacional de Unidades (Système International d'Unités), con la abreviación internacional SI, ha sido adoptado por la 11ª Conferencia General de Pesos y Medidas (Conférence Générale des Poids et Mesures) de 1960.

El Sistema comprende:

- Unidades básicas;
- Unidades derivadas incluyendo unidades suplementarias; las cuales en conjunto forman el Sistema coherente de unidades SI.

2A.104.3.3 (1) Instituciones relacionadas con el SI

1. INSTITUTO ECUATORIANO DE NORMALIZACION, INEN

El Instituto Ecuatoriano de Normalización, INEN, es una entidad técnica de Derecho Público, con personería jurídica, patrimonio y fondos propios, con autonomía administrativa, económica, financiera y operativa, siendo el organismo técnico nacional competente, en materia de reglamentación, normalización y metrología, en conformidad con lo establecido en las leyes de la República y en tratados, acuerdos y convenios internacionales.

La estructura organizacional para el desarrollo de sus actividades se basan en el Nivel Directivo conformado por el Directorio del INEN, el Nivel ejecutivo ejercido por el Director General, el Nivel Asesor conformado por las Áreas Técnicas de Planificación y Asesoría Jurídica, el Nivel de Apoyo ejercido por el Área Técnica de Desarrollo Institucional y, el nivel Operativo conformado por las Áreas Técnicas de Normalización, Certificación de Calidad, Verificación y Servicios Tecnológicos.

El INEN cuenta con una oficina matriz en la ciudad de Quito y con las Delegaciones Regionales en Guayas, Azuay y Chimborazo y ha establecido un programa de desarrollo de los laboratorios de certificación y Control de Calidad Industrial a través del Centro de Apoyo Tecnológico a la Industria CATI, ubicado en el Valle de los Chillos, Parroquia de Conocoto, con una construcción de 2 200 m² y con proyección a 13 000 m², en la que funcionan los laboratorios de Metrología, (envase y embalaje, masa, longitud, fuerza, volumen, patrones eléctricos), Verificación Analítica (química, pesticidas, bromatología, cromatografía líquida, cromatografía de gases, espectrofotometría, microbiología, micología, aflatoxinas) y Verificación Física (ensayos mecánicos, recipientes a presión, ensayos no destructivos)

El apoyo a los sectores productivos se traduce en los siguientes servicios que el INEN ofrece:

- Capacitación y entrenamiento en Normalización Técnica, Calidad Total, Aseguramiento de la Calidad, Metrología, Sistema Internacional de Unidades.

- Calibración de aparatos, equipos e instrumentos y básculas camioneras de gran capacidad.
- Certificación de cumplimiento con norma o reglamentos técnicos para productos de fabricación y producción nacional, para consumo local o para exportación.
- Análisis y ensayos físicos, químicos y microbiológicos para diversos productos.
- Auditoría y consultoría para las empresas que deseen obtener certificados de calidad, sello de calidad o lograr una certificación ISO 9 000 o ISO 14 000.
- Información sobre normas técnicas, catálogos de normas del INEN, de otros países y de normas internacionales ISO, IEC, CODEX ALIMENTARIUS, ITU, OIML, COPANT, SIM.

El INEN representa a la República del Ecuador ante los Organismos Internacionales, Regionales y Subregionales de Normalización, Certificación y Metrología, siendo Organismo Miembro de la Organización Internacional de Normalización, ISO; Miembro Pleno de la Comisión Panamericana de Normas Técnicas, COPANT, del Comité Andino de Normalización, CAN y miembro corresponsal de la Organización Internacional de Metrología Legal, OIML, miembro pleno del Sistema Interamericano de Metrología, SIM y de la Interamerican Accreditation Corporation, IAAC.

2. ORGANIZACION INTERNACIONAL DE NORMALIZACION, ISO

La Organización Internacional de Normalización, ISO, es una federación mundial de Organismos Nacionales de Normalización de más de 157 países. Esta organización no gubernamental se fundó en 1947 y su misión es promover en el mundo el desarrollo de la normalización, con miras a facilitar el intercambio internacional de bienes y servicios y la cooperación para desarrollar las actividades, intelectual, científica, tecnológica y económica de apoyo a la Normalización .

El trabajo de la ISO es publicado como Normas Internacionales.

La existencia de normas no armonizadas para tecnologías similares en diferentes países o regiones, pueden contribuir a las denominadas “barreras tecnológicas al comercio”. Las industrias que se dedican a la exportación, tiene una gran necesidad de acuerdos sobre normas mundiales que ayuden a racionalizar el proceso de comercialización internacional. Este fue el origen del establecimiento de la ISO.

Los principios de la Normalización conllevan la facilitación del comercio, el intercambio y la transferencia tecnológica a través de elevar la calidad y el rendimiento de los productos mantener precios razonables, mejorar la salud, la seguridad y la protección ambiental, reducir el desperdicio, facilitar la compatibilidad y la interoperabilidad de los bienes y servicios, la simplificación para mejorar el uso, la reducción del número de modelos, y de costos y el incremento en la eficiencia de distribución y facilidades de mantenimiento.

Los miembros que conforman la ISO se dividen en tres categorías:

a) **Organismo Miembro**, que es el organismo de normalización más representativo del país (solo se admite uno por país), y tiene derecho a participar con su voto en cualquier comité técnico y en los comités de políticas de la ISO (El INEN es un Organismo Miembro de la ISO);

b) **Miembros Correspondientes**, que no tienen derecho a voto, pero son informados totalmente de los trabajos de su interés y,

c) **Miembros Subscriptores**, que pagan reducidas membresías para mantenerse en contacto con la normalización internacional.

El trabajo técnico de la ISO es altamente descentralizado, en la actualidad funcionan 3 093 organismos técnicos (201 comités técnicos, 542 subcomités 2 287 grupos de trabajo y 63 grupos de estudio ad hoc) en los que cada año participan más de 30 000 expertos en las reuniones y están conformados por representantes calificados de las industrias, institutos de investigación, autoridades gubernamentales, organismos de consumidores y organizaciones internacionales.

El trabajo de la ISO, cubre todos los campos de la técnica excepto la ingeniería eléctrica y electrónica, la cual es responsabilidad de la Comisión Electrotécnica Internacional IEC. El trabajo en el campo de la información es efectuado por el Comité Técnico Conjunto ISO/IEC (JTC 1).

Las normas ISO se desarrollan por consenso tomando en cuenta los puntos de vista de todos los interesados, para toda la industria, dando soluciones globales para satisfacer a las industrias y consumidores a nivel mundial, y son de aplicación voluntaria por todos los interesados. Son aprobadas por el 75% de todos los miembros que votan.

3. ORGANIZACION INTERNACIONAL PARA METROLOGIA CIENTIFICA, BIPM

Un paso a tiempo e importante hacia la uniformidad internacional en mediciones fue la reunión de la Convención del Metro en 1875. Esta convención fundó el Bureau International des Poids et Mesures (BIPM), el cual sirve como un laboratorio y secretaría internacional, y facilita la colaboración metrológica entre los estados miembros (cuarenta y ocho en 1998). Las actividades del BIPM estuvieron en un principio dirigidas estrictamente a las mediciones de longitud y de masa, pero una cláusula habilitante expedida por la Convención ha permitido a la Carta Constitutiva del BIPM al ser ampliada progresivamente para incluir una escala mucho mayor de responsabilidades.

El Objetivo del BIPM es proporcionar la base física necesaria para asegurar la uniformidad mundial de las mediciones. Por tanto sus principales tareas son:

- Conservar y difundir la unidad de masa;
- Establecer y difundir el tiempo atómico coordinado y en colaboración con las organizaciones astronómicas adecuadas, el Tiempo Universal Coordinado.
- Constituir un centro para la comparación de las realizaciones de otras unidades de base o derivadas y para difusión adicional de estas unidades, como sea necesario atender las

necesidades de los laboratorios nacionales de metrología. Esto requiere que, en algunas áreas, el BIPM mantenga sus propias realizaciones de ciertas unidades de base o derivadas.

- Cuando sea conveniente, determinar constantes físicas estrechamente relacionadas a la definición, realización y difusión de unidades de base o derivadas.
- Proporcionar la secretaría científica y administrativa para la Conferencia General de Pesas y Medidas, el Comité Internacional de Pesas y Medidas y los Comités Consultores.
- Suministrar cualquier ayuda posible en la organización de aquellas comparaciones internacionales, las cuales, aunque no realizadas en el BIPM, se realicen bajo los auspicios de un Comité Consultor.
- Asegurar que los resultados de comparaciones internacionales sean adecuadamente documentados y, si no se publican en otra parte, sean publicados directamente por el BIPM.

Con el fin de realizar estas tareas eficientemente y al nivel requerido, el BIPM cuenta con personal científico, técnico y administrativo adecuado conjuntamente con equipos, laboratorios, biblioteca, taller y otras facilidades.

4. SISTEMA INTERAMERICANO DE METROLOGÍA, SIM

El Sistema Interamericano de Metrología (SIM) es el resultado de un amplio acuerdo entre los Institutos de Metrología de todas las 34 naciones miembros de la Organización de Estados Americanos (OEA). Creado para promover la cooperación internacional, particularmente interamericana y regional en la Metrología, el SIM está encargado de la implantación de un sistema Global de Medición dentro de las Américas, en el cual todos los usuarios puedan tener confianza, asegurando la uniformidad de mediciones y fortaleciendo la trazabilidad. Trabajando hacia el establecimiento de un robusto sistema regional de medición, el SIM es esencial para efectuar el desarrollo de una posible área de libre comercio en las Américas (FTAA) y para promover el uso del Sistema Internacional de Unidades (SI), previendo siempre nuevas necesidades.

En el contexto de la cooperación establecido, las acciones tomadas por los miembros del Sistema Interamericano de Metrología (SIM) ayudarán a conseguir:

- El establecimiento de sistemas nacionales y regionales de medición;
- el establecimiento de una jerarquía de las normas nacionales de todos los miembros del SIM y el enlace con las normas regionales e internacionales;
- el establecimiento de equivalencia entre las normas nacionales de medición y los certificados de calibración y medición expedidos por los laboratorios nacionales de Metrología;
- la comparabilidad de los resultados obtenidos de procesos de medición realizados en laboratorios dentro del sistema;
- entrenamiento de personal técnico y científico;
- la recolección y distribución de documentación técnica y científica;

- el enlace con las normas internacionales mantenidas por el Bureau International de Poids et Mesures (BIPM);
- estrecha cooperación con la organización internacional para Metrología científica (BIPM) y legal (OIML) y con otras organizaciones internacionales interesadas en acreditación de laboratorios (ILAC, IAAC) y con la tecnología y las normas de medición (IMEKO), investigación y desarrollo (universidades y otras organizaciones), orientadas a fomentar la competitividad, para promover transacciones comerciales más equitativas y para apoyar el desarrollo básico en salud, seguridad, desarrollo industrial sustentable y protección ambiental.
- organizado en cinco subregiones a saber: NORAMET (Canadá, México y Estados Unidos), CARIMET (Antigua & Barbuda, Bahamas, Barbados, Dominica, República Dominicana, Granada, Guyana, Haití, Jamaica, Saint Kitts and Nevis, Santa Lucía, San Vicente y Granadinas, Surinam y Trinidad & Tobago) CAMET (Belice, Costa Rica, El Salvador, Guatemala, Honduras, Nicaragua y Panamá). ANDIMET (Bolivia, Colombia, Ecuador, Perú y Venezuela) y SURAMET (Argentina, Brasil, Chile, Paraguay y Uruguay), el SIM está encargado del conjunto de las organizaciones de Metrología de 34 países en las Américas y se beneficia de un Consejo de Gobierno estructurado por un Coordinador de cada subregión, un Comité Técnico y un Asesor Técnico permanente, un Comité de Desarrollo Profesional y una representación del Comité Conjunto de las Organizaciones regionales y el BIPM (JCRB), los cuales proporcionan acceso para el SIM en un acuerdo mundial para la comparación de normas y certificados de medición al más alto nivel de la Metrología.

5. ORGANIZACION INTERNACIONAL DE METROLOGIA LEGAL, OIML

La organización Internacional de Metrología Legal OIML, fue establecida en 1955 con el fin de promover la armonización global de los procedimientos de Metrología Legal. Desde entonces ha desarrollado, una estructura técnica que proporciona a sus miembros, guías metrológicas para la elaboración de requisitos nacionales y regionales concernientes a la fabricación y uso de instrumentos de medición para la aplicación de la Metrología Legal.

La Metrología Legal, es la totalidad de procedimientos legislativos, administrativos y técnicos establecidos por las autoridades públicas e implantados en su representación, con el fin de especificar o asegurar, de una manera reguladora o contractual, la apropiada calidad y credibilidad de las mediciones relacionadas con controles oficiales, comercio, salud, seguridad y medio ambiente.

La OIML es una organización de consenso intergubernamental cuya membresía incluye actualmente como **estados miembros**, a 59 países que participan activamente en trabajos técnicos y como **miembros correspondientes**, a 57 países que se han asociado a la OIML como observadores.

Los proyectos de recomendaciones y documentos de la OIML se desarrollan por 18 comités y sus respectivos subcomités técnicos, los cuales están formados por los Estados Miembros.

Ciertas instituciones internacionales y regionales también participan sobre la base de una consulta. Se han establecido acuerdos cooperativos con organismos internacionales como la ISO e IEC, con el objeto de evitar el establecimiento de requisitos contradictorios.

2A.104.3.3 (2) *Unidades básicas*

Un sumario conciso del Sistema Internacional de Unidades, el SI.

Metrología es la ciencia de la medición, que abarca todas las mediciones hechas a un nivel conocido de incertidumbre, en cualquier campo de actividad humana.

El Bureau International des Poids et Mesures, el BIPM, fue establecido por el Artículo 1 de la Convención del Metro, el 20 de Mayo de 1875, y está encargado de proporcionar la base para un único y coherente sistema de mediciones para ser usado en todo el mundo.

El sistema métrico decimal, vigente desde el tiempo de la Revolución Francesa, estuvo basado en el metro y el kilogramo. Bajo los términos de la Convención de 1875, los nuevos prototipos internacionales del metro y el kilogramo se hicieron y adoptaron formalmente por la primera Conferencia General de Pesas y Medidas (CGPM) en 1889. Con el tiempo este sistema se desarrolló, de modo que ahora incluye siete unidades de base.

En 1960 se decidió en la undécima CGPM que se llamaría el *Système International d' Unités* (en español: el Sistema Internacional de Unidades). El SI no es estático sino que tiende a armonizar los requisitos de creciente demanda del mundo para mediciones en todos los niveles de precisión y en todas las áreas de ciencia, tecnología y esfuerzo humano.

Este documento es un sumario del **Folleto SI**, una publicación del BIPM la cual es una declaración del estado actual del SI.

Las siete unidades de base del SI, enumeradas en la Tabla 2A.104-01, proporcionan la referencia usada para definir todas las unidades de medición del Sistema Internacional.

Conforme avanza la ciencia y los métodos de medición se refinan, sus definiciones tienen que ser revisadas. Mientras más precisas sean las definiciones, se requiere más cuidado en la realización de las unidades de medición.

Tabla 2A.104-01 Las siete unidades de base del SI

Magnitud	
	Unidad, símbolo: definición de unidad
Longitud	
	Metro, m: El metro es la longitud del trayecto recorrido por la luz en el vacío durante $1/299\,792\,458$ de un segundo. De aquí que la velocidad de la luz en el vacío, c_0 es $299\,792\,458$ m/s exactamente.
Masa	
	Kilogramo, kg: El kilogramo es la unidad de masa; es igual a la masa del prototipo internacional del kilogramo. De aquí que la masa del prototipo internacional del kilogramo es siempre 1 kg exactamente
Tiempo	
	Segundo, s: El segundo es la duración de $9\,192\,631\,770$ períodos de la radiación correspondiente a la transición entre dos niveles hiperfinos del estado fundamental del átomo de cesio 133. De aquí que la separación hiperfina en el estado fundamental del átomo de cesio 133, $\nu(\text{hfs Cs})$, es $9\,192\,631\,770$ Hz exactamente.
corriente eléctrica	
	Amperio, A: El amperio es la corriente constante la cual, si se mantiene en dos conductores paralelos rectos de longitud infinita, de sección transversal circular despreciable, y colocados a un metro de distancia el uno del otro en el vacío, produciría entre estos conductores una fuerza igual a 2×10^{-7} newtones por metro de longitud. De aquí que la constante magnética, μ_0 , también conocida como la permeabilidad del espacio libre es $4\pi \times 10^{-7}$ H/ m exactamente
temperatura termodinámica	
	Kelvin, K: El kelvin, unidad de temperatura termodinámica, es la fracción $1/273,16$ de la temperatura termodinámica del punto triple del agua. De aquí que la temperatura termodinámica del punto triple del agua T_{pta} , es $273,16$ K exactamente.
cantidad de sustancia	
	mole, mol: 1. La mole es la cantidad de sustancia de un sistema que contiene tantas entidades elementales como hay átomos en $0,012$ kilogramos de carbono 12. 2. Cuando se usa la mole, las entidades elementales deben especificarse y pueden ser átomos, moléculas, iones, electrones o grupos especificados de tales partículas. De aquí que la masa molar de carbono 12, $M(^{12}\text{C})$ es 12 g/ mol exactamente.
Intensidad luminosa	
	candela, cd: La candela es la intensidad luminosa, en una dirección dada, de una fuente que emita radiación monocromática de frecuencia 540×10^{12} hertzios y que tenga una intensidad radiante en esa dirección de $1/683$ vatios por estéeradian.

Las siete **magnitudes de base** correspondientes a las siete unidades de base son longitud, masa, tiempo, corriente eléctrica, temperatura termodinámica, cantidad de sustancia e

intensidad luminosa. Las **magnitudes de base** y las unidades de base anotan, con sus símbolos, en la Tabla 2A.104-02

Tabla 2A.104-02 Magnitudes de base y unidades de base usadas en el SI

Magnitud básica	Símbolo	Unidad de base	Símbolo
Longitud	l, h, r, x	metro	m
Masa	M	kilogramo	Kg
tiempo, duración	T	segundo	s
corriente eléctrica	I, i	amperio	A
Temperatura termodinámica	T	kelvin	K
cantidad de sustancia	N	mole	Mol
intensidad luminosa	I _v	candela	Cd

Todas las **otras magnitudes** se describen como **magnitudes derivadas**, y se miden usando **unidades derivadas**, las cuales se definen como productos de potencias de las **unidades de base**. Ejemplos de magnitudes y **unidades derivadas** se anotan en la Tabla 2A.104-03.

2A.104.3.3 (3) *Unidades derivadas incluyendo unidades suplementarias*

Tabla 2A.104-03 Unidades básicas

Magnitud derivada	Símbolo	Unidad derivada	Símbolo
Área	A	metro cuadrado	m ²
Volumen	V	metro cúbico	m ³
Velocidad	v	metro por segundo	m/s
Aceleración	α	metro por segundo al cuadrado	m/s ²
número de onda	σ, $\tilde{\nu}$	metro recíproco	m ⁻¹
densidad de masa	ρ	kilogramo por metro cúbico	kg/m ³
densidad de superficie	ρ _A	kilogramo por metro cuadrado	kg/m ²
volumen específico	v	metro cúbico por kilogramo	m ³ /kg
densidad de corriente	j	amperio por metro cuadrado	A/m ²
resistencia de campo magnético	H	amperio por metro	A/m
concentración magnético	c	mole por metro cúbico	mol/m ³
concentración de masa	ρ, γ	kilogramo por metro cúbico	kg/m ³
Luminancia	L _v	candela por metro cuadrado	cd/m ²
índice de refracción	n	Uno	1
permeabilidad relativa	μ _r	Uno	1

Anotar que el índice de refracción y la permeabilidad relativa son ejemplos de magnitudes adimensionales, por lo cual la unidad SI es el número uno 1, aunque esta unidad no se escribe.

Algunas **unidades derivadas** reciben un **nombre especial**, siendo éstos simplemente una forma compacta para la expresión de combinaciones de **unidades de base** que se usan frecuentemente. Así por ejemplo, el julio, símbolo J, es por definición igual a m² kg s⁻². Hay

22 nombres especiales para unidades aprobadas en el SI al presente, y éstas se presentan en la Tabla 2A.104-04.

Tabla 2A.104-04 Unidades derivadas con nombres especiales en el SI

Magnitud derivada	Nombre de Unidad derivada	Símbolo de unidad	Expresión en términos de otras unidades
ángulo plano	radian	Rad	m/m = 1
ángulo sólido	estereorradian	Sr	m ² /m ² = 1
frecuencia	hertzio	Hz	s ⁻¹
fuerza	newton	N	m kg s ⁻²
presión, tensión	pascal	Pa	N/m ² = m ⁻¹ kg s ⁻²
energía, trabajo cantidad de calor	julio	J	Nm = m ² kg s ⁻²
potencia, flujo radiante	vatio	W	J/s = m ² kg s ⁻³
carga eléctrica, magnitud de electricidad	culombio	C	s A
diferencia de potencial eléctrico	voltio	V	W/A = m ² kg s ⁻³ A ⁻¹
Capacitancia	faradio	F	C/V = m ⁻² kg ⁻¹ s ⁴ A ²
resistencia eléctrica	ohmio	Ω	V/A = m ² kg s ⁻¹ A ⁻²
conductancia eléctrica	siemens	S	A/V = m ⁻² kg ⁻¹ s ³ A ²
Magnitud derivada	Nombre de Unidad derivada	Símbolo de unidad	Expresión en términos de otras unidades
flujo magnético	Weber	Wb	V s = m ² kg s ⁻² A ⁻¹
densidad de flujo magnético	Tesla	T	Wb/m ² = kg s ⁻² A ⁻¹
inductancia	Henrio	H	Wb/A = m ² kg s ⁻² A ⁻²
temperatura Celsius	grado Celsius	°C	K
flujo luminoso	Lumen	Lm	cd sr = cd
iluminación	Lux	Lx	lm/m ² = m ⁻² cd
actividad referida a un radionuclido	Becquerel	Bq	s ⁻¹
dosis absorbida, energía específica (impartida), kerma	Gray	Gy	J/kg = m ² s ⁻²
dosis equivalente, dosis ambiental equivalente	sievert	Sv	J/kg = m ² s ⁻²
actividad catalítica	Katal	Kat	s ⁻¹ mol

Aunque el hertzio y el becquerel son iguales al segundo recíproco, el hertzio se usa solo para fenómenos cíclicos y el becquerel para procesos de hipótesis en deterioro radioactivo.

La unidad de temperatura Celsius es el grado Celsius, °C, el cual es igual en magnitud al kelvin, K, la unidad de temperatura termodinámica. La magnitud temperatura Celsius t está relacionada con la temperatura termodinámica por la ecuación $t/^{\circ}\text{C} = T/\text{K} - 273,15$.

El sievert también se usa para la dosis equivalente direccional de las magnitudes y la dosis equivalente personal.

Los últimos cuatro nombres especiales para las unidades de la Tabla 2A.104-04 fueron adoptados específicamente para salvaguardar las mediciones relacionadas con la salud humana.

Para cada magnitud hay solo una unidad SI (aunque ésta puede expresarse en diferentes formas usando los nombres especiales). Sin embargo, la misma unidad SI puede usarse para expresar los valores de varias magnitudes diferentes (por ejemplo, la unidad SI J/K puede usarse para expresar el valor tanto de capacidad de calor como de entropía).

Es por tanto importante no usar la unidad sola para especificar la magnitud. Esto se aplica a los textos científicos y también a los instrumentos de medición (es decir, la lectura de un instrumento debería indicar la magnitud en cuestión y la unidad).

Las magnitudes adimensionales, también llamadas magnitudes de dimensión uno, se definen usualmente como la relación de dos magnitudes de la misma clase (por ejemplo, índice de refracción es la relación de dos velocidades, y la permisividad relativa es la relación de la permisividad de un medio dieléctrico a aquel del espacio libre).

Así la unidad de una magnitud adimensional es la relación de dos unidades SI idénticas, y es por tanto siempre igual a uno. Sin embargo, al expresar los valores de las magnitudes adimensionales la unidad uno, 1, no se escribe.

2A.104.3.3 (4) Múltiplos y sub-múltiplos decimales de las unidades SI.

Un grupo de prefijos ha sido adoptado para uso con las unidades SI, con el fin de expresar los valores de las **magnitudes** que son sea mucho más grandes o mucho más pequeñas que la unidad SI usada sin ningún prefijo. Los prefijos SI están anotados en la Tabla 2A.104-05. Ellos pueden usarse con alguna de las **unidades de base** y con alguna de las **unidades derivadas** con nombres especiales.

Cuando se usan los prefijos, el nombre del prefijo y el nombre de la unidad se combinan para formar una sola palabra, y así mismo el símbolo del prefijo y el símbolo de la unidad se escriben sin ningún espacio para formar un solo símbolo, el cual puede elevarse a cualquier potencia. Por ejemplo, nosotros podemos escribir: kilómetro, km; microvoltio, μV ; femtosegundo, fs; $50 \text{ V/cm} = 50 \text{ V}(10^{-2} \text{ m})^{-1} = 5000 \text{ V/m}$.

Tabla 2A.104-05 Los prefijos SI

Factor	Nombre	Símbolo	Factor	Nombre	Símbolo
10^1	Deca	da	10^{-1}	deci	D
10^2	Hecto	h	10^{-2}	centi	C
10^3	Kilo	k	10^{-3}	mili	M
10^6	Mega	M	10^{-6}	micro	M
10^9	Giga	G	10^{-9}	nano	N
10^{12}	Terá	T	10^{-12}	pico	P
10^{15}	Peta	P	10^{-15}	femto	F
10^{18}	Exa	E	10^{-18}	atto	A
10^{21}	Zetta	Z	10^{-21}	zepto	Z
10^{24}	Yotta	Y	10^{-24}	yocto	Y

Cuando las **unidades de base** y las **unidades derivadas** se usan sin ningún prefijo, el grupo de unidades resultante se describe como **coherente**. El uso de un grupo coherente de unidades tiene ventajas técnicas (ver el **Folleto SI**). Sin embargo, el uso de los prefijos es conveniente por cuanto evita la necesidad de usar factores de 10^n para expresar los valores de magnitudes muy grandes o muy pequeñas. Por ejemplo, la longitud de una adhesión química se da más convenientemente en nanómetros, nm, que en metros, m, y la distancia de Londres a París se da más convenientemente en kilómetros, km, que en metros, m.

El kilogramo, kg, es una excepción, por cuanto aunque es una **unidad de base**, el nombre ya incluye un prefijo por razones históricas. Los múltiplos y sub-múltiplos del kilogramo se escriben combinando los prefijos con el gramo: así se escribe: miligramo, mg, no microkilogramo, μ kg.

Unidades ajenas al SI

El SI es el único sistema de unidades que está reconocido universalmente, de modo que tiene una marcada ventaja para establecer un diálogo internacional. Otras unidades, es decir, ajenas al SI, se definen generalmente en términos de las unidades SI. El uso del SI también simplifica la enseñanza de la ciencia. Por todas estas razones el uso de las unidades SI se recomienda en todos los campos de la ciencia y de la tecnología.

Sin embargo algunas unidades ajenas al SI se usan todavía ampliamente. Unas pocas, tales como el minuto, la hora y el día como unidades de tiempo, se usarán siempre por cuanto están profundamente introducidas en nuestra cultura. Otras se usan por razones históricas, para atender las necesidades de grupos especiales de interés, o por cuanto no hay una alternativa conveniente en el SI. Siempre se mantendrá la prerrogativa de un científico para usar las unidades que se consideran mejor adecuadas para el propósito. No obstante, cuando se usan las unidades ajenas al SI, el factor de conversión al SI debería siempre mencionarse. Unas pocas unidades ajenas al SI se anotan en la Tabla 2A.104-06 a continuación con sus factores de conversión al SI. Para una lista más completa, ver el **Folleto SI**, o el sitio Web de BIPM.

Tabla 2A.104-06. Unas pocas unidades ajenas al SI

Magnitud	Unidad	Símbolo	Relación con el SI
tiempo	Minuto	Min	1 min = 60 s
	Hora	H	1 h = 3600 s
	Día	D	1 d = 86 400 s
volumen	Litro	L o l	1 L = 1 dm ³
masa	Tonelada	T	1 t = 1000 kg
energía	Electronvoltio	eV	1 eV = 1,602 x 10 ⁻¹⁹ J
presión	Bar	Bar	1 bar = 100 kPa
	milímetros de mercurio	mmHg	1 mmHg = 133,3 Pa
longitud	Ángström	Å	1 Å = 10 ⁻¹⁰ m
	milla náutica	M	1 M = 1852 m
fuerza	Dina	Din	1 din = 10 ⁻⁵ N
energía	Ergio	Erg	1 erg = 10 ⁻⁷ J

Los símbolos para unidades comienzan con una letra mayúscula cuando se llaman así por una persona (por ejemplo, amperio, A; kelvin, K; hertzio, Hz; culombio, C). De otro modo siempre comienzan con una letra minúscula (por ejemplo, metro, m; segundo, s; mole, mol). El símbolo para el litro es una excepción: sea una letra minúscula o una L mayúscula pueden usarse en este caso para evitar la confusión entre la letra l minúscula y el número uno, 1.

El símbolo para una milla náutica se da aquí como M; sin embargo no hay un acuerdo general sobre un símbolo para milla náutica.

El lenguaje de la ciencia: Uso del SI para expresar los valores de las magnitudes.

El valor de una magnitud como el producto de un número y una unidad, y el número que multiplica la unidad es el valor numérico de la magnitud en esa unidad. Siempre se deja un espacio entre el número y la unidad. Para magnitudes adimensionales, para las cuales la unidad es el número uno, se omite la unidad. El valor numérico depende de la selección de la unidad, de modo que el mismo valor de una magnitud puede tener diferentes valores numéricos cuando se expresa en diferentes unidades, como en los ejemplos siguientes.

La velocidad de una bicicleta es aproximadamente

$$v = 5,0 \text{ m/s} = 18 \text{ km/h.}$$

la longitud de onda de una de las líneas de sodio amarillo es

$$\lambda = 5,896 \times 10^{-7} \text{ m} = 589,6 \text{ nm.}$$

Los símbolos de magnitud se imprimen en letra cursiva, y generalmente son letras sueltas del alfabeto griego o latino. Pueden usarse letras mayúsculas o minúsculas, y puede añadirse información sobre la magnitud como una nota de pie o entre paréntesis.

Hay símbolos recomendados para muchas magnitudes, dados por autoridades como ISO (Organización Internacional de Normalización) y diversas uniones científicas internacionales como IUPAP y IUPAC. Ejemplos son:

- T para temperatura
- C_p para capacidad de calor a presión constante
- x_i para la fracción de mole (cantidad de fracción) de la especie i
- μ_r para permeabilidad relativa
- $m(k)$ para la masa del prototipo internacional del kilogramo k

Los símbolos de unidades se imprimen en letras de tipo romano (vertical), aparte del tipo usado en el texto circundante. Ellos son entidades matemáticas y no abreviaturas; Nunca están seguidos por un punto (excepto al fin de una frase) ni por unas para el plural. El uso de la forma correcta para símbolos de unidades es obligatorio, y está ilustrado por los ejemplos en el **Folleto SI**. Los símbolos de unidades pueden a veces ser de más de una sola letra. Se escriben en letras minúsculas, excepto si la primera letra es mayúscula cuando se refiere al nombre de una persona. Sin embargo, cuando el nombre de una unidad se deletrea debe comenzar con una letra minúscula (excepto al comienzo de una frase), para distinguir la unidad de la persona.

Al escribir el valor de una magnitud como el producto de un valor numérico y una unidad, tanto el número como la unidad deben tratarse por las reglas ordinarias del álgebra. Por ejemplo, la ecuación $T = 293 \text{ K}$ puede igualmente escribirse $T / \text{K} = 293$.

Este procedimiento se describe como el uso de cálculo de magnitud, o el álgebra de magnitudes. A menudo es útil usar la relación de una magnitud a su unidad para encabezar las columnas de tablas, o rotular los ejes de los gráficos, de modo que las entradas en la tabla o los rótulos o las marcas en los ejes sean todos números simples. El ejemplo a continuación muestra una tabla de presión de vapor (Tabla 2A.104-07) como una función de temperatura recíproca con las columnas rotuladas de esta manera.

Tabla 2A.104-07. Ejemplo

T/K	10^3 K/T	p/MPa	ln(p/MPa)
216,55	4,6179	0,5180	0,6578
273,15	3,6610	3,4653	1,2486
304,19	3,2874	7,3815	1,9990

Formas equivalentes algebricamente pueden usarse en lugar de 10^3 K/T , tales como kK/T , o $10^3 (\text{T/K})^{-1}$.

Al formar productos o cocientes de unidades se aplican las reglas normales del álgebra. Al formar productos de unidades, debe dejarse un espacio entre las unidades (o alternativamente puede usarse un punto centrado a media altura como símbolo de multiplicación). Anotar la

importancia del espacio, por ejemplo, m s indica el producto de un metro por un segundo, pero ms indica un milisegundo. También, cuando se forman productos complicados de unidades, usar paréntesis o exponentes negativos para evitar ambigüedades. Por ejemplo, la constante de gas molar R se da por

$$\begin{aligned} pV_m/T = R &= 8,314 \text{ Pa m}^3 \text{ mol}^{-1} \text{ K}^{-1}. \\ &= 8,314 \text{ Pa m}^3 (\text{mol K}) \end{aligned}$$

Cuando se anotan números la marca decimal puede ser ya sea un punto (es decir una parada) o una coma, según las circunstancias. Para documentos en idioma inglés es usual un punto, pero para muchos idiomas europeos continentales y en otros países es usual una coma.

Cuando un número tiene muchos dígitos, se acostumbra reunir los dígitos en grupos de tres alrededor de la marca decimal para facilitar la lectura. Esto no es esencial, pero se hace a menudo, y es generalmente conveniente. Cuando se hace así, los grupos de tres dígitos deben separarse por un espacio (pequeño); ni un punto ni una coma deben usarse. La incertidumbre en el valor numérico de una **magnitud** a menudo puede ser convenientemente indicada dando la incertidumbre en los dígitos menos significativos entre paréntesis después del número.

Ejemplo: El valor de la carga elemental se da en la lista CODATA 2002 de constantes fundamentales como

$$e = 1,602\ 176\ 53\ (14) \times 10^{-19} \text{ C},$$

donde 14 es la incertidumbre normal en los dígitos finales citados por el valor numérico.

2A.104.3.3 (5) Múltiplos de las unidades SI

Los prefijos dados en la Tabla 2A.104-05 son usados para formar nombres y símbolos de múltiplos (múltiplos y submúltiplos decimales) de las unidades SI.

El símbolo de un prefijo es considerado para ser combinado con el símbolo kernel () el cual se añade directamente, formando con él un nuevo símbolo (para un múltiplo o submúltiplo decimal) el cual puede ser elevado a una potencia positiva o negativa, y el cual puede ser combinado con otras unidades de símbolos para formar símbolos para unidades compuestas:

Ejemplo:

$$\begin{aligned} 1 \text{ cm}^3 &= (10^{-2} \text{ m})^3 = 10^{-6} \text{ m}^3 \\ 1 \text{ } \mu\text{s}^{-1} &= (10^{-6} \text{ s})^{-1} = 10^6 \text{ s}^{-1} \\ 1 \text{ mm}^2/\text{s} &= (10^{-3} \text{ m})^2/\text{s} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \end{aligned}$$

Los prefijos compuestos no deben ser usados; por ejemplo, escribir nm para nanómetro y no mμm

Nota:

- (1) Por razones históricas el nombre de la unidad básica para la masa, el kilogramo, contiene el nombre del prefijo SI kilo. Los nombres de múltiplos y submúltiplos decimales de la unidad de masa, son formados por la adición de los prefijos a la palabra gramo, ej. miligramo (mg) en lugar de microkilogramo (μkg)

2A.104.3.3 (6) *Uso de las unidades SI y sus derivados*

La elección del múltiplo apropiado (múltiplo o submúltiplo decimal) de una unidad SI, se hace por conveniencia, la elección del múltiplo para una aplicación particular será aquella que guiará los valores numéricos dentro de un rango práctico.

El múltiplo puede ser usualmente elegido tal que los valores numéricos estarán entre 0,1 y 1 000. No es siempre posible, el caso de una unidad compuesta conteniendo a una unidad elevada a la segunda o tercera potencia.

Ejemplos:

$1,2 \times 10^4$ N puede escribirse 12 kN
0,00394 m puede escribirse 3,94 mm
1 401 Pa puede escribirse 1,401 kPa
 $3,1 \times 10^{-8}$ s puede escribirse 31 ns

Sin embargo, en una tabla de valores para la misma magnitud, o en una discusión de tales valores dentro de un contexto dado, será generalmente mejor usar el mismo múltiplo o submúltiplo para todos los ítems, aun cuando alguno de los valores numéricos quede fuera de los límites de 0,1 a 1 000. Para ciertas magnitudes, en aplicaciones particulares, se acostumbra utilizar al mismo múltiplo; por ejemplo, se utiliza el milímetro para denominar las dimensiones en la mayoría de los dibujos de ingeniería mecánica.

El número de prefijos usados en la formación de unidades compuestas debe ser limitado tanto como sea posible mientras sea compatible con el uso práctico.

Los errores en los cálculos, pueden evitarse más fácilmente si todas las magnitudes son expresadas en unidades SI, y si se utilizan potencias de 10 en lugar de prefijos.*

* El subrayado, que no figura en la Norma, se agrega para destacar que esta es la alternativa recomendada a los usuarios del Nevi 12.

2A.104.3.3 (7) *Reglas para escribir los símbolos de las unidades*

Los símbolos de las unidades deberán ser impresos en caracteres romanos (rectos) (independientemente del tipo usado en el resto del texto), permanecerán inalterables en el

plural, se escribirán sin punto final (punto ortográfico) excepto por la puntuación normal del texto, ej., al final de una frase, deberá ser puesto después del valor numérico completo en la expresión de una magnitud, dejando un espacio entre el valor numérico y el símbolo de la unidad

Los símbolos de las unidades deberán en general ser escritos con minúscula, excepto en el caso que el nombre de la unidad derive de un nombre propio se escribirá la primera letra en mayúscula.

Ejemplos:

m metro
s segundo
A ampere
Wb weber

Cuando una unidad compuesta se forma por multiplicación de dos o más unidades, se le indicará en una de las siguientes formas:

$N \cdot m$, $N\ m$

Notas:

- En un sistema con un conjunto de caracteres limitados, un punto sobre la línea es usado en lugar de un punto a media altura.
- La última manera indicada se puede también escribir sin un espacio, teniendo especial cuidado cuando el símbolo de una de las unidades es el mismo que el símbolo para un prefijo, ej. mN es usado sólo para milinewton y no para metro newton.
- Cuando se forma una unidad compuesta por división de una unidad por otra, esto puede ser indicado de una de las formas siguientes:

m , m/s , $m \cdot s^{-1}$

Una barra (/) no deberá ser seguida por un símbolo de multiplicación o división en la misma línea formando una combinación, a menos que se inserte un paréntesis para evitar toda ambigüedad. En casos complicados, se usarán potencias negativas o paréntesis.

2A.104.4 LONGITUDES Y DISTANCIAS ACUMULADAS EN PROYECTOS VIALES

Todas las longitudes que figuren en los documentos y planos de un Estudio Vial se expresarán en metros (m), centímetros (cm) o milímetros (mm), según sea la especialidad de que se trate, debiendo cada cifra estar acompañada de la unidad que le corresponda, o bien, si se trata de un plano, incluir una nota destacada que indique, por ejemplo, “DIMENSIONES EN milímetros (mm), SALVO INDICACIÓN EXPRESA EN CONTRARIO”.

En los documentos y planos relativos a trazados en planta y alzado, así como toda vez que se deba hacer referencia a una cierta distancia acumulada referida a un cierto origen, a la cifra correspondiente se le antepondrá la sigla “Dm”(Abscisa), correspondiente al concepto “Distancia Acumulada expresada en metros”.

Consecuentemente, se abandona a partir de la fecha de entrada en vigencia de este Volumen del del NEVI-12, el concepto de kilometraje y su unidad el kilómetro, reemplazándolos por el concepto de Distancia Acumulada y su notación “Dm” (Abscisa), como se indica en el siguiente ejemplo:

Km 252,324,843 (Notación Antigua)

Dm 252.324,843 (Nueva Notación)

Km 252+324,843 (Abscisa)

No obstante lo anterior, en las Señales Camineras Informativas que expresan la distancia a algún destino o la longitud de un cierto tramo, se seguirá empleando como unidad el kilómetro (km). Del mismo modo las velocidades de proyecto, o velocidades máximas señalizadas se seguirán expresando en kilómetros por hora (km/h).

En un Resumen Ejecutivo y sus esquemas ilustrativos, se podrá emplear la notación en kilómetros, con un máximo de tres decimales, es decir aproximando la distancia acumulada al metro, o bien, la nueva notación en metros si decimales, sin embargo, habiendo optado por una de estas notaciones no se podrá emplear la otra en el mismo documento.

SECCIÓN 2A.105 MARCO TEÓRICO PARA ESTUDIOS VIALES

2A.105.1 ASPECTOS GENERALES

Las etapas de los estudios de Ingeniería para el diseño de un proyecto vial son las establecidas en el Volumen N° 1 – PROCEDIMIENTOS PARA PROYECTOS VIALES, donde se describen los conceptos y productos esperados para las diferentes etapas de desarrollo de un Proyecto Vial

2A.105.2 NORMA ECUATORIANA VIAL DEL MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS PÚBLICAS

Las materias tratadas en el Volumen N° 2B – NORMAS PARA EL DISEÑO VIAL, están íntimamente relacionadas con los conceptos que se desarrollan en este Volumen.

2A.105.3 VÉRTICES GEODÉSICOS GPS DEL IGM

Según se expone en el numeral [2A.301](#) “Ingeniería Básica para Estudios Viales-Aspectos Geodésicos y Topográficos”, la referenciación de los estudios viales deberá estar ligada a un Vértice Geodésico GPS de la red materializada por el Instituto Geográfico Militar.

2A.105.4 MAPAS, CARTAS Y CARTOGRAFÍA VIAL

Instituto Geográfico Militar (IGM). El IGM posee un catálogo de Mapas, Cartas y Ortofotos para la venta, del cual se ha extractado la información más relevante desde el punto de vista de los estudios para obras viales. Además se puede consultar la Página WEB que da una descripción de su labor, contiene una reseña histórica del Instituto, su misión, sus actividades, sus productos y publicaciones.

SECCIÓN 2A.106 VEHICULOS TIPOS

2A.106.1 COMPOSICION DEL TRANSITO

En el diseño de las carreteras se deben tener en cuenta también las características de operación de los vehículos, que son diferentes según los diversos tamaños y pesos de los mismos, y permiten formar con ellos varias clases. La cantidad relativa de las diferentes clases de vehículos en el tránsito total es lo que se llama composición del tránsito.

Los camiones, por ser generalmente más pesados que los buses y automóviles, son más lentos y ocupan mayor espacio; por tanto, tienen mayor efecto en el tránsito que los vehículos más pequeños. El efecto de operación de un camión es equivalente al de varios vehículos livianos; se acostumbra representarlo con la letra J y depende principalmente de la pendiente de la carretera y de la distancia de visibilidad existente en el tramo considerado. En términos generales, se puede decir que $J = 2$ en terreno plano y $J = 4$ en terreno montañoso. Así, a mayor proporción de camiones en el tránsito, mayor es la intensidad del tránsito y por ende, requerirá mayor capacidad de la carretera, para garantizar que la relación volumen/capacidad este siempre dentro de los niveles adecuados ($v/c < 0.80$).

Las dos clases más generales de vehículos (automotores) son:

- Vehículos livianos, que incluye a las motocicletas y a los automóviles así como a otros vehículos ligeros como camionetas y pickups, con capacidad hasta de ocho pasajeros y ruedas sencillas en el eje trasero.
- Vehículos pesados, como camiones, buses y combinaciones de camiones (semirremolques y remolques), de más de cuatro toneladas de peso y doble llanta en las ruedas traseras.
- Generalmente se relaciona con el diseño geométrico de la carretera el dato del porcentaje de camiones, sobre el tránsito total, que se espera va a utilizar la vía.
- Se llama vehículo de diseño a un tipo de vehículo cuyos peso, dimensiones y características de operación se usan para establecer los controles de diseño que acomoden vehículos del tipo designado. Con propósitos de diseño geométrico, el vehículo de diseño debe ser uno, se podría decir que imaginario, cuyas dimensiones y radio mínimo de giro sean superiores a los de la mayoría de los vehículos de su clase.
- Generalmente, para el diseño de las carreteras es necesario conocer la longitud, la altura y el ancho de los vehículos de diseño. Las dimensiones son útiles para el diseño de intersecciones, retornos, círculos de tráfico, intercambiadores, etc.
- El Ministerio de Transporte y Obras Públicas considera varios tipos de vehículos de diseño, más o menos equivalentes a los de la AASHTO, así:
 - Vehículo liviano (A): A1 usualmente para motocicletas, A2 para automóviles
 - Buses y busetas (B), que sirven para transportar pasajeros en forma masiva.
 - Camiones (C) para el transporte de carga, que pueden ser de dos ejes (C-1), camiones o tracto-camiones de tres ejes (C-2) y también de cuatro, cinco o más ejes (C-3).

- Remolques (R), con uno o dos ejes verticales de giro y una unidad completamente remolcada, tipo tráiler o tipo Dolly.
- Para determinar los radios mínimos de giro se supone que los vehículos se mueven a una velocidad de 15 kph., no obstante hay tendencia a fabricar más largos los remolques y a permitir aumento en la altura máxima legal.

En las Tablas 2A. 106 – 01; 2A. 106 –02 y 2A. 106 – 03 se presentan las principales características de los cuatro tipos a que se pueden reducir los mencionados antes.

Tabla 2A. 106 – 01 Características por tipos de vehículos

Vehículo de diseño	A	B	C	R
Altura máxima (m)	2,40	4,10	4,10	4,30
Longitud máxima (m)	5,80	13,00	20,00	>20,50*
Anchura máxima (m)	2,10	2,60	2,60	3,00
Radios mínimos de giro (m)				
Rueda interna	4,70	8,70	10,00	12,00
Rueda externa	7,50	12,80	16,00	20,00
Esquina externa delantera	7,90	13,40	16,00	20,00

**Remolque con tipo Dolly, la longitud máxima pudiera ser mayor a los 20.5 metros por el transporte de elementos especiales de hormigón y/o acero, así como cargas especiales para hidroeléctricas, refinerías, etc.*

En este caso, como el número de camiones es considerable, este tipo se tomará como vehículo de diseño.

Tabla 2A. 106 - 02 Nacional de Pesos y Dimensiones: "Tipo de vehículos motorizados remolques y semirremolques"

CUADRO DEMOSTRATIVO DE TIPO DE VEHÍCULOS MOTORIZADOS REMOLQUES Y SEMIREMOLQUES								
TIPO	DISTRIBUCIÓN MÁXIMA DE CARGA POR EJE	DESCRIPCIÓN	PESO MÁXIMO PERMITIDO (Ton.)	LONGITUDES MÁXIMAS PERMITIDAS (metros)				
				Largo	Ancho	Alto		
2 D			7	5,00	2,60	3,00		
2DA			10	7,50	2,60	3,50		
2DB			18	12,20	2,60	4,10		
3-A			27	12,20	2,60	4,10		
4-C			31	12,20	2,60	4,10		
4-0			32	12,20	2,60	4,10		
V2DB			18	12,20	2,60	4,10		
V3A			27	12,20	2,60	4,10		
VZS			27	12,20	2,60	4,10		
T2			18	8,50	2,60	4,10		
T3			27	8,50	2,60	4,10		
S3			24	13,00	3,00	4,30		
S2			20	13,00	3,00	4,30		
S1			11	13,00	3,00	4,30		
R2			22	10,00	3,00	4,30		
R3			31	10,00	3,00	4,30		
B1			11	10,00	3,00	4,30		
B2			20	10,00	3,00	4,30		
B3			24	10,00	3,00	4,30		

Tabla 2A. 106 - 03 Nacional de Pesos y Dimensiones: “Posibles combinaciones”

TIPO	DISTRIBUCIÓN MÁXIMA DE CARGA POR EJE	DESCRIPCIÓN	PESO BRUTO VEHICULAR MÁXIMO PERMITIDO (toneladas)	LONGITUDES MÁXIMAS PERMITIDAS (metros)		
				Largo	Ancho	Alto
2S1			29	20,50	2,60	4,30
2S2			38	20,50	2,60	4,30
2S3			42	20,50	2,60	4,30
3S1			38	20,50	2,60	4,30
3S2			47	20,50	2,60	4,30
3S3			48	20,50	2,60	4,30
2R2			40	20,50	2,60	4,30
2R3			48	20,50	2,60	4,30
3R2			48	20,50	2,60	4,30
3R3			48	20,50	2,60	4,30
2B1			29	20,50	2,60	4,30
2B2			38	20,50	2,60	4,30
2B3			42	20,50	2,60	4,30
3B1			38	20,50	2,60	4,30
3B2			47	20,50	2,60	4,30
3B3			48	>20,50	3,00	4,30

**MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS
PÚBLICAS DEL ECUADOR**

SUBSECRETARÍA DE INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE

**NORMA ECUATORIANA VIAL
NEVI-12 - MTOP**

VOLUMEN N° 2
NORMA PARA ESTUDIOS Y DISEÑOS VIALES

**CAPÍTULO 2A.200
DISEÑO GEOMÉTRICO DEL TRAZADO**

QUITO 2013

INDICECAPÍTULO 2A.200

INDICECAPÍTULO 2A.200.....	42
CAPITULO 2A.200 DISEÑO GEOMÉTRICO DEL TRAZADO.....	49
SECCIÓN 2A.201 ELEMENTOS PARA EL DISEÑO.....	49
2A.201.1 EL TERRENO.....	49
2A.201.1.1 La topografía.....	49
2A.201.1.2 Las características físicas.....	50
2A.201.1.3 El uso del terreno.....	51
2A.201.2 EL TRÁNSITO.....	52
2A.201.2.1 Volumen del tránsito.....	52
2A.201.2.1 (1) El tránsito normal, compuesto de:.....	53
2A.201.2.1 (1) a). El tránsito normal.....	53
2A.201.2.1 (1) b). El tránsito actúa.....	53
2A.201.2.1 (1) c). El tránsito atraído.....	53
2A.201.2.1 (2) El aumento del tránsito, conformado por:.....	54
2A.201.2.1 (2) a). El crecimiento normal.....	54
2A.201.2.1 (2) b). El tránsito producido.....	54
2A.201.2.1 (2) c). El tránsito de desarrollo.....	54
2A.201.3 LA VELOCIDAD.....	55
2A.201.4 CAPACIDAD.....	58
2A.201.5 SEGURIDAD.....	60
2A.201.6 VÍAS INTEGRALES.....	61
SECCIÓN 2A.202 CLASES DE CARRETERAS Y TIPOS DE PROYECTOS.....	63
2A.202.1 PROYECTOS VIALES.....	63
2A.202.2 CLASIFICACIÓN NACIONAL DE LA RED VIAL.....	63
2A.202.2.1 Clasificación por Capacidad (Función del TPDA).....	63
2A.202.2.2 Clasificación según desempeño de las Carreteras y Caminos en función.....	64
2A.202.2.2 (1) Clasificación Funcional por importancia en la red vial.....	69
2A.202.2.2 (2) Según las condiciones orográficas:.....	69
2A.202.2.2 (3) Según el número de calzadas:.....	69
2A.202.2.2 (4) Clasificación de acuerdo a la Superficie de Rodamiento.....	70
2A.202.3 NIVELES DE ESTUDIO PARA EL DISEÑO GEOMÉTRICO DEL TRAZADO.....	71
2A.202.3.1 Información de Fase Pre-Preliminar.....	71
2A.202.3.1 (1) Características Geométricas.....	71
2A.202.3.1 (2) Características de la estructura del camino.....	71
2A.202.3.1 (3) Características Geo-climáticas.....	72
2A.202.3.2 Información de Fase de Prefactibilidad.....	72
2A.202.3.2 (1) Características Geométricas.....	72
2A.202.3.2 (2) Características de la estructura del camino.....	72
2A.202.3.2 (3) Características geo-climáticas.....	72
2A.202.3.3 Información de la Fase Preliminar.....	73

2A.202.3.3 (1) Características geométricas.....	73
2A.202.3.3 (2) Características de la estructura del camino.....	73
2A.202.3.3 (3) Características geo-climáticas.....	73
2A.202.3.4 Información de Fase de Diseño Definitivo.....	73
2A.202.3.4 (1) Características geométricas.....	73
2A.202.3.3 (2) Características de la estructura del camino.....	73
2A.202.3.3 (3) Características geo-climáticas.....	73
SECCIÓN 2A.203 ESTUDIOS VIALES	74
2A.203.1 ASPECTOS GENERALES	74
2A.203.2 PROCEDIMIENTOS.....	74
2A.203.2.1 Fase Pre-Preliminar.....	74
2A.203.2.2 Fase de Prefactibilidad.....	74
2A.203.2.3 Fase Preliminar.....	75
2A.203.2.4 Fase de diseño definitivo.....	75
2A.203.3 TIPOLOGÍA	75
2A.203.3.1 Tipología de vehículos	75
2A.203.3.1. (1) Moto.....	76
2A.203.3.1. (2) Automóvil.....	76
2A.203.3.1. (3) Camioneta.....	77
2A.203.3.1. (4) Bus.....	77
2A.203.3.1. (5) Camión Liviano.....	77
2A.203.3.1. (6) Camión Pesado.....	77
2A.203.3.1. (7) Otros Motorizados.....	77
2A.203.3.1. (8) Otros No Motorizados.....	77
2A.203.3.2 Tipología de cargas.....	79
2A.203.3.3 Tipología de usuarios	79
2A.203.3.3. (1) Según función.....	79
2A.203.3.3. (2) Según propósito	80
2A.203.3.3. (3) Según características del usuario.....	80
2A.203.3.3. (4) Según quien costea el viaje	80
2A.203.4 MEDICIONES DE FLUJO	80
2A.203.4.1 Contabilización manual	81
2A.203.4.2 Contabilización automática	81
2A.203.4.3 Consideraciones generales.....	82
2A.203.4.4. Tamaño muestral	82
2A.203.4.5 Tráfico promedio diario anual.....	83
2A.203.4.5. (1) Temporadas	83
2A.203.4.5. (2) Sentidos y Días de la Semana	83
2A.203.4.5. (3) Tipos de Vehículos	84
2A.203.4.5. (4) Variabilidad de los Flujos	84
2A.203.4.5. (5) Asimilación	84
2A.203.4.5. (6) Valores Muéstrales	84
2A.203.4.5. (7) Estimación del TPD.....	84

2A.303.4.5. (8) <i>Naturaleza de los Errores</i>	84
2A.203.4.5 (9) <i>Tamaño Muestral</i>	85
2A.203.5 ENCUESTAS ORIGEN-DESTINO.....	85
2A.203.5.1 Tipos de encuesta	85
2A.203.5.2 Métodos recomendados	86
2A.203.5.3 Consideraciones generales.....	87
2A.203.5.4 Validación de la encuesta origen-destino	88
2A.203.5.5 Tamaño de la Muestra	89
2A.203.6 PREFERENCIAS DECLARADAS.....	89
2A.203.6.1 Tipos de encuesta	90
2A.203.6.2 Consideraciones Generales.....	91
2A.203.6.3 Diseño de la encuesta	91
2A.203.6.4 Validación de la encuesta	92
2A.203.6.5 Tamaño Muestral.....	93
2A.203.7 MEDICIONES DE VELOCIDAD	93
2A.203.7.1. Aspectos conceptuales.....	93
2A.203.7.2 Tipos de velocidades	94
2A.203.7.3 Métodos de medición	95
2A.203.7.3. (1) <i>Método de placas</i>	95
2A.203.7.3. (2) <i>Métodos automáticos.</i>	95
2A.203.7.3. (3) <i>Método de la persecución de vehículo.</i>	95
2A.203.7.3. (4) <i>Método del Vehículo Flotante.</i>	95
2A.203.7.3. (5) <i>Método del Vehículo Flotante Modificado.</i>	96
2A.203.7.4 Tamaño muestral	96
2A.203.7.4. (1) <i>Método de Placas</i>	96
2A.203.7.4. (2) <i>Métodos de Seguimiento.</i>	97
2A.203.8 MODELACIÓN.....	97
2A.203.8.1 Aspectos generales	97
2A.203.8.2 Periodización y zonificación	97
2A.203.8.2. (1) <i>Conceptos Básicos</i>	98
2A.203.8.2. (1) a) <i>Periodización</i>	98
2A.203.8.2. (1) b) <i>Zonificación</i>	99
2A.203.8.2. (2) <i>Procedimientos</i>	99
2A.203.8.2. (1) a) <i>Periodización</i>	99
2A.203.8.2. (1) b) <i>Zonificación</i>	100
2A.203.8.2. (3) <i>Periodización Mediante Factores de Equivalencia</i>	100
2A.203.8.2. (4) <i>Periodización Mediante Estimaciones del Costo Generalizado</i>	101
2A.203.8.2. (5) <i>Zonificación</i>	102
2A.203.8.3 Localización, Generación / Atracción y Distribución	103
2A.203.8.3. (1) <i>Aspectos Generales</i>	103
2A.303.8.3. (2) <i>Conceptos Básicos</i>	103
2A.203.8.3. (2) a) <i>Localización</i>	104
2A.203.8.3. (2) b) <i>Generación y atracción</i>	104

2A.203.8.3. (2) c) Distribución.....	104
2A.203.8.3. (3) Matriz Origen Destino de Viajes	104
2A.203.8.3. (3) a) Validaciones Preliminares	105
2A.203.8.3. (3) b) Agregación de la Matriz Origen-Destino (MOD).....	105
2A.203.8.3. (4) Modelos de Demanda Directa	106
2A.203.8.3. (5) Modelo de Interacción Espacial	107
2A.203.8.3. (5) a) Planteamiento general	107
2A.203.8.3. (5) b) Sub-modelo de localización	108
2A.203.8.3. (5) c) Sub-modelo de generación y atracción	109
2A.203.8.3. (5) d) Sub-modelo de distribución.....	112
2A.203.8.3. (5) e) Modelo gravitacional	112
2A.203.8.4 Asignación.....	113
2A.203.8.4. (1) Aspectos Generales.....	113
2A.203.8.4. (2) Conceptos Básicos	113
2A.203.8.4. (2) a) Clasificación de los Modelos de Asignación.....	113
2A.203.8.4. (2) b) Requerimientos de información	114
2A.203.8.5 Partición modal.....	115
2A.203.8.5 (1) Aspectos Generales.....	115
2A.203.8.5 (2) Conceptos Básicos	115
2A.203.8.5 (3) Procedimientos	116
2A.203.8.6 Proyecciones.....	116
2A.303.8.6 (1) Aspectos Generales.....	116
2A.203.8.6 (2) Conceptos Básicos	117
2A.203.8.6 (3) Definiciones	117
2A.203.8.6 (4) Definiciones	118
2A.203.8.7 Herramientas	119
2A.203.9 ESTUDIOS DE PESAJE.....	119
2A.203.9.1 Aspectos Conceptuales.....	119
2A.203.9.2 Métodos de medición	119
2A.203.9.2. (1) Pesaje estático	120
2A.203.9.2. (2) Pesaje dinámico.....	120
2A.203.9.3 Tamaño muestral	121
2A.203.10 MEDICIONES ESPECIALES	121
2A.203.10.1 Rebasamiento	121
2A.203.10.2 Tasas de ocupación de vehículos.....	122
2A.303.10.3 Longitud de cola.....	122
2A.303.10.4 Porcentaje de vehículos restringidos	123
2A.203.10.5 Filmaciones	123
2A.203.11 PEATONES Y CICLISTAS	124
2A.203.12 DISEÑO GEOMÉTRICO.....	124
SECCIÓN 2A.204 DISEÑO GEOMETRICO	125
2A.204.1 DATOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO	125

2A.204.1.1 Distancias de Visibilidad de Parada	125
2A.204.1.2 Distancia de Visibilidad de Adelantamiento	128
2A.204.2 EL ALINEAMIENTO HORIZONTAL DE LAS CARRETERAS	131
2A.204.2.1 Curvatura Horizontal y Sobreelevación	131
2A.204.2.2 Factor Máximo de Fricción Lateral y Tasa de Sobreelevación o Peralte	132
2A.204.2.3 Radios Mínimos y sus correspondientes Grados Máximos de Curva	133
Una vez establecido el máximo factor de sobreelevación (e), los radios mínimos de curvatura horizontal se pueden calcular utilizando la fórmula presentada en 2A.204.2.1 “ <i>Curvatura Horizontal y Sobreelevación</i> ”, que es la siguiente:.....	133
2A.204.2.4 Curvas Horizontales de Transición.....	134
2A.204.2.5 Sobre anchos en Curvas.....	140
2A.204.2.6 Distancia de Visibilidad en Curvas Horizontales	141
2A.204.3 EL ALINEAMIENTO VERTICAL	142
2A.204.3.1 Consideraciones para el alineamiento vertical	142
2A.204.3.2 Curvas verticales	143
2A.204.3.3 Pendientes.....	145
2A.204.3.4 Coordinación entre el diseño horizontal y del diseño vertical.....	145
2A.204.3.5 Propaganda a lo largo de las carreteras.	147
2A.204.4 SECCIÓN TRANSVERSAL.....	148
2A.204.4.1 Generalidades	148
2A.204.4.1 (1) Taludes, Cunetas y otros Elementos	148
2A.204.4.1 (2) Altura libre.....	148
2A.204.5 INTERSECCIONES	148
2A.204.5.1 Introducción.....	148
2A.204.5.2 Criterios Generales	149
2A.204.5.2 (1) Priorización de los movimientos.....	149
2A.204.5.2 (2) Consistencia con los volúmenes de tránsito	149
2A.204.5.2 (3) Sencillez y claridad.....	149
2A.204.5.2 (4) Visibilidad.....	149
2A.204.5.2 (5) Perpendicularidad de las trayectorias.....	149
2A.204.5.3. Esquemas de intersecciones frecuentes carreteras.....	150
2A.204.5.3 (1) Intersecciones Sin canalizar	150
2A.204.5.3 (2) Intersecciones Canalizadas	151
2A.204.5.3 (3) Visibilidad en las Intersecciones.....	153
2A.204.5.4. Diseño de Carriles de Cambio de Velocidad Carreteras.	154
2A.204.5.4 (1) Carriles de aceleración.....	154
2A.204.5.4 (2) Carriles de desaceleración	155
2A.204.5.5. Curvatura para Giros	155
2A.204.5.6. Veredas	156
2A.204.5.7. Islas.....	156
2A.204.5.7 (1) Tipos de Islas	156
2A.204.5.8. Carriles centrales de Desaceleración.	157
2A.204.5.8 (1) Trazados Mínimos para Giros a la izquierda.....	157
2A.204.5.8 (2) Giros en U en Torno al Separador Central.....	157
2A.204.5.9. Software CAD para diseño y planificación de intersecciones viales.....	159

2A.204.5.1 Aspectos Generales	159
2A.204.5.1 (1) Definición de intercambiador de tráfico.....	159
2A.204.5.1 (2) El problema de diseñar un intercambiador	160
2A.204.5.2 (1) a) El problema de diseñar un intercambiador	160
2A.204.5.2 (2) b) Justificación para la separación de Niveles y/o construcción.....	161
2A.204.5.2 Antecedentes para abordar el diseño de un intercambiador	162
2A.204.5.2 (1) Aspectos generales.....	162
2A.204.5.2 (2) Antecedentes físicos	162
2A.204.5.2 (3) Antecedentes funcionales	163
2A.204.5.2 (4) Antecedentes económicos.....	163
2A.204.5.2 (5) Antecedentes humanos.....	163
2A.204.5.3 Elección de la solución tipo.....	164
2A.204.5.3 (1) Aspectos generales.....	164
2A.204.5.3 (2) Denominación y clasificación de los intercambiadores de tráfico.....	164
2A.204.5.3 (3) a) Intercambiadores de tráfico de tres ramas	164
2A.204.5.3 (3) b) Intercambiadores de tráfico de cuatro ramales.....	166
2A.204.5.3 (3) c) Ramales Directos.....	171
2A.204.5.3 (3) d) Ramales Semidirectos	172
2A.204.5.3 (3) e) Ramales u Orejas	173
2A.204.5.3 (3) f) Carriles Auxiliares.....	174
2A.204.5.4 Número y equilibrio de carriles.....	175
2A.204.5.4 (1) Número básico de carriles.....	175
2A.204.5.4 (2) Equilibrio de carriles.....	176
2A.204.5.5 Diseño geométrico de un intercambiador.....	177
2A.204.5.5 (1) Aspectos generales.....	177
2A.204.5.5 (1) a) El Intercambiador.....	177
2A.204.5.5 (1) b) Distancias y Visibilidad.....	177
2A.204.5.5 (2) Trazado en planta	177
2A.204.5.5 (2) a) Aspectos generales	177
2A.204.5.5 (2) b) Ajuste de las carreteras que se enlazan	177
2A.204.5.5 (2) c) Trazado de los ramales	178
2A.204.5.5 (2) d) Transiciones de Anchos.....	178
2A.204.5.5 (2) e) Longitud de transición, carril auxiliar y de incorporación.....	178
2A.204.5.5 (2) f) Terminales Sucesivos	179
2A.204.6. El Diseño de las Autopistas	182
2A.204.6.1 Aspectos generales.	182
2A.204.6 .2 Secciones Básicas de Autopista.-.....	183
2A.204.6 3 Elementos Generales del Diseño Geométrico.....	183
2A.204.6 .3 (1) Velocidad Directriz o de Diseño	183
2A.204.6 .3 (2) Anchos de Carriles	183
2A.204.6 .3 (3) Pendientes o Gradientes Longitudinales.....	184

2A.204.6 .3 (4) Ancho mínimo de autopista bajo estructuras	185
2A.204.6 .3 (5) Altura Libre en Estructuras.....	185
2A.204.6 .3 (6) Carriles de Servicio.....	185
2A.204.6 .3 (7) Cerramiento.....	187
SECCIÓN 2A.204 CICLOVIAS	190

CAPITULO 2A.200 DISEÑO GEOMÉTRICO DEL TRAZADO

SECCIÓN 2A.201 ELEMENTOS PARA EL DISEÑO

El diseño y la localización de una carretera, se ven afectados por varios factores, de los cuales los más importantes son:

- a) Las características del terreno, como a) la topografía o conformación de la superficie terrestre; b) las características físicas y geológicas, y c) los usos del terreno en el área que atraviesa la vía.
- b) El volumen del tránsito y la velocidad de diseño, así como las características de los vehículos y de los usuarios que van a utilizar la vía determinan el tipo y jerarquía funcional de ésta, es decir, que controlan el diseño geométrico así como la dotación del equipamiento de seguridad de tránsito.

2A.201.1EL TERRENO

2A.201.1.1 La topografía

La topografía es un factor principal de la localización física de la vía, pues afecta su alineamiento horizontal, sus pendientes, sus distancias de visibilidad y sus secciones transversales. Desde el punto de vista de la topografía, se puede clasificar los terrenos en cuatro categorías, que son:

- a) **Terreno plano.** De ordinario tiene pendientes transversales a la vía menores del 5%. Exige mínimo movimiento de tierras en la construcción de carreteras y no presenta dificultad en el trazado ni en su explanación, por lo que las pendientes longitudinales de las vías son normalmente menores del 3%.
- b) **Terreno ondulado.** Se caracteriza por tener pendientes transversales a la vía del 6% al 12%. Requiere moderado movimiento de tierras, lo que permite alineamientos más o menos rectos, sin mayores dificultades en el trazado y en la explanación, así como pendientes longitudinales típicamente del 3% al 6%.
- c) **Terreno montañoso.** Las pendientes transversales a la vía suelen ser del 13% al 40%. La construcción de carreteras en este terreno supone grandes movimientos de tierras, y/o construcción de puentes y estructuras para salvar lo montañoso del terreno por lo que presenta dificultades en el trazado y en la explanación. Pendientes longitudinales de las vías del 6% al 8% son comunes.
- d) **Terreno escarpado.** Aquí las pendientes del terreno transversales a la vía pasan con frecuencia del 40%. Para construir carreteras se necesita máximo movimiento de tierras y existen muchas dificultades para el trazado y la explanación, pues los alineamientos están prácticamente definidos por divisorias de aguas, en el recorrido de la vía. Por tanto, abundan las pendientes longitudinales mayores del 8%, que para evitarlos, el diseñador deberá considerar la construcción de puentes, túneles y/o estructuras para salvar lo escarpado del terreno.

En los terrenos planos las carreteras pueden ser rectas, aunque generalmente se hacen cambios de dirección para llegar a ciertos puntos o para evitar otros, o para evitar a los conductores la monotonía del viaje o el encandilamiento por las luces de los vehículos que viajan por la noche en sentido contrario, situaciones que pueden ser peligrosas. Sin embargo, si la topografía tiene poco efecto en los elementos de diseño de una carretera en terreno plano, puede presentar dificultades en algunos aspectos particulares, como en el drenaje de la zona por razón de las pendientes bajas, o en el diseño de las intersecciones a diferente nivel. En los terrenos ondulados generalmente el diseño es más sencillo, pues las pocas dificultades que se pueden presentar resultan fáciles de superar.

Las subidas y bajadas con pendientes acentuadas y las corrientes de agua de los terrenos montañosos generalmente presentan limitaciones para la localización, y también para el diseño de carreteras. Se presenta exceso de curvatura si se quieren mantener bajos los volúmenes de movimiento de tierras, pero esa curvatura, que puede ser objetable desde el punto de vista de la economía de operación de los vehículos, es muchas veces necesaria para desarrollar la vía y vencer las diferencias de nivel con una pendiente razonablemente baja.

El desarrollo de la vía consiste en un alargamiento deliberado de la misma mediante una curvatura convenientemente estudiada, que permita llegar a la cota de destino con una pendiente menor que la que resultaría en el caso de seguir la ruta más corta. Debe buscarse que el drenaje sea sencillo para reducir el número y tamaño de los puentes y demás obras que exige; eso sí, siempre priorizando la seguridad del tránsito.

Donde se presentan pendientes altas y restricciones en las distancias de visibilidad, se reduce la capacidad de las carreteras y también la velocidad de los vehículos, principalmente la de los de carga. Este hecho puede hacer necesario construir carriles adicionales o auxiliares para los camiones donde haya un tramo muy largo de pendiente alta; o hacer una vía de cuatro carriles, en vez de dos, con distancias de visibilidad adecuadas.

Por otra parte, hay que cuidar que los volúmenes de los cortes y de los terraplenes sean lo más pequeños posible para disminuir los costos de construcción. Además, si los volúmenes de corte son aproximadamente iguales a los volúmenes de terraplén, los materiales extraídos de los primeros se pueden utilizar para construir los rellenos, siempre que se cumplan otras condiciones, como buena clase del material o distancias de acarreo cortas.

Es lógico que en los terrenos escarpados las condiciones mencionadas para los montañosos se hacen más críticas, y resulta bastante más difícil y costosa la construcción de las vías.

2A.201.1.2 Las características físicas

Las características físicas o geológicas también afectan la localización de la vía y, en menor grado, su geometría. En ciertos terrenos la posibilidad de deslizamientos o inundaciones, las aguas subterráneas u otras condiciones del subsuelo, hacen que aquellos se conviertan en controles negativos, o sea que se debe tratar de no pasar por ellos, pues las obras para dominarlos pueden resultar muy costosas. Otros, como el sitio donde se puede construir un puente o el sitio

favorable para un paso a diferente nivel, pueden, en cambio, constituirse en controles positivos que permitan reducir conflictos y propender a la eficiencia del transporte y a su seguridad.

Existen técnicas muy precisas acerca de los estudios geotécnicos que se deben realizar en la zona por donde se piensa pasar una vía. Y, por otra parte, se debe poner especial atención a los yacimientos o fuentes de materiales, pues es de gran importancia que la vía pase lo más cerca posible de ellos con el fin de que el costo de su transporte a la obra no influya negativamente en la economía del proyecto; eso sí, sin soslayar la seguridad vial.

Actualmente se tienen muy en cuenta las llamadas restricciones ambientales del proyecto con el fin de tratar de conservar el medio ambiente. Por eso es importante determinar el impacto que recibirán los diferentes ecosistemas a lo largo del proyecto y controlar, entonces, la contaminación atmosférica y la acuática, el daño a la vegetación y a la fauna, la producción de ruidos, etc. El diseño debe hacerse, pues, cumpliendo con las normas que al respecto ha establecido el Ministerio del Medio Ambiente.

Otro estudio importante para el proyecto es el hidrológico, relacionado con el comportamiento del agua y la forma como interactúa con la tierra y la atmósfera: precipitaciones o lluvias, escorrentías, infiltraciones, drenajes, etc. Este estudio es fundamental para determinar el trazado de la vía y para el diseño de puentes, cunetas, subdrenes, alcantarillas y demás obras de drenaje y control de erosión.

Las condiciones climáticas pueden influir en la escogencia de la localización de una carretera a uno u otro lado de un valle o de una montaña. Y, de igual manera, el clima, el suelo o las condiciones de drenaje pueden hacer necesario elevar la rasante con respecto al terreno.

2A.201.1.3 El uso del terreno

El uso del terreno, o actividad económica a que se dedique primordialmente, como la agricultura, el comercio, la función residencial o la recreativa, influye también en el diseño de una carretera, por el efecto que tiene en el tránsito y en el movimiento peatonal. Además, la vía puede cambiar el carácter y uso de los terrenos adyacentes como, por ejemplo, poner en uso tierras que anteriormente no lo tenían y, con ello, modificar su valor.

En las áreas rurales, las autopistas se diseñan generalmente para altas velocidades, con poca curvatura y distancias de visibilidad y espacios laterales grandes, mientras que cerca de las ciudades, como la urbanización exige menor velocidad, más movimientos de giro, intersecciones frecuentes y facilidades para el movimiento de los peatones y para el estacionamiento, es importante estudiar alternativas de trazado y/o incorporar viaductos, intercambiadores a desnivel o vías de servicio con control de accesos para mantener las características funcionales de la vía de estudio y para garantizar la seguridad de todos los usuarios

En las Autopistas y Autovías se deben hacer generalmente diseños para camiones grandes, particularmente en las intersecciones; en las regiones agrícolas y ganaderas se deben tener más en cuenta camiones medianos, y en las zonas recreacionales las vías que crucen los parques

deben tener consideración especial en relación con el aspecto estético, todo esto priorizando la seguridad de todos los usuarios, incluyendo peatones, pasajeros y conductores.

Como la topografía y los usos de la tierra tienen influencia tan definida en los aspectos geométricos de las vías, se debe buscar información sobre esos aspectos desde las primeras etapas del planeamiento y el diseño. Las fotografías aéreas suministran gran cantidad de esta clase de información sin mucho trabajo y con costos relativamente bajos.

El efecto combinado de todos los aspectos físicos y culturales del terreno se puede precisar aplicando los métodos de los Sistemas de Información Geográfica (SIG), herramienta que es invaluable en el análisis integral de un proyecto.

2A.201.2 EL TRÁNSITO

El diseño de una carretera o de cualquiera de sus partes se debe basar en datos reales del tránsito, o sea, del conjunto de vehículos y los usuarios que circulan o circularán por ella. El tránsito indica para qué servicio se va a construir la vía y afecta directamente las características geométricas del diseño. No es racional el diseño de una carretera sin información suficiente sobre el tránsito; la información sobre el tránsito permite establecer las cargas para el diseño geométrico, lo mismo que para el diseño de su estructura o afirmado.

Los datos del tránsito deben incluir las cantidades de vehículos o volúmenes por días del año y por horas del día, como también la distribución de los vehículos por tipos y por pesos, es decir, su composición. Datos estadísticos de accidentes de tránsito, así como diagramas de colisión servirán también para mejorar las condiciones geométricas de una intersección, etc.

2A.201.2.1 Volumen del tránsito

En el estudio del volumen de tránsito se deben tener en cuenta varios conceptos, a saber:

- a) **Tránsito promedio diario.** Se abrevia con las letras TPDA y representa el tránsito total que circula por la carretera durante un año dividido por 365, o sea que es el volumen de tránsito promedio por día. Este valor es importante para determinar el uso anual como justificación de costos en el análisis económico y para dimensionar los elementos estructurales y funcionales = de la carretera.
- b) **Volumen de la hora pico.** Es el volumen de tránsito que circula por una carretera en la hora de tránsito más intenso.
- c) **Volumen horario de diseño.** Se representa como VHD y es el volumen horario que se utiliza para diseñar, es decir, para comparar con la capacidad de la carretera en estudio.
- d) **Proyección del tránsito.** Las carreteras nuevas o los mejoramientos de las existentes se deben diseñar con base en el tránsito que se espera que va a usarlas. Es deseable, entonces, que el diseño se haga para acomodar el volumen de tránsito que se espera que se presente en el último año de vida útil de la vía, con mantenimiento razonable, suponiendo que el volumen esperado para cada año es mayor que el del año anterior. La determinación del tránsito futuro es lo que se llama proyección del tránsito.

Es difícil determinar la vida útil de una carretera, puesto que cada una de sus partes está sujeta a variaciones en su vida esperada, por varias causas, como obsolescencia, cambios inesperados en los usos del terreno, etc. Se considera que la zona o derechos de vía tienen una vida de 100 años (para los cálculos económicos); el pavimento, entre 10 y 30 años; los puentes, entre 25 y 100 años, y las estructuras de drenaje menores, de 50 años, siempre suponiendo un mantenimiento adecuado.

Los volúmenes de tránsito futuro para diseño se derivan de la corriente de tránsito actual y del crecimiento esperado de esa corriente durante el período seleccionado para el diseño. Los componentes del tránsito futuro son:

2A.201.2. 1 (1) El tránsito normal, compuesto de:

- El tránsito actual y
- El tránsito atraído.

2A.201.2. 1 (1) a). El tránsito normal

Es aquel que utilizaría la carretera nueva o mejorada si ahora se pusiera en servicio.

2A.201.2. 1 (1) b). El tránsito actual

Es el que está utilizando la carretera antes de la mejora. En el caso de una carretera nueva, el tránsito actual no existe.

2A.201.2. 1 (1) c). El tránsito atraído

Es el que viene de otras vías al terminar de construirse la carretera o al hacerse las mejoras. Así, el volumen de tránsito que empieza a usar una carretera nueva es completamente atraído.

Para determinar el tránsito normal se puede utilizar alguno de los siguientes procedimientos, según el tipo de carretera y su localización:

- a) Contar los volúmenes de tránsito de carreteras existente que puedan afectar el volumen de tránsito de la mejora.
- b) Realizar estudios de origen y destino en las propias vías.
- c) En áreas urbanas o suburbanas, realizar estudios de origen y destino mediante entrevistas domiciliarias, detección de la distribución del tránsito, mediante sensores, etc.

Cuando se va a proyectar una carretera nueva no hay, naturalmente, un tránsito actual. Este habrá que determinarlo o ingerirlo de alguna manera lógica; a partir de estadísticas, por ejemplo de producción y de consumo de lo que se llama el área de influencia de la futura carretera o de las estaciones de peaje. Estos datos permitirán determinar principalmente el volumen de vehículos. En forma parecida, utilizando estadísticas de población y con la ayuda de encuestas de "origen y

destino" (O-D), se puede inferir el volumen posible de vehículos livianos: automóviles, motos y hasta buses.

Establecido el tránsito normal, se debe determinar el volumen futuro aplicando los incrementos correspondientes al crecimiento normal, al tránsito producido y al tránsito de desarrollo.

2A.201.2. 1 (2) El aumento del tránsito, conformado por:

- El crecimiento normal
- El tránsito producido (o inducido) y
- El tránsito de desarrollo

2A.201.2. 1 (2) a). El crecimiento normal

Es el incremento en el volumen del tránsito debido al incremento general en el número y utilización de los vehículos. Normalmente hay crecimiento en esos dos aspectos hasta que en una fecha futura, y posiblemente remota, se llegue a un punto de saturación y cese ese crecimiento.

2A.201.2. 1 (2) b). El tránsito producido

Consiste en los viajes de vehículos diferentes de los de transporte público, que no se habrían realizado si la vía no se hubiera hecho o mejorado. Comprende lo siguiente:

- Los viajes que de ninguna manera se habrían hecho antes;
- Los que se habrían hecho antes por transporte público, y
- los viajes que anteriormente se habrían hecho a otros sitios y que ahora se realizan por la comodidad de la nueva vía y no por cambio en los usos del terreno.

Es poca la información que se puede obtener sobre el tránsito producido; al hacer los estudios generalmente quedan incluidas otras formas de crecimiento.

2A.201.2. 1 (2) c). El tránsito de desarrollo

Es aquel debido a mejoras en las zonas adyacentes, que no se habrían presentado si la carretera no se hubiera construido o mejorado. Este componente del tránsito futuro se continúa presentando por muchos años, después de que la mejora vial se haya realizado, a diferencia del tránsito producido.

El desarrollo de la zona se puede estudiar con la ayuda de mapas que presentan los usos actuales de la tierra y sus posibles cambios, y otros mapas de los usos futuros debidos a la vía. Predicho el uso futuro de la tierra y del cambio en su densidad se puede deducir razonablemente el número probable de viajes y la proporción de ellos entre los diversos puntos de origen y destino.

2A.201.3 LA VELOCIDAD

La velocidad es uno de los factores esenciales en cualquier forma de transporte, puesto que de ella depende el tiempo que se gasta en la operación de traslado de personas o cosas de un sitio a otro. La velocidad que un conductor adopta en una carretera depende, en primer lugar, de la capacidad del mismo conductor y de la del vehículo y, además, de las siguientes condiciones:

- a) Las características de la carretera y de la zona aledaña.
- b) Las condiciones del tiempo.
- c) La presencia de otros vehículos en la vía.
- d) Las limitaciones legales y de control.

Aunque los efectos de estas condiciones se combinan, una de ellas predomina en cada caso. Así, en carreteras rurales prevalecen las condiciones físicas de la vía, siempre que el tiempo y el tránsito sean favorables. El ideal sería lograr una velocidad más o menos uniforme, aunque ésta no sería la máxima permitida por los vehículos, pues la mayoría de las veces sería superior a la más segura en la carretera.

Al diseñar una carretera se debe tratar de satisfacer las demandas de servicio del público en la forma más segura y económica. Se debe, pues, acomodar casi todas las demandas adecuadamente y, sin embargo, no presentar muchas deficiencias en las condiciones extremas. Es decir, que se debe satisfacer a la mayoría de los conductores en lo referente a la velocidad. Solamente un porcentaje muy pequeño viajará a velocidades muy altas y no es económicamente posible satisfacerlas en el diseño; por tanto, tendrán que viajar a velocidad menor que la que ellos consideran deseable. Por otra parte, tampoco se puede diseñar para velocidades en condiciones desfavorables, como por ejemplo en mal tiempo, pues entonces carretera sería insegura; cuando las condiciones sean favorables y no satisfaría demandas razonables.

Velocidad directriz o de diseño es la velocidad que se escoge para diseñar los elementos de la vía que influyen en la operación de los vehículos. Ésta es la máxima velocidad segura en un trayecto de vía donde las demás condiciones son tan buenas que predominan las características físicas de la misma.

Una vez seleccionada esta velocidad, todos los elementos de la carretera se deben relacionar con ella para obtener un diseño equilibrado.

Algunos elementos de la vía, como el radio de curvatura, son función de la velocidad de diseño; otros, como el ancho del carril, no dependen directamente de ella, pero afectan la velocidad de operación de los vehículos.

El valor de la velocidad directriz depende principalmente de las características funcionales predefinidas para la vía, de la magnitud de las obras y de consideraciones económicas y de seguridad.

En la Figura 2A.201-02 tomada del Libro azul de la AASHTO (1965), se muestra una serie de curvas de distribución de velocidades; en ella se ven los intervalos de velocidades que se deben considerar en la determinación de la velocidad de diseño para un tramo de vía en proyecto. Estas

curvas corresponden a las velocidades observadas en carreteras de dos carriles, en recta, con diversos volúmenes de tránsito. La curva > de la derecha muestra la distribución de velocidades cuando el conductor tiene completa libertad para escoger la velocidad de su vehículo; la velocidad promedio es de 78 kph; además, solamente el 80% de los conductores viaja a menos de 86 kph. Todos viajan a menos de 110 kph y ninguno a menos de 50 kph. Las demás curvas muestran que el aumento en el volumen de tránsito en la vía causa disminución en la velocidad.

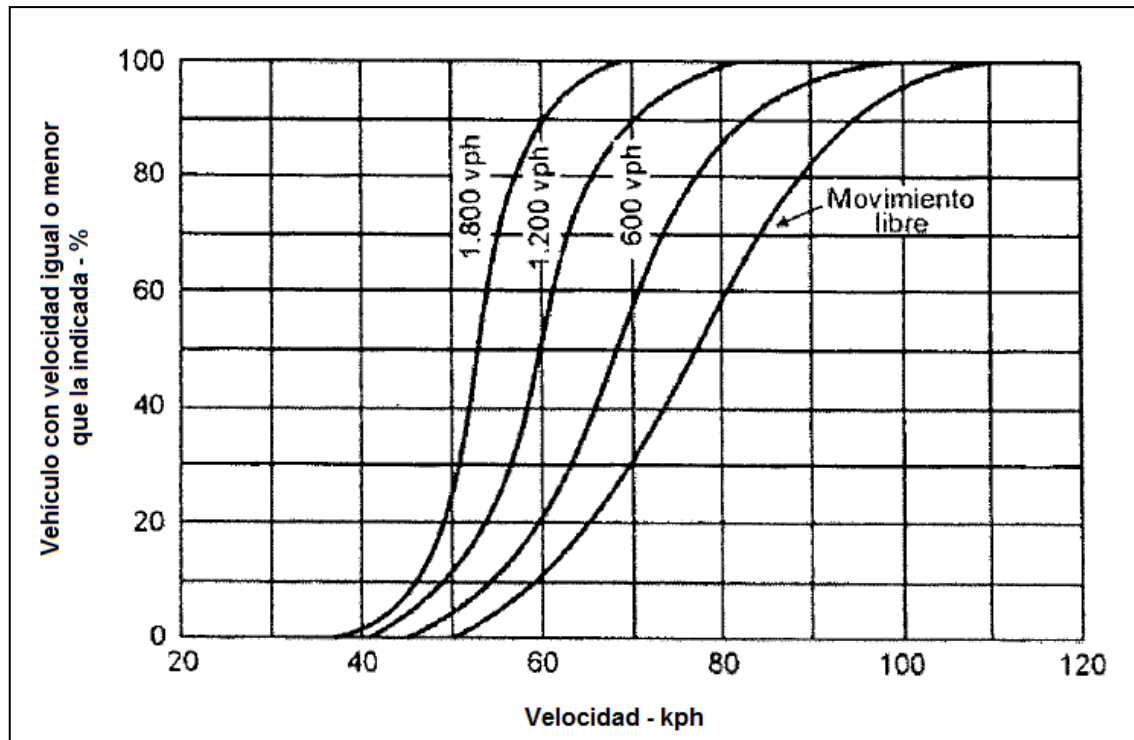


Figura 2A.201-02 Distribución de velocidades observadas.

Como los datos para esta gráfica indican que muy pocos conductores viajan a más de 110 kph o a menos de 40 kph, las velocidades para diseño se pueden escoger dentro de ese intervalo, y los valores más utilizados son 40, 50, 60, 70, 80, 100 y 120 kph. Con la velocidad seleccionada se calculan los elementos del tramo de carretera donde se cumplan las condiciones que motivaron esa velocidad. Donde sea necesario pasar de una velocidad de diseño a otra menor se debe avisar a los conductores con anticipación por medio de señales adecuadas. Para el caso de Autopistas o Autovías, es recomendable tener velocidades de diseño constantes para evitar generar riesgos a la seguridad de tránsito.

Velocidad de operación o de circulación es la velocidad de un vehículo en un tramo específico de la carretera; su valor se obtiene dividiendo la distancia recorrida por el tiempo en que el vehículo se mueve para recorrer el tramo. Esta es la velocidad que da la medida del servicio que presta la carretera y permite evaluar los costos y los beneficios para los usuarios.

Se llama velocidad total de viaje al valor obtenido al dividir la distancia recorrida por el tiempo total de viaje, incluidas las paradas y demoras. Cuando éstas se eliminan, esta velocidad se hace igual a la velocidad de operación.

Una manera de obtener la velocidad de operación promedio de una carretera consiste en medir la velocidad promedio en un punto, o sea el promedio de las velocidades de todos los vehículos que pasan por ese punto.

Observando las velocidades de los vehículos que tiene movimiento libre, en las curvas horizontales, se nota que su promedio es un poco menor que la velocidad de diseño, pero más cercano a ésta cuanto menor es la velocidad de diseño de la vía. Como la curvatura horizontal es el factor que más se relaciona con esta velocidad, se ha establecido la Tabla 2A.201-04, que relaciona la velocidad de diseño con la operación en tramos rectos o de curvatura pequeña para carreteras de 2 carriles

Tabla 2A.201-04 Relación de la velocidad de operación con la velocidad de diseño para carreteras de 2 carriles.

VELOCIDAD DE DISEÑO – Km/h	VELOCIDAD DE OPERACIÓN PROMEDIO – Km/h VOLUMEN DE TRÁNSITO		
	BAJO	MEDIO	ALTO
40	38	35	33
50	47	42	40
60	56	52	45
70	63	60	55
80	72	65	60
100	88	75	-
120	105	85	-

- **Velocidad específica de un elemento de trazado (Ve):** Máxima velocidad que puede mantenerse a lo largo de un elemento de trazado considerado aisladamente, en condiciones de seguridad y comodidad, cuando encontrándose el pavimento húmedo y los neumáticos en buen estado, las condiciones meteorológicas, del tráfico y legales son tales que no imponen limitaciones a la velocidad.
- **Velocidad de proyecto de un tramo (V):** Velocidad que permite definir las características geométricas mínimas de los elementos del trazado, en condiciones de comodidad y seguridad.

La velocidad de proyecto de un tramo se identifica con la velocidad específica mínima del conjunto de elementos que lo forman.

- **Velocidad de planeamiento de un tramo (V):** Media armónica de las velocidades específicas de los elementos de trazado en planta de tramos homogéneos de longitud superior a dos kilómetros (2 km), dada por la expresión:

lk = Longitud del elemento k

Vek = Velocidad específica del elemento k

Al estudiar el trazado de un tramo se calculará la velocidad de planeamiento y se comparará, tanto con la velocidad de proyecto, como con las velocidades de planeamiento de los tramos adyacentes, para estimar la homogeneidad de la geometría del tramo.

Las velocidades de proyecto y de planeamiento que se adopten, estarán en general definidas por los estudios de carreteras correspondientes, en función de los siguientes factores:

- a) Las condiciones topográficas y del entorno.
- b) Las consideraciones ambientales.
- c) La consideración de la función de la vía dentro del sistema de transporte.
- d) La homogeneidad del itinerario o trayecto.
- e) Las condiciones económicas.
- f) Las distancias entre accesos, y el tipo de los mismos.
- g) Mejorar las condiciones de seguridad en tránsito.

En cuanto a la velocidad específica de un elemento de diseño, por ejemplo, de una curva circular determinada, la define así: es la máxima velocidad que puede mantenerse a lo largo del elemento considerado aisladamente, en condiciones de seguridad y comodidad, cuando encontrándose el pavimento húmedo y las llantas en buen estado, las condiciones meteorológicas, del tránsito y las regulaciones son tales que no imponen limitaciones a la velocidad. Tiene importancia porque no se puede suponer que los conductores conservan la velocidad de operación del tramo en cada uno de los elementos de la vía sino que lo normal es que adopten la velocidad específica del elemento, que generalmente es superior a la de diseño; por tanto, considera que para conservar la seguridad y la comodidad dentro del elemento las demás condiciones del mismo deben estar de acuerdo con la velocidad específica, por ejemplo dándole el peralte adecuado a una curva con base en la velocidad específica y no necesariamente en la velocidad de diseño que resultaría inferior.

2A.201.4 CAPACIDAD

La capacidad de una carretera es otro de los factores que controlan el diseño y se refiere a la habilidad que presenta esa vía para acomodar el tránsito. La capacidad se considera en dos categorías: en condiciones de flujo ininterrumpido y en condiciones de flujo interrumpido. El flujo de tránsito ininterrumpido ocurre principalmente en carreteras rurales, donde las zonas aledañas no se han desarrollado mucho y, por tanto, la influencia de intersecciones a nivel no es muy importante; o también en las carreteras o autopistas que tienen control de accesos. En cambio, el flujo interrumpido es el que se presenta básicamente en las vías en zonas pobladas

El Highway Capacity Manual (HCM), obra dedicada específicamente al estudio de la capacidad de las carreteras, define la capacidad como "el máximo número de vehículos que puede pasar por una sección dada de un carril o de una carretera (en el caso de las carreteras de dos o n carriles durante un período dado bajo las condiciones prevaletientes del tránsito y de la carretera".

Con ánimo de comparación, podemos recordar que el volumen de tránsito se puede definir como "el número de vehículos que pasan por una sección de un carril o de una carretera durante un período de tiempo dado".

Si el volumen de tránsito en una carretera es menor que su capacidad, los conductores tienen cierta libertad de maniobra y los que lo deseen pueden moverse más rápidamente que los más lentos; sin embargo, los conductores más rápidos no pueden escoger con completa libertad la velocidad que deseen, a menos que el volumen de tránsito sea muy bajo. En cambio, si el volumen de tránsito supera el valor de la capacidad de la vía, se presenta lo que se llama congestión de tránsito: todos los vehículos tienen que viajar a igual velocidad, establecida por los vehículos más lentos, y hay poca o ninguna oportunidad de adelantar a otros vehículos. Entre estos dos extremos de operación (completa libertad de movimiento y congestión de tránsito) la velocidad promedio de viaje, lo mismo que la maniobrabilidad de los vehículos, guardan una relación muy estrecha con el volumen de tránsito que utilice la vía.

Cuando se habla de carreteras sencillas, de una sola calzada con dos o tres carriles, la capacidad se considera en total, para el flujo en ambos sentidos. Pero para vías de dos o más calzadas, con cuatro o más carriles de circulación, la capacidad se da por carril, y en cualquiera de los dos casos, en general se da por hora.

El nivel de servicio de una carretera es una calificación de la calidad del servicio que presta en un momento dado, considerada principalmente la velocidad media de operación de los vehículos, aunque también el tiempo de viaje, las interrupciones del flujo, la libertad de maniobra, la comodidad para manejar, la seguridad, etc. Se identifican cinco niveles de servicio en el intervalo de condiciones de operación que se presentan, desde el flujo libre con volumen de tránsito bajo hasta el flujo restringido con altos volúmenes en una carretera de buenas características. Estos niveles de servicio se identifican con las letras A, B, C, D y E; un sexto nivel, F, se caracteriza por un tránsito completamente congestionado con operación de pare y siga.

El término capacidad de diseño se usa normalmente con el mismo sentido del volumen de servicio del Manual de capacidad, como el valor de capacidad determinado para el diseño de una carretera con el fin de acomodar el volumen de tránsito que permita determinado nivel de servicio en la vía. Como el nivel de servicio es comparable con un intervalo de velocidad media de circulación para describir las condiciones de operación que el diseñador busca para proporcionar a los usuarios, se determinan las características de diseño de la carretera y la correspondiente velocidad media de operación que den una capacidad de diseño que sea igual al 125% del volumen de diseño.

Para aclarar los conceptos, se muestran algunas características de los niveles de servicio, los volúmenes de servicio correspondientes y sus velocidades máximas de circulación para carreteras rurales de dos carriles, de acuerdo con el HCM en la Tabla 2A.201-05.

Tabla 2A.201-05 Características de los niveles de servicio para carreteras de 2 carriles.

<i>NIVEL DE SERVICIO</i>	<i>CONDICIÓN DE FLUJO</i>	<i>VELOCIDAD MÁXIMA DE CIRCULACIÓN</i>	<i>VOLUMEN DE SERVICIO</i>
A	Flujo libre	100 km/h	500 vph
B	Flujo estable	80 km/h	1.200 vph
C	Flujo estable	65 km/h	2.000 vph
D	Flujo casi inestable	55 km/h	2.400 vph
E	Flujo inestable	45 km/h	2.800 vph
F	Flujo forzado	40 km/h	Variable (0 a máx)

2A.201.5 SEGURIDAD

Las carreteras modernas se diseñan para proporcionar viajes seguros, eficientes y cómodos.

Para lograr que la operación sea segura, las carreteras se deben diseñar aplicando las mejores técnicas de la ingeniería. Los aspectos de seguridad que se pueden aplicar a una carretera determinada se deben aplicar desde la construcción original; la utilización de especificaciones altas generalmente redundan en un número bajo de accidentes.

Los accidentes rara vez son producidos por causas sencillas; por el contrario, varias circunstancias afectan generalmente la situación para que se presente un accidente. Estas circunstancias pueden derivarse de uno, dos o los tres elementos que intervienen en la operación: el conductor, el vehículo y la vía. Aunque aquí debemos referirnos al diseño, y a las características de la carretera, diremos, de paso, que hay que tener presentes los factores psicológicos del conductor y otros usuarios de la vía: un error de percepción o de criterio, o una acción falsa por parte de alguno de ellos, fácilmente pueden producir un accidente.

El diseño de una carretera debe hacerse de tal forma que el conductor de un vehículo no deba tomar sino una decisión cada vez y que nunca se vea sorprendido por situaciones inesperadas en las que deba tomar decisiones sin tener suficiente tiempo para reaccionar. Los accidentes ocurren más frecuentemente donde y cuando se presentan varias situaciones ante las cuales debe reaccionar el conductor simultáneamente, hay otros aspectos, como el ancho inadecuado de los carriles, el ancho de los espaldones deficiente o las distancias de visibilidad pequeñas, que pueden contribuir a la producción de accidentes. El control de accesos es un factor muy importante en la reducción del número de accidentes. En Autopistas con accesos completamente controlados, los accidentes que se producen son solamente de la tercera parte a la mitad de los que ocurren en vías sin control de accesos. El control parcial de accesos es útil en la reducción de accidentes en áreas rurales, pero más bien de poco efecto en sectores urbanos, posiblemente debido a que los conductores adquieren una falsa sensación de seguridad y están mal preparados cuando se presentan conflictos inesperados en la circulación.

La velocidad es otro factor que contribuye a la producción de accidentes, aunque solamente en forma relativa. No se puede decir que cierta velocidad sea más segura que otra para todas las combinaciones de diversas clases de conductores, vehículos, carreteras y condiciones locales. La velocidad más segura en una carretera depende de los aspectos de su diseño, sus condiciones actuales, el volumen del tránsito, las condiciones del tiempo, el desarrollo del área aledaña, la distancia entre cruces con otras carreteras, el tránsito en las vías que cruzan y otros factores.

Además, el número de accidentes se relaciona, más que con una velocidad determinada, con el intervalo de velocidades entre la más alta y la más baja; cuanto más amplia sea la desviación de la velocidad de un vehículo respecto de la velocidad media, mayores son las probabilidades de que tenga un accidente.

Las carreteras se deben diseñar para que sean seguras a las velocidades que satisfagan las necesidades de la mayoría de los conductores que las van a utilizar, lo mismo que las de los peatones. Por eso, al diseñarlas se deben tener en cuenta las características de los posibles conductores, lo mismo que los propósitos de los viajes. Los tipos de vehículos que componen el tránsito están relacionados con los propósitos de los viajes y éstos pueden variar desde el total de los vehículos para pasajeros (P) hasta altos porcentajes de vehículos comerciales.

Cuanto más anchas sean los espaldones menos frecuencia tienen los accidentes debidos a la interferencia de los vehículos estacionados con el tránsito directo. Se consideran adecuados los anchos de 2.50 m para que las Espaldones sean seguras en las carreteras de alta jerarquía.

Los dispositivos para control del tránsito en calles y carreteras se clasifican así:

- a) **Señales de tránsito:** avisos colocados verticalmente según normas especiales.
- b) **Marcas viales:** símbolos pintados sobre el pavimento.
- c) **Señales en etapas de construcción y conservación.**
- d) **Barreras de Seguridad**
- e) **Mitigadores de Impacto**
- f) **Sistemas de control con semáforos**

2A.201.6 VÍAS INTEGRALES

Normalmente, se busca asegurar, acabados completos del proyecto de carreteras, dentro de las restricciones económicas, una uniformidad del alineamiento y una mayor seguridad y comodidad para los usuarios que usan la vía. Los compromisos son inevitables para lograr una solución aceptable, por lo que no todos los objetivos se pueden cumplir totalmente, debiendo incorporar en su tratamiento asuntos tales como:

- Diseño de Carreteras en zonas especiales
- Diseño de carreteras en zonas ecológicamente protegidos.
- Diseño de carreteras a través de zonas pobladas.
- Control de accesos.

- Diseño de intersecciones según jerarquía.
- Niveles de control de accesos.
- Espaciamiento de accesos
- Selección del tipo de Intercambiador.
- Zonas de parqueo
- Zonas de descanso
- Gestión de tránsito
- Entre otras características.
- Sección Básica
- Incorporación de Carriles Auxiliares
- Entrecruzamientos
- Paraderos de Buses
- Vías de Servicio
- Diseños de Rampas de incorporación y/o salidas
- Diseños de cruces especiales para moradores, animales y maquinaria agrícola, que eliminen conflictos

Sin embargo, es posible mejorar notablemente las características de la seguridad vial a muy bajo costo o sin costo extra, siempre que se considere en la etapa de diseño, las implicaciones de cada elemento involucrado en la seguridad.

SECCIÓN 2A.202 CLASES DE CARRETERAS Y TIPOS DE PROYECTOS

2A.202.1 PROYECTOS VIALES

Para contribuir a la integración territorial de importantes sectores de la población al crecimiento del resto del País; y a la disminución de los índices de pobreza en El Ecuador, tanto a nivel gubernamental como municipal, se están destinando recursos económicos para la creación y rehabilitación de la infraestructura vial, apoyándose en la contratación de empresas constructoras y supervisoras para dichas obras civiles a nivel nacional, lo que representa un elevado apoyo a la reactivación económica y social del país; generando miles de empleos en actividades de mantenimiento rutinario y proyectos de inversión vial .

2A.202.2 CLASIFICACIÓN NACIONAL DE LA RED VIAL

Las carreteras en el País se las clasificara principalmente por:

- Clasificación por Capacidad (Función del TPDA)
- Clasificación por jerarquía en la red vial
- Clasificación por condiciones Orográficas
- Clasificación por Numero de Calzadas
- Clasificación en función de la Superficie de rodamiento

2A.202.2.1 Clasificación por Capacidad (Función del TPDA)

Con el fin de elevar los estándares de las carreteras del país y con ello, lograr la eficiencia y la seguridad en el tránsito anheladas, se ha considerado plantear esta clasificación, que considera los datos de tráfico a nivel nacional recabados por el MTOP (Sept/2012), estadísticas de accidentes y el parque automotor del país. De esta información, por ejemplo, se puede concluir que existen muchas vías que rebasan ya la barrera de los 80.000 vehículos diarios (TPDA), que existe un número significativo de accidentes de tránsito, y que además, por diversos estudios realizados, el parque automotor ha crecido consistentemente a una tasa promedio simple durante los últimos 14 años en el orden del 6% anual.

Por tanto, se concluye que se necesita plasmar en las Normas NEVI una nueva orientación al dimensionamiento mismo de las nuevas vías, donde se contemple no sólo la tendencia actual sino la visión futura, que se considere brindar una verdadera eficiencia y seguridad efectiva a todos los usuarios (ie., peatones, ciclistas, motociclistas, vehículos livianos, vehículos pesados, vehículos del transporte público, etc.), que considere las operaciones y maniobras del tránsito, que considere el dimensionamiento y el equipamiento de seguridad tanto para la vialidad que cruza zonas pobladas como zonas rurales, que establezca los anchos básicos y/o mínimos efectivos para los diversos proyectos viales que se han de ejecutar de aquí en adelante, aplicando estas Normas.

Para normalizar, la estructura de la red vial del país de este siglo, se ha clasificado a las carreteras de acuerdo al volumen de tráfico que procesa o que se estima procesará en el año horizonte o de diseño. La Tabla 2A.202-01 presenta la clasificación funcional propuesta de las carreteras y caminos en función del $TPDA_D$.

De acuerdo a esta clasificación, las vías debieran ser diseñadas con las características funcionales y geométricas correspondientes a su clase pudiendo, obviamente, construirse por etapas, en función del incremento del tráfico y del presupuesto.

Tabla 2A.202- 01 Clasificación funcional de las vías en base al TPDA

Clasificación Funcional de las Vías en base al $TPDA_D$			
Descripción	Clasificación Funcional	Tráfico Promedio Diario Anual ($TPDA_D$) al año de horizonte	
		Límite Inferior	Límite Superior
Autopista	AP2	80000	120000
	AP1	50000	80000
Autovía o Carretera Multicarril	AV2	26000	50000
	AV1	8000	26000
Carretera de 2 carriles	C1	1000	8000
	C2	500	1000
	C3	0	500

* $TPDA$ = Tráfico Promedio Diario Anual

** $TPDA_D$ = $TPDA$ correspondiente al año horizonte o de diseño

En esta clasificación considera un $TPDA_D$ para el año horizonte se define como:

$TPDA_D$ = Año de inicio de estudios + Años de Licitación, Construcción + Años de Operación

C1 = Equivale a carretera de mediana capacidad

C2 = Equivale a carretera convencional básica y camino básico

C3 = Camino agrícola / forestal

Se define como años de operación (n); al tiempo comprendido desde la inauguración del proyecto hasta el término de su vida útil, teniendo las siguientes consideraciones:

Proyectos de rehabilitación y mejoras.....n= 20 años.

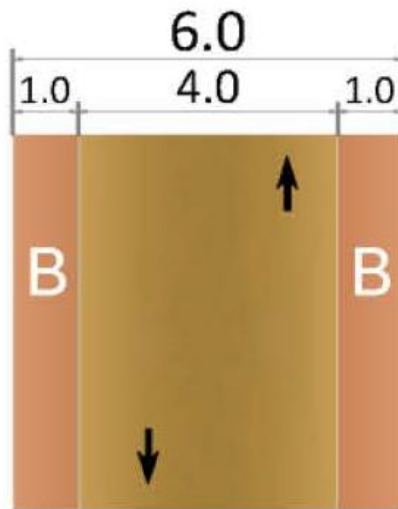
Proyectos especiales de nuevas vías.....n= 30 años.

Mega Proyectos Nacionales.....n =50 años.

2A.202.2.2 Clasificación según desempeño de las Carreteras

Según lo establecido en el Plan Estratégico de Movilidad PEM, según su desempeño se clasifican de la siguiente manera:

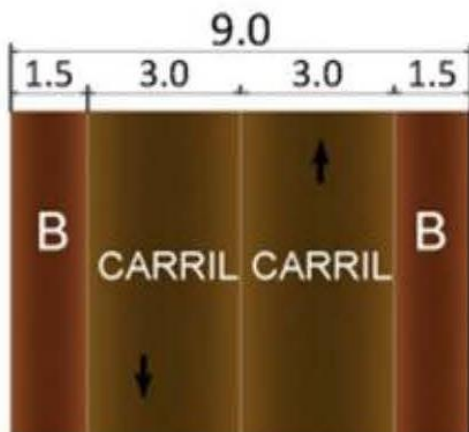
Camino Agrícola / Forestal



Velocidad de Proyecto: 40 km/h
Pendiente máxima: 16%

Camino Básico

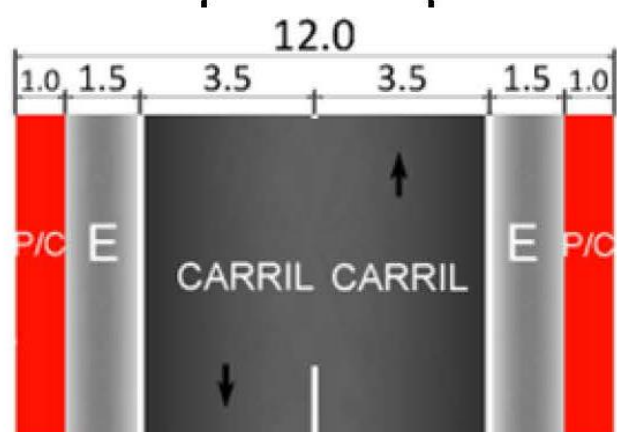
()



Velocidad de Proyecto: 60 km/h
Pendiente máxima: 14%

Carretera Convencional

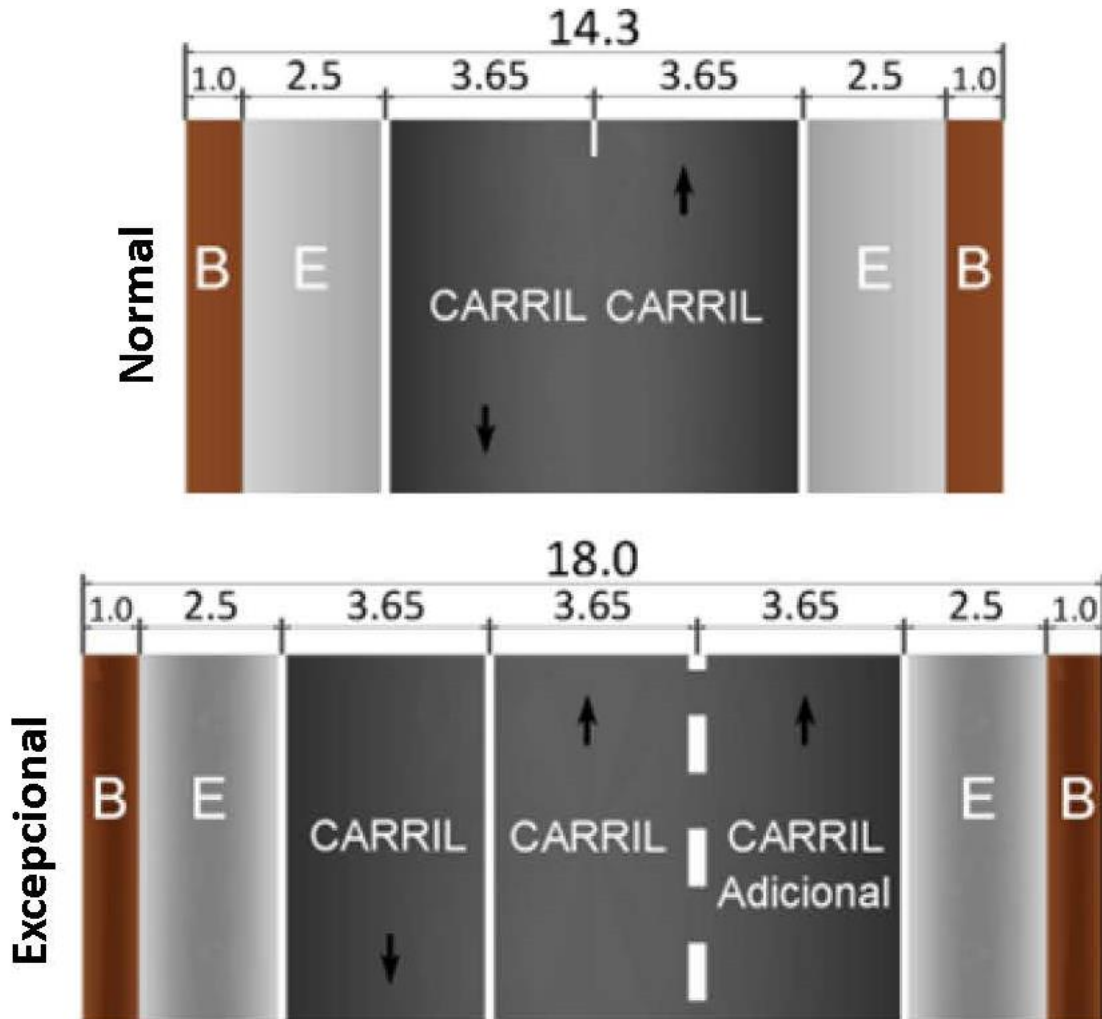
Básica



Velocidad de Proyecto: 80 km/h
Pendiente máxima: 10%

Carretera de Mediana Capacidad

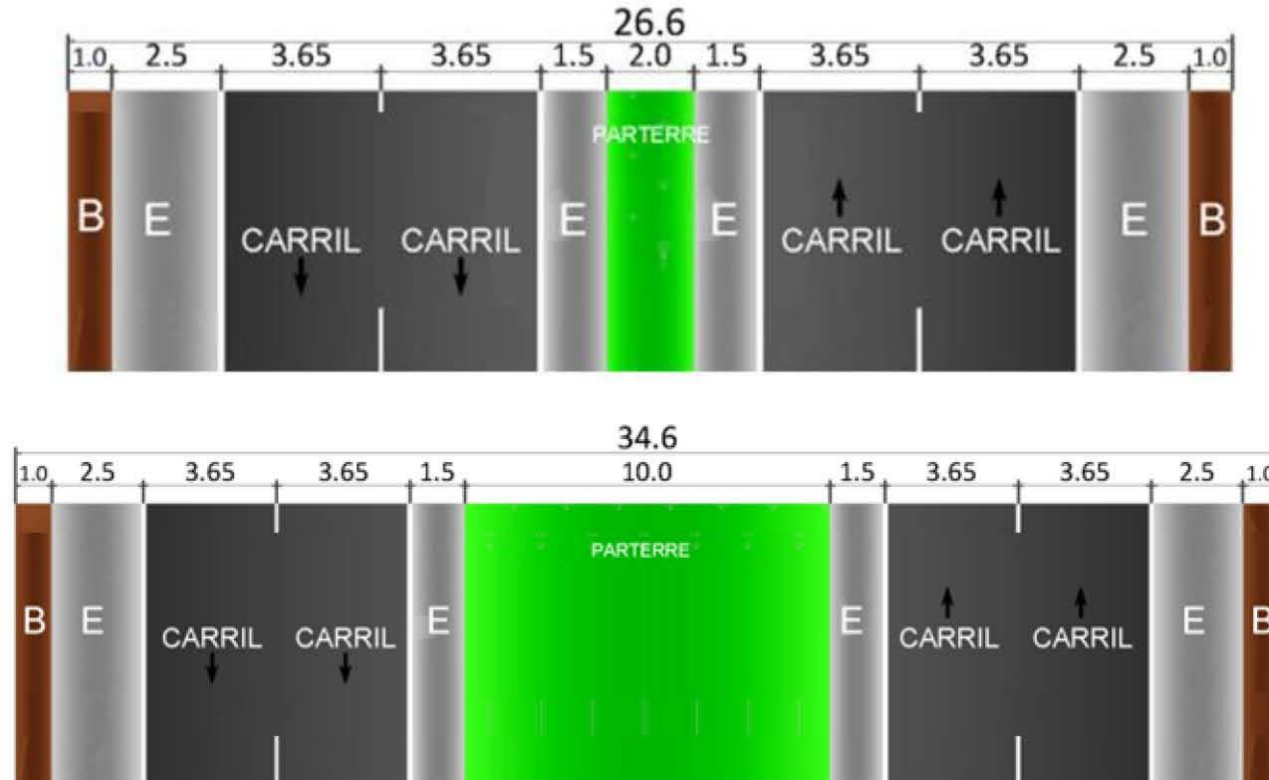
()



**Velocidad de
Proyecto: 100 km/h**

**Pendiente máxima:
8%**

Vías de Alta Capacidad Interurbana



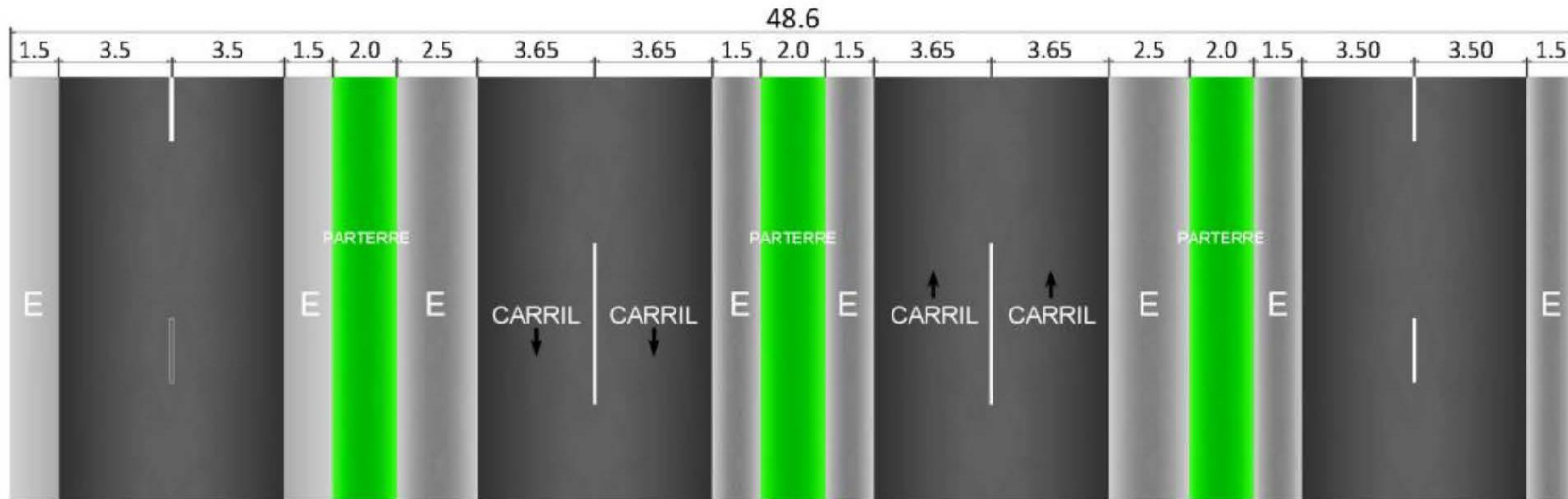
Velocidad de Proyecto: 120 km/h
Pendiente máxima: 6%

Las vías de alta capacidad deberán cumplir las siguientes condiciones:

- ✓ Control total de acceso, no se podrá acceder a la autopista desde las propiedades colindantes.
- ✓ Sin cruces a nivel con ninguna otra vía de comunicación, ni servidumbre de paso.
- ✓ Calzadas separadas para cada sentido de la circulación, salvo en puntos singulares o con carácter temporal. La separación será preferentemente mediante una franja de terreno no destinada a la circulación y excepcionalmente con otros medios físicos.

Vías de Alta Capacidad Urbana o Periurbana

(———)



Velocidad de
Proyecto: 100 km/h

Pendiente máxima:
8%

Las vías de alta capacidad deberán cumplir las siguientes condiciones:

- ✓ Control total de acceso, no se podrá acceder a la autopista desde las propiedades colindantes.
- ✓ Sin cruces a nivel con ninguna otra vía de comunicación, ni servidumbre de paso.
- ✓ Calzadas separadas para cada sentido de la circulación, salvo en puntos singulares o con carácter temporal. La separación será preferentemente mediante una franja de terreno no destinada a la circulación y excepcionalmente con otros medios físicos.

2A.202.2.2. (1) *Clasificación Funcional por importancia en la red vial*

- **Corredores Arteriales** Son los caminos de alta jerarquía funcional, los que se constituyen por aquellos que conectan en el Continente, a las Capitales de Provincia, a los principales puertos marítimos con los del Oriente, pasos de frontera que sirven para viajes de larga distancia y que deben tener alta movilidad, accesibilidad reducida y/o controlada en su recorrido, giros y maniobras controlados; y, estándares geométricos adecuados para proporcionar una operación de tráfico eficiente y segura.
- **Vías Colectoras** Son los caminos de mediana jerarquía funcional, los que se constituyen por aquellos cuya función es la de recolectar el tráfico de la zona rural o una región, que llegan a través de los caminos locales para conducirlos a la malla estratégica o esencial de corredores arteriales. Son caminos que se utilizan para servir el tráfico de recorridos intermedios o regionales, requiriendo de estándares geométricos adecuados para cumplir esta función.
- **Caminos Vecinales** Estas vías son las carreteras convencionales básicas que incluyen a todos los caminos rurales no incluidos en las denominaciones anteriores, destinados a recibir el tráfico doméstico de poblaciones rurales, zonas de producción agrícola, accesos a sitios turísticos.

2A.202.2.2 (2) *Según las condiciones orográficas:*

Se tipificarán las carreteras según el relieve del terreno natural atravesado indicado en la Tabla 2A.202-06. En función de la máxima inclinación media de la línea de máxima pendiente, correspondiente a la franja original de dicho terreno interceptada por la explanación de la carretera.

Tabla 2A.202- 06 Denominación de Carreteras por Condiciones Orográficas

TIPO DE RELIEVE	MÁXIMA INCLINACIÓN MEDIA
Llano	$i \leq 5$
Ondulado	$5 < i \leq 15$
Accidentado	$15 < i \leq 25$
Muy accidentado	$25 < i$

2A.202.2.2 (3) *Según el número de calzadas:*

Carreteras de calzadas separadas: Son las que tienen calzadas diferenciadas para cada sentido de circulación, con una separación física entre ambas. Excepcionalmente pueden tener más de una calzada para cada sentido de circulación.

No se considera como separación física la constituida exclusivamente por marcas viales sobre el pavimento o bordillos montables (altura inferior a 15 cm).

Carreteras de calzada única: Son las que tienen una sola calzada para ambos sentidos de circulación, sin separación física, independientemente del número de carriles.

2A.202.2.2 (4) Clasificación de acuerdo a la Superficie de Rodamiento

- **Pavimentos Flexibles:** son aquellos que tienen una capa de rodadura formada por una mezcla bituminosa de asfalto altamente resistente a los ácidos, álcalis y sales.
- **Pavimentos Rígidos:** son aquellos donde la capa de rodadura está formado por una losa de concreto hidráulico (agua, cemento, arena y grava), con o sin refuerzo estructural, apoyada sobre la sub-rasante de material granular.
- **Afirmados:** son aquellas en las que la superficie de rodadura se compone de una capa de material granular con tamaño máximo dos y media pulgadas (2 ½”) y con proporción de finos, debidamente compactado.
- **Superficie Natural:** su capa de rodadura se compone del terreno natural del lugar, debidamente conformado.

2A.202.3 NIVELES DE ESTUDIO PARA EL DISEÑO GEOMÉTRICO DEL TRAZADO

Esta sección está destinada a la identificación, descripción, formas y criterios de obtención y cuantificación de los parámetros y aspectos físicos y operacionales que caracterizan la oferta de infraestructura vial existente y que, en el contexto de la evaluación económica, son requeridos básicamente para los modelos de deterioro y de consumo de recursos.

Para cada etapa de evaluación, se indican los procedimientos para obtener los parámetros o aspectos monográficos que se requieren, el tipo de instrumental necesario cuando corresponda así como el grado de precisión requerido.

2A.202.3.1 Información de Fase Pre-Preliminar.

2A.202.3.1 (1) Características Geométricas.

- **Longitud.-** Para esta etapa se recomienda utilizar las fuentes de información más elementales que entregan distancias en forma agregada como son las Cartas IGM. En ellas se puede leer directamente longitudes entre puntos singulares importantes, tales como bifurcaciones, ciudades o poblados, etc. Estas medidas se entregan en kilómetros enteros. Al utilizar este método se debe tener en cuenta la actualidad de la Carta Caminera que se esté leyendo, puesto que en forma normal los caminos son rehabilitados o experimentan modificaciones de trazado, significando estas operaciones en algunas oportunidades cambios relevantes en la longitud de los arcos.
- **Curvatura Horizontal.-** En esta etapa, se aceptara que los tramos del sector vial o camino directamente comprometido en las obras de inversión, así como el resto de la red vial involucrada en caso de que la evaluación se aborde en ese contexto, pueden ser clasificados en tres categorías: rectos, sinuosos o muy sinuosos.
- **Características Verticales.-** En esta etapa los tramos del sector vial o camino directamente comprometido en las obras de inversión, así como del resto de la red vial involucrada, pueden ser clasificados en planos, ondulados y montañosos. De acuerdo con esta clasificación, se pueden adoptar las siguientes definiciones y valores para expresar la curvatura vertical:
- **Sección Transversal.-** En esta etapa no se requiere conocer en detalle esta característica, bastando solamente obtener la información aproximada de recorridos visuales.

2A.202.3.1 (2) Características de la estructura del camino.

La información mínima para este nivel de estudio puede obtenerse de cartas camineras actualizadas, datos de inventarios viales, de la inspección visual, estudios previos, para esta fase basta con indicar si la capa existente es pavimentada o no. De la misma manera se caracterizaran y definirán los corredores.

2A.202.3.1 (3) Características Geo-climáticas.

Esta información se puede obtener de planos cartográficos, anteproyectos existentes en donde se indique la cota de la rasante del camino en relación a alguna cota de referencia con respecto al nivel del mar. Midiendo en terreno la cota con altímetro. En la fase Pre-preliminar basta conocer la altitud media de la zona en la cual se emplaza el camino o sector vial en análisis. Conocer datos mínimos de precipitaciones, temperatura.

2A.202.3.2 Información de Fase de Prefactibilidad.

2A.202.3.2 (1) Características Geométricas.

- **Longitud.-** Para esta etapa se recomienda utilizar un método directo para obtener la longitud de un tramo es la lectura desde los odómetros de los vehículos. En este caso se debe tener en consideración los siguientes aspectos: Una gran proporción de vehículos posee odómetros mecánicos graduados al kilómetro y, los menos, graduados cada 100 metros. Para una adecuada aproximación de las longitudes de los arcos del resto de la red bajo análisis se recomienda el uso de vehículos que posean odómetros mecánicos graduados cada 100 metros. También se podrá utilizar vehículos implementados con un tipo de odómetro de características digitales, que permite obtener mediciones más precisas expresadas en las unidades que el usuario desee. En cualquier caso, se debe recurrir a una calibración previa para conocer el error asociado a cada lectura del odómetro. El grado de precisión de este procedimiento es de +/- 50 metros.
- **Curvatura Horizontal.-** En esta etapa, se deben considerar los procedimientos establecidos en 2A.304 *CONCEPTOS, CRITERIOS Y MÉTODOS GENERALES DE TRABAJOS DE TOPOGRAFIA VIAL* indicados para esta fase de estudios.
- **Características Verticales.-** En esta etapa, se deben considerar los procedimientos establecidos en 2A.304 *CONCEPTOS, CRITERIOS Y MÉTODOS GENERALES DE TRABAJOS DE TOPOGRAFÍA VIAL* indicados para esta fase de estudios.

2A.202.3.2 (2) Características de la estructura del camino.

La información mínima para este nivel de estudio puede obtenerse de cartas camineras actualizadas, datos de inventarios viales, de la inspección visual, estudios previos, para esta fase se definirán alternativas de diseño.

2A.202.3.2 (3) Características geo-climáticas.

Esta información se puede obtener de planos cartográficos, anteproyectos existentes en donde se indique la cota de la rasante del camino en relación a alguna cota de referencia con respecto al nivel del mar, midiendo en terreno la cota con altímetro. En la fase Pre-preliminar basta conocer la altitud media de la zona en la cual se emplaza el camino o sector vial en análisis, así como Conocer datos mínimos de precipitaciones, temperatura etc.

2A.202.3.3 Información de la Fase Preliminar.*2A.202.3.3 (1) Características geométricas.*

Se utilizará la información recolectada en el estudio de prefactibilidad. Si no existiera dicho estudio o la información necesitará ser actualizada, se procederá con la misma metodología definida para etapa de prefactibilidad. Habrá una definición precisa de las obras y un presupuesto tentativo de la alternativa escogida en la etapa de prefactibilidad.

2A.202.3.3 (2) Características de la estructura del camino.

Se utilizara la información recolectada en el estudio de prefactibilidad. Si no existiera dicho estudio o la información necesitará ser actualizada, se procederá con la misma metodología definida para etapa de prefactibilidad.

2A.202.3.3 (3) Características geo-climáticas.

Se utilizara la información recolectada en el estudio de prefactibilidad. Si no existiera dicho estudio o la información necesitará ser actualizada, se procederá con la misma metodología definida para etapa de prefactibilidad.

2A.202.3.4 Información de Fase de Diseño Definitivo.*2A.202.3.4 (1) Características geométricas.*

Se utilizará la información recolectada en el estudio de fase preliminar. Si la información necesita ser complementada se realizarán nuevos estudios siguiendo el mismo procedimiento que se llevó a cabo en la fases anteriores. Habrá una definición de obras completas a detalle y un presupuesto cercano a la realidad de la alternativa analizada en la fase Preliminar

2A.202.3.3 (2) Características de la estructura del camino.

Se utilizará la información recolectada en el estudio de fase preliminar. Si la información necesita ser complementada se realizarán nuevos estudios siguiendo el mismo procedimiento que se llevó a cabo en la fases anteriores. Habrá una definición de obras completas a detalle y un presupuesto cercano a la realidad de la alternativa analizada en la fase Preliminar

2A.202.3.3 (3) Características geo-climáticas.

Se utilizará la información recolectada en el estudio de fase preliminar. Si la información necesita ser complementada se realizarán nuevos estudios siguiendo el mismo procedimiento que se llevó a cabo en la fases anteriores. Habrá una definición de obras completas a detalle y un presupuesto cercano a la realidad de la alternativa analizada en la fase Preliminar.

SECCIÓN 2A.203 ESTUDIOS VIALES

2A.203.1 ASPECTOS GENERALES

Esta sección contiene el detalle de las metodologías más apropiadas de medición y recolección de información de tráfico acorde a los requerimientos de cada estudio específico. Según la información de tráfico que se desee recopilar, existen diversos tipos de mediciones que pueden agruparse conforme a la siguiente clasificación:

- Mediciones de Flujo Vehicular, en el numeral [2A.203.4](#) del presente volumen.
- Encuestas Origen-Destino, en el numeral [2A.203.5](#) del presente volumen.
- Encuestas de Preferencias, en el numeral [2A.203.6](#) del presente volumen.
- Mediciones de Velocidad, en el numeral [2A.203.7](#) del presente volumen.
- Mediciones Especiales, en el numeral [2A.203.10](#) del presente volumen.
- Mediciones de Flujo de Peatones y Ciclistas, en el numeral [2A.203.11](#) del presente volumen.

Dado que estas mediciones requieren, en mayor o menor medida, desagregar los flujos o variables observadas según ciertas tipologías estándar, en el numeral [2A.203.3](#) del presente volumen se definen tipologías a utilizar para vehículos, cargas y usuarios.

2A.203.2 PROCEDIMIENTOS

Las mediciones de tráfico que se exigirán de acuerdo al tipo de proyecto y etapa de evaluación de que se trate dependerán de los requerimientos de datos para la modelación. Por esta razón se entregan solo criterios generales, los cuales deberán ser adaptados a cada situación concreta mediante el juicio profesional del analista o lo dispuesto en los TDRs.

Por ejemplo, la necesidad de efectuar las mediciones de peatones y ciclistas según en el numeral [2A.203.10](#) deberá ser juzgada en cada caso concreto, teniendo en cuenta la importancia del tema para fines del diseño de soluciones. Una situación similar se produce para las mediciones de longitud de cola, las cuales en principio sólo serán necesarias si la situación base de las intersecciones congestionadas lo ameritan.

2A.203.2.1 Fase Pre-Preliminar.

En la fase Pre-preliminar, para todo tipo de proyecto, se recomienda recurrir a información existente, en caso de existir. En casos especiales, en los cuales los antecedentes disponibles sean insuficientes, los TDR especificarán las mediciones complementarias a realizar, las cuales deberán realizarse de acuerdo a lo dispuesto en la presente sección.

2A.203.2.2 Fase de Prefactibilidad.

En el caso de proyectos tipo I o III, (ver clasificación de proyectos viales VOLUMEN 1 Procedimientos para proyectos viales) se realizarán mediciones de flujo según lo dispuesto en el

numeral 2A.203.4 y de tasa de ocupación según lo dispuesto en el párrafo [2A.203.8.2](#) Si en la situación base existe congestión, se realizarán además las mediciones especificadas en el numeral [2A.203.7](#) y en los párrafos [2A.203.8.1](#) y [2A.203.8.4](#) , en aquellos tramos en los cuales la congestión será modelada.

En el caso de proyectos tipo II, IV o V, se realizarán mediciones de flujo según lo dispuesto en el numeral [2A.203.4](#), encuestas origen-destino según lo dispuesto en el numeral [2A.203.5](#), encuestas de Preferencias según lo dispuesto en el numeral [2A.203.6](#) y mediciones de tasa de ocupación según lo dispuesto en el numeral [2A.203.8.2](#). Si en la situación base existe congestión, se realizarán además las mediciones especificadas en el numeral [2A.203.7](#) y en los párrafos [2A.203.8.1](#) y [2A.203.8.4](#), en aquellos tramos en los cuales la congestión será modelada.

Si la naturaleza del proyecto lo exige, los TDR podrán especificar mediciones adicionales o de revisión de diagramas de colisión y accidentes de tránsito. En todo caso, corresponderá al juicio profesional del analista asegurar que en cada caso concreto el trabajo de terreno realmente genere toda la información necesaria.

2A.203.2.3 Fase Preliminar.

En la fase preliminar, para todo tipo de proyecto, se recomienda recurrir a la información generada por el estudio de prefactibilidad. En casos especiales, en los cuales por ejemplo sea necesario actualizar la información, los TDR especificarán las mediciones complementarias a realizar, las cuales deberán realizarse de acuerdo a lo dispuesto en la presente sección.

2A.203.2.4 Fase de diseño definitivo.

En fase de diseño definitivo, para todo tipo de proyecto, se recomienda definir las obras completas las cuales estuvieron analizadas en el estudio previo de la fase Preliminar. En casos especiales, en los cuales por ejemplo sea necesario actualizar la información, los TDR especificarán las mediciones complementarias a realizar, las cuales deberán realizarse de acuerdo a lo dispuesto en la presente sección.

2A.203.3 TIPOLOGÍA

Todas las mediciones requieren, en mayor o menor medida, desagregar los flujos o variables observadas según ciertas tipologías estándar. En este numeral se definen las tipologías a utilizar para vehículos, cargas y usuarios.

2A.203.3.1 Tipología de vehículos

Para efectos de modelación y evaluación económica es necesario definir una tipología única de vehículos, que recoja diferentes criterios de clasificación, entre los que cabe mencionar:

- a) Según motorización:
 - Motorizado (provisto de un motor de combustión interna o eléctrico);
 - No motorizado (remolque, tracción animal, tracción humana).

- b) Según función:
 - Transporte privado de pasajeros;
 - Transporte público de pasajeros;
 - Transporte de carga;
 - Tracción (tractor agrícola, tracto camión);
 - Otros (maquinaria).
- c) Según requerimientos para diseño:
 - Categorías según articulaciones, número y disposición de ejes.
- d) Según capacidad:
 - Categorías según capacidad de transporte de carga (ton) y/o pasajeros (numero).
- e) Según cilindraje:
 - Categorías según capacidad cubica del motor.

Para los fines del Volumen 1, la clasificación de vehículos debe orientarse a conseguir los siguientes objetivos:

- El computo de ahorros de recursos con una precisión razonable. Ello implica que dos vehículos diferentes pueden ser agrupados en la misma categoría solo si sus costos de operación son similares.
- La modelación del desempeño de tramos de vía con una precisión razonable. Ello implica que dos vehículos diferentes pueden ser agrupados en la misma categoría solo si sus características de circulación son similares, por ejemplo, en términos de factor de equivalencia.
- La realización de mediciones clasificadas visuales por simple inspección. Ello implica que dos vehículos diferentes no pueden ser clasificados en distinta categoría si sus características externas son demasiado similares.
- La conversión de la información sobre flujos de demanda, expresada en toneladas o pasajeros, a flujos de vehículos de cada categoría.
- La modelación de redes con una precisión razonable. Ello implica, que dos vehículos diferentes pueden ser agrupados en la misma categoría solo si sus características de elección de rutas son similares.
- Elaborar una estratigrafía de pesos por eje con una precisión razonable.

De acuerdo a los criterios y requerimientos enunciados, se ha adoptado la siguiente clasificación, que se utilizará para todos los proyectos sujetos a evaluación:

2A.203.3.1. (1) Moto.

Vehículo motorizado con capacidad para una o dos personas, normalmente de dos ruedas, aun cuando pueden existir de tres y hasta cuatro. Incluye: moto, motocicleta, cuadrón y bici moto.

2A.203.3.1. (2) Automóvil.

Vehículo motorizado de 4 ruedas para el transporte de hasta 9 pasajeros (no incluye al conductor), con o sin carro de arrastre. Incluye: automóvil.

2A.203.3.1. (3) *Camioneta*

Vehículo motorizado de 4 ruedas para el transporte de hasta 1750 Kg. de carga, con o sin carro de arrastre. Incluye: pick-up, doble cabina, SUV (vehículo utilitario), furgoneta, ambulancia, carroza fúnebre. Para efectos de agregación, un vehículo liviano podrá ser un automóvil o una camioneta.

2A.203.3.1. (4) *Bus*.

Vehículo motorizado destinado al transporte de pasajeros, con una capacidad superior a 9 personas excluyendo los tripulantes. Puede transportar además equipaje, correo, paquetería y cargas menores. Desde el punto de vista de su capacidad de transporte de pasajeros, puede distinguírselas siguientes sub-categorías: microbuses y buses; entre estos últimos es posible observar cuatro tipos: buses de 2 ejes, buses de un piso con más de 2 ejes, buses de 2 pisos y buses articulados. En cuanto a la cobertura, los buses pueden ser urbanos o interurbanos.

2A.203.3.1. (5) *Camión Liviano*.

Vehículos motorizados de dos ejes simples, destinados al transporte de carga, con una capacidad de carga superior a 1750 kg. Se diferencia de in camionetas en que normalmente posee 4 ruedas en el eje trasero.

2A.203.3.1. (6) *Camión Pesado*.

Todo vehículo motorizado destinado al transporte de carga no clasificable dentro de la categoría de camión Liviano, pudiendo considerarse las subcategorías siguientes:

- Camión pesado simple.
Vehículo de más de dos ejes sin articulaciones.
- Semirremolque.
Vehículo articulado compuesto de una unidad tractora y una unidad remolcada destinada al transporte de carga que se apoya en un extremo sobre la primera.
- Remolque.
Vehículo articulado compuesto de un camión pesado simple y una unidad remolcada. Para efectos de agregación, un Vehículo Pesado podrá ser un Camión Liviano o un Camión Pesado.

2A.203.3.1. (7) *Otros Motorizados*.

Vehículo motorizado no incluido en las otras categorías como: tractor, maquinaria agrícola, maquinaria de construcción, etc.

2A.203.3.1. (8) *Otros No Motorizados*.

Bicicleta, triciclo, tracción animal, cabalgadura.

Los vehículos no explícitamente listados serán asimilados a la categoría más próxima. Por ejemplo, una casa rodante provista de tracción propia, puede ser asimilada a un camión liviano o pesado según sea su número de ejes. La clasificación descrita es normalmente suficiente para atender a las principales necesidades en términos de evaluación de proyectos viales.

En el caso particular de estudios relacionados con estratigrafías de pesos por eje es necesaria una mayor desagregación. Para este tipo de fines, se debe utilizar la sub-clasificación indicada para buses y se define las siguientes subcategorías de vehículos de carga:

a) Camión Liviano.

- Capacidad de carga inferior a 6 Ton;
- Capacidad de carga superior a 6 Ton.

b) Camión Pesado.

Pudiendo considerarse las subcategorías siguientes:

- Simple
 - Con doble eje trasero;
 - Con doble eje delantero;
 - Con doble eje trasero y delantero
 - Con triple eje trasero.
- Semirremolque
 - Elemento tractor:
 - Con eje simple trasero;
 - Con eje doble trasero;
 - Con eje triple trasero.
 - Elemento remolcado:
 - Con eje simple trasero;
 - Con eje doble trasero;
 - Con eje triple trasero.
- Remolque
 - Elemento tractor:
 - Con doble eje trasero;
 - Con doble eje delantero;
 - Con doble eje trasero y delantero;
 - Con triple eje trasero.
 - Elemento remolcado:
 - Con eje simple trasero;
 - Con eje doble trasero;
 - Con eje triple trasero.

Naturalmente, estas subcategorías deberán revisarse periódicamente en la medida que aparezca en el mercado camiones con nuevas configuraciones de ejes. En todos los casos la clasificación utilizada para este tipo de estudios deberá corresponder a la clasificación indicada en la Tabla de Pesos y Dimensiones (Tabla 2A.201-02), emitida por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas.

2A.203.3.2 Tipología de cargas

El objetivo principal de definir una tipología de cargas es asociar el tráfico observado a las actividades que lo generan. Con esto, mediante estimaciones de la producción de la mercancía, es posible determinar tasas de generación de viajes asociados a dicha carga. Una segunda aplicación, cuando proceda, es estimar la partición modal por tipología de carga.

Para efectos de evaluación, la clasificación de cargas transportadas debe permitir el cómputo de ahorros de recursos privados y sociales con una precisión razonable. Ello implica que tipos de carga diferentes pueden ser agrupados en la misma categoría solo cuando se cumpla que los ahorros de recursos asociados sean similares y que la modelación adoptada no permita discriminar comportamientos diferentes.

De acuerdo a los criterios y requerimientos anteriores, se ha elaborado una clasificación a la cual el analista deberá incorporar aspectos particulares como refrigeración, seguridad u otros según corresponda.

El analista podrá utilizar la codificación a nivel de Producto para estudios en fase Pre-preliminar. Sin embargo, en etapa de pre factibilidad y factibilidad, deberá utilizar la codificación a nivel de Componente de cada producto, pudiendo efectuar las agregaciones indicadas dentro de cada producto en particular.

En estudios que ameriten desagregaciones mayores, el analista deberá considerar la clasificación detallada en el Sistema Armonizado de Descripción y Codificación de Mercancías, para lo cual se detallan las Glosas (codificación del SA) de equivalencia. Es obligatorio utilizar esta tipología de cargas con sus respectivos códigos identificadores.

2A.203.3.3 Tipología de usuarios

La tipología de usuarios de transporte interurbano debe identificar estratos homogéneos de comportamiento, en la perspectiva de permitir la realización de proyecciones sobre los estratos. Existe un gran número de variables que permiten caracterizar y segmentar a los usuarios; de entre ellas, se ha seleccionado un conjunto que constituye la tipología mínima recomendada, compatible con una actividad de relevamiento de información en terreno (encuesta a usuarios) y es la siguiente:

2A.203.3.3. (1) Según función

- Conductor
- Acompañante
- Pasajero

2A.203.3.3. (2) *Según propósito*

- Hacia o desde el Trabajo (basados en el hogar)
- Estudio
- Por trabajo (viajes no basados en el hogar)
- Turismo Recreación
- Social (visitas, eventos familiares)
- Servicios (tramites, salud, compras)

2A.203.3.3. (3) *Según características del usuario*

- Ingreso familiar
- Sexo (Género)
- Edad
- Actividad, ocupación o empleo

2A.203.3.3. (4) *Según quien costea el viaje*

- Usuario o grupo familiar
- Empleador o actividad por cuenta propia
- Mixto

Cuando las características del estudio lo requieran, podrá utilizarse una tipología más extensa, incorporando elementos como los siguientes:

- Marca, modelo y año del vehículo empleado, como información complementaria del nivel de ingreso
- Frecuencia de viaje
- Duración de la estadía Período en que se viaja

2A.203.4 MEDICIONES DE FLUJO

Las mediciones de flujo vehicular entregan información esencial para los estudios de gestión e inversiones infraestructura de transporte.

Según el objetivo al que se destine, la información sobre el flujo vehicular deberá expresarse en unidades distintas y con diferentes niveles de precisión. Los antecedentes requeridos habitualmente son:

- **Tráfico promedio diario anual (TPDA):** es la medida más recurrente de flujo vehicular. Se utiliza para caracterizar el tráfico cuando no existe el fenómeno de la congestión, así como para efectos de diseño de pavimentos. Es el valor que se incorpora generalmente a los modelos de deterioro de pavimentos. Su obtención deberá regirse por lo estipulado en el párrafo [2A.203.4.5.](#)

- **Tráfico en horas de pico:** medida utilizada para efectos de diseño geométrico, aspecto tratado en el numeral 2A.306.2.
- **Tráfico medio por período:** medida representativa de las condiciones de tráfico de acuerdo a la periodización definida en el modelo de simulación/asignación de tráfico adoptado.

Debe atenderse al hecho de que en los tres casos se trata de obtener valores medios de flujo que se consideran representativos de cierto periodo, lo cual condiciona la selección de la muestra. Existen dos formas de medir el flujo en una sección de la vía: manual y automática.

2A.203.4.1 Contabilización manual

La contabilización manual se realiza en la vía por uno o más medidores que registran el total de vehículos que circula por una sección de la vía o por una intersección. Este método es especialmente adecuado para mediciones de tráfico en periodos cortos, siendo posible realizar una clasificación final de los distintos tipos de vehículo y movimientos.

La precisión del método manual es muy sensible a la intensidad de flujo, la desagregación por movimientos y la tipología de vehículos.

Un buen resultado depende sobre todo de la experiencia del equipo a cargo de la operación y supervisión y del adiestramiento del personal que hace las mediciones.

Como restricción general, un observador no debe contar más de 400 vehículos por hora para cualquier nivel de proyecto considerado. Para intensidades mayores, debe separarse la medición por movimiento, tipo de vehículo y/u otra forma como puede ser por carril.

Si las mediciones serán utilizadas para efectos de simulación/modelación, la contabilización deberá ser totalizada a intervalos de 15 minutos, diferenciando por sentido de circulación o movimiento (si corresponde) y por tipo de vehículo.

En cambio, si las mediciones serán utilizadas para calibrar relaciones flujo-velocidad, deben considerar intervalos inferiores, o a lo sumo iguales, a los cinco (5) minutos de duración.

2A.203.4.2 Contabilización automática

La contabilización automática se realiza mediante instrumentos que registran pulsos generados por algún sensor del paso de vehículos. La duración del proceso depende de su objetivo: alimentar las bases de datos de carácter estratégico, para lo cual se utiliza instalaciones permanentes; recolectar información para un proyecto específico, para lo cual se habilitan instalaciones temporales.

Las versiones más simples contabilizan el número de ejes totales que pasan por un punto de una vía, pudiendo también registrar el total de ejes por sentido. La acumulación de este tipo de equipos puede ser por horas o períodos inferiores.

Versiones más sofisticadas son los clasificadores, que entregan información de vehículos que cruzan una zona de añoro por periodos pre programados, clasificados según algunos de los siguientes conceptos: dirección, longitud del vehículo, rangos de velocidad, numero de ejes por vehículo y distancia, entre ejes. Estos últimos son los más apropiados para situaciones en las cuales interesa registrar los flujos circulantes durante largos periodos de medición.

La presente norma recomienda que todo proyecto que haya sido evaluado en la fase Pre-preliminar con resultados satisfactorios sea sometido a un plan de conteos automáticos en un conjunto de tramos a definir en dicho estudio de fase Pre-preliminar, deseablemente por un periodo de al menos tres meses, antes de iniciar el estudio en etapa de pre factibilidad.

2A.203.4.3 Consideraciones generales

A continuación se describen algunas consideraciones prácticas que es necesario tomar en cuenta en terreno:

- a) El analista deberá seleccionar tanto las fechas de medición como la ubicación de los equipos de forma de obtener datos representativos del comportamiento del flujo en el periodo que quiere caracterizar. Esto significa, por ejemplo, que es necesario evitar medir en condiciones extremas atípicas.
- b) Los formularios deben ser diseñados de forma, que faciliten la lectura-escritura de la información; en especial, toda la información que deba ser recogida en forma simultánea debe poder registrarse en una misma página, evitando en lo posible cambiar de hoja según el movimiento efectuado o según el tipo de vehículo que lo realiza;
- c) Se debe codificar a priori los movimientos y sentidos de circulación posibles (incluyendo los prohibidos) en cada punto de medición (puntos de control);
- d) La identificación de los accesos deberá partir del azimut norte en el sentido de las manecillas del reloj numerando los accesos en forma creciente;
- e) La identificación de los movimientos deberá considerar dos dígitos. El primero es el número de la rama de acceso y el segundo, el número de la rama de egreso;
- f) En el caso de mediciones automáticas, si el flujo es superior a 1000 Veh/h en promedio, se recomienda efectuar filmaciones en remplazo de los conteos manuales de apoyo;
- g) Se debe incluir dentro del formulario o en formulario aparte, información relativa al estado del clima y la vía, siendo la mínima exigible:
 - Clima Lluvia, nieve, neblina, despejado.
 - Vía transitable, intransitable, tráfico interrumpido por accidente.
- h) El flujo vehicular por tipología y periodo, adoptado Para efectos de simulación y evaluación, será el promedio horario de las mediciones efectuadas.

2A.203.4.4. Tamaño muestral

Este acápite norma acerca del nivel de precisión que debe adoptarse en mediciones periódicas de flujo vehicular, cuando por restricciones de la modelación, es necesario poseer información detallada en caminos interurbanos, especialmente con bajo nivel de flujo.

Como regla general, deberán efectuarse mediciones durante a lo menos dos (2) horas continuas para cada periodo, en los casos en que el flujo vehicular sea superior a 250 Veh/h. Si el flujo vehicular es inferior, el analista deberá justificar la selección de la muestra de forma estadística.

2A.203.4.5 Tráfico promedio diario anual

Como su nombre lo indica, el tráfico promedio diario anual (TPDA) equivale al valor promedio de los flujos vehiculares diarios correspondientes a un año calendario. Por lo tanto, Para su obtención el método más adecuado es realizar mediciones continuas automáticas, durante al menos un año calendario, en todos los tramos relevantes para el análisis del proyecto.

En caso que dichas mediciones no hayan podido realizarse, se deberán efectuar las mediciones muestrales necesarias que permitan obtener una estimación aproximada del TPDA. Para ello, salvo que los requerimientos específicos del estudio indiquen lo contrario, el analista deberá considerar el método descrito a continuación.

2A.203.4.5. (1) Temporadas

De acuerdo a antecedentes respecto de las principales actividades que generan el flujo vehicular circulante por el camino bajo análisis, el analista deberá definir temporadas específicas, de acuerdo a las variaciones relativas del nivel de flujo medio esperado, teniendo como referencia un año calendario. Por ejemplo, si las actividades generadoras de flujo están relacionadas con turismo veraniego, existirá una época en el año de temporada alta dependiendo de la región del país. En el caso de Actividades agropecuarias, la temporada de alta demanda existirá en la época de cosecha y transporte a centros de ventas (o puertos).

El producto de esta etapa permitirá diferenciar diversas temporadas, de acuerdo al nivel de flujo vehicular, identificando su duración con respecto a un año calendario típico. Por ejemplo, una temporada de alta demanda en temporada de vacaciones cuya duración es de 70 días y una temporada normal (resto del año) cuya duración es 295 días.

Esta definición de temporadas debe tomar en cuenta la existencia de periodos especiales. Por ejemplo, los flujos más intensos tienden a producirse en los fines de semana largos o puentes vacacionales que se producen fuera del período de vacaciones, tales como Semana Santa, Carnaval, 10 de Agosto, 2 y 3 de Noviembre, etc. Los días correspondientes a estos períodos deben considerarse Como parte de la temporada alta.

2A.203.4.5. (2) Sentidos y Días de la Semana

En la mayoría de los casos sólo interesa conocer el TPDA total de ambos sentidos, siendo razonable el supuesto de que la mitad de dicho flujo circula en cada sentido. Sin embargo, existen días en que existe un marcado desequilibrio entre sentidos, como es por ejemplo los flujos entre zonas urbanas y sitios de esparcimiento cercanos, especialmente al final de un feriado, en cuyo caso los flujos son notoriamente más intensos en una dirección. Este fenómeno debe ser tenido en cuenta al diseñar una estrategia de muestreo.

2A.203.4.5. (3) Tipos de Vehículos

Normalmente el TPDA se expresa desagregado per tipo de vehículo. Esto plantea requerimientos adicionales al muestreo, en el sentido que la composición por tipo de vehículo puede variar entre temporadas y según la hora y el día de la semana.

2A.203.4.5. (4) Variabilidad de los Flujos

Normalmente no es adecuado suponer que la serie de 365 valores que representa los flujos diarios del año sigue una ley de distribución estadística de tipo aleatorio, como sería por ejemplo una distribución de Poisson. Ello se debe a que la evidencia existente indica que estos flujos tienen una enorme variabilidad, por una parte, y siguen ciertos patrones de variación, por otra.

Ella implica que el mejor método de muestreo debiera contemplar alguna forma de asimilación del flujo medido en forma muestral a otro flujo medido en forma continua.

2A.203.4.5. (5) Asimilación

Se supondrá que se cuenta con mediciones continuas para un camino de características similares al camino en estudio, desde el punto de vista de variabilidad anual de los flujos diarios. La información de mediciones continuas se puede expresar como el cociente entre un flujo de vehículos en un día determinado y el TPDA del camino. Se obtiene así una serie de 365 valores, algunos de los cuales son inferiores a in unidad y otros superiores.

2A.203.4.5. (6) Valores Muéstrales

En este contexto, un valor muestral corresponderá a un conteo clasificado de flujos en un día cualquiera del año, el cual, dividido por el factor correspondiente a dicho día obtenido para el camino asimilable, dará una estimación del TPDA. Para esto es deseable que la muestra y los conteos continuos correspondan al mismo año. De no ser así, deberá tenerse cuidado en la asimilación, en el sentido que por ejemplo un día Domingo debe ser asimilado a otro día Domingo. Similares precauciones deben tomarse para los días de fines de semana largos.

2A.203.4.5. (7) Estimación del TPDA

En general, el TPDA estimado corresponderá al promedio de los valores obtenidos a partir de cada valor muestral. Sin embargo, cuando a juicio del analista proceda, se podrá usar un promedio ponderado. Un factor a tener en cuenta para ello es la estratificación de los valores muéstrales según temporadas.

2A.303.4.5. (8) Naturaleza de los Errores

El método propuesto está sujeto a dos Fuentes principales de error. La primera se refiere al error muestral como producto de la componente aleatoria que todo flujo vehicular contiene. La

segunda es un error de asimilación, en el sentido de que la forma de variación del flujo entre un camino y otro puede ser diferente.

2A.203.4.5 (9) Tamaño Muestral

Dada la naturaleza de los errores, en especial la existencia del error de asimilación, no es posible calcular el tamaño muestral que asegura un nivel dado de confiabilidad estadística. Por lo tanto será la experiencia y criterio del analista la llamada a fijar estos tamaños.

Sin embargo, es posible indicar que como mínimo debiera hacerse 2 conteos de 24 horas en cada temporada, uno en día miércoles, alejado de la influencia de feriados, y otro en día Domingo. En algunas temporadas, en lugar del conteo del día Domingo puede contarse el último día de un fin de semana largo.

2A.203.5 ENCUESTAS ORIGEN-DESTINO

Esta información es la base para el análisis de proyectos en los cuales se espera que exista reasignación de viajes, cambios en la partición modal o redistribución de viajes.

La estructura de viajes varía radicalmente dependiendo de la estación del año, día de la semana e incluso la hora, por lo cual es necesario realizar encuestas origen-destino en todos los periodos de modelación, salvo que existan argumentos suficientes para considerar agrupaciones de periodos con un patrón de viajes similar, situación que deberá juzgar el analista.

2A.203.5.1 Tipos de encuesta

Existe una diversidad de métodos para realizar encuestas origen destino; dentro de los más conocidos y aplicados se cuenta:

a) Encuesta Directa

Esta técnica consiste en detener a los vehículos en la vía en ciertos puntos de control y hacerles un conjunto de preguntas predeterminadas acerca de su viaje (destino, origen y propósito del viaje como mínimo). El método es útil para obtener información que no es fácil de recopilar por observación directa. La encuesta directa debe ser muy corta, precisa y no sujeta a interpretaciones por parte del encuestado ni del encuestador. Su procesamiento es fácil y directo. Tiene la desventaja de que puede provocar molestias al usuario por la demora en su viaje que la encuesta significa.

b) Método del Ticket.

Consiste en que a los vehículos muestreados en las entradas, se les coloca un ticket de color determinado. En la salida del cordón de estudio, el color permite identificar la entrada. Una variante es entregar al conductor una tarjeta numerada, la que debe devolver en la salida del cordón. En redes pequeñas y no saturadas, este método puede ser de utilidad.

c) Método de Placas

Se ubica a observadores al costado de la vía en todas las entradas y salidas del área de estudio, a fin de que anoten el número de la placa (y el instante de pasada, de ser necesario) de cada vehículo motorizado, identificando su tipología. Este método es apropiado para seguir los desplazamientos del tráfico en situaciones con un gran número de orígenes y destinos enlazados por un sistema de vías complejo (situación que en transporte interurbano es poco frecuente), determinando el patrón de viajes a nivel de accesos/egresos y la ruta utilizada. La gran desventaja de la técnica es el requerimiento computacional posterior para el análisis y procesamiento de la información.

Tanto el método de placas como la método del ticket permiten determinar orígenes y destinos a nivel de accesos de la red relevante y no a nivel de una zonificación geográfica del área de influencia, característica requerida en estudios de vialidad interurbana ya que permite ligar el número de viajes de una zona en especial con variables demográficas, de uso de suelo o indicadores macroeconómicos regionales. En este sentido, la técnica de encuesta directa presenta grandes ventajas.

d) Encuesta en hogares o centros de actividad

Este método ha sido usado en transporte urbano con bastante éxito. Sin embargo, su aplicación al transporte interurbano presenta dificultades dada la dispersión de generación de este tipo de viajes, lo cual requeriría tamaños muestrales excesivamente grandes para lograr un nivel de precisión adecuado. Por lo cual no se recomienda aplicar esta metodología para este tipo de estudios.

e) Respuestas Postales

Este método es utilizado con éxito en algunos países y consiste en anotar las placas de los vehículos circulantes, clasificando el vehículo según la tipología predefinida, y luego de recopilar la dirección del dueño, vía registro de matrículas u otro medio adecuado, enviar la encuesta por correo. Se obtiene un bajo nivel de respuesta, siendo necesario efectuar prácticamente un censo para obtener el tamaño muestral requerido u ofrecer premios atractivos para incentivar la respuesta postal. En algunas ocasiones se entrega un sobre pre pagado directamente al conductor, de manera similar se ofrece algún incentivo para que exista una mejor tasa de respuesta.

f) Encuesta a pasajeros.

Esta modalidad es aplicable a pasajeros de modos de transporte público, tales como bus, taxi colectivo, tren o avión. Consiste en abordar a una muestra aleatoria de pasajeros, ya sea a bordo del vehículo o en una instalación terminal, entrevistándolos para obtener información acerca del viaje que están realizando y acerca de sus características socioeconómicas.

2A.203.5.2 Métodos recomendados

El método recomendado es la encuesta directa para todo tipo de vehículo y la encuesta a pasajeros en los modos de transporte público. Por lo tanto debieran ser utilizados por el analista

salvo que los requerimientos específicos del proyecto le aconsejen el uso de un método alternativo.

2A.203.5.3 Consideraciones generales

A continuación se entregan algunas consideraciones que se debe tener en cuenta al preparar y realizar una encuesta.

Para la ubicación de los puntos de control, un requisito mínimo es considerar todos los puntos relevantes de acceso a la zona de estudio y salida de ella, definiendo así un cordón externo a dicha zona. Con esto, se asegura una adecuada representatividad de los viajes con origen y/o destino fuera de la zona.

Si se considera necesario incorporar viajes con origen y destino en el área de estudio, se debe definir sub-áreas al interior de ella, en cuyos límites se repetir el proceso de encuesta descrito antes. Habitualmente, las sub-áreas se delimitan mediante círculos concéntricos al cordón exterior, o mediante secantes que lo cortan en dos puntos (lineal de pantalla).

En términos generales, la encuesta a conductores de vehículos livianos debiera considerar, como mínimo, las siguientes consultas:

- Origen del viaje
- Destino del viaje
- Motivo del viaje
- Número de pasajeros
- Tipo de vehículo
- Ingreso familiar
- Quien paga el costo del viaje

De acuerdo a la zonificación considerada, el origen (o destino) podrá ser la intersección o esquina más cercana, la población, o la parroquia.

Para el caso del transporte de carga, la encuesta debiera contemplar, como mínimo, las consultas siguientes:

- Origen del viaje
- Destino del viaje
- Tipo de carga
- Tipo de Vehículo
- Cantidad de carga transportada
- Tara del Vehículo
- Capacidad de carga del Vehículo.

Se recomienda consultar acerca de la ruta a seguir dentro del área de estudio y si es fija o puede ser modificada por el conductor, porque esta información será de utilidad para la simulación.

Para el caso del transporte público, ya sea local o interurbano, se recomienda obtener la información origen-destino mediante catastros específicos en los terminales correspondientes. La encuesta en terminales debiera contemplar, como mínimo, las consultas siguientes:

- Itinerario
- Pasajeros Transportados
- Tipo de Vehículo

Para el caso de pasajeros de transporte público, en términos generales, la encuesta debiera considerar como mínimo las siguientes consultas:

- Origen del viaje
- Destino del viaje
- Motivo del viaje
- Ingreso familiar
- Quien paga el costo del viaje

Es deseable llevar a cabo una experiencia piloto como mínimo en el 10% de los puntos de control para un periodo de simulación. Esta encuesta permite detectar el grado de respuesta de los usuarios de la red vial, la adecuación de la capacitación de los encuestadores, el dimensionamiento del número de encuestadores en cada punto de control, el porcentaje de respuestas erróneas, problemas como la ubicación de calles en los planos disponibles, perfeccionamiento en el diseño de formularios y preguntas, entre otros aspectos de interés.

En el caso específico de pasajeros de transporte público, se recomienda efectuar encuestas piloto en al menos un 10% de los puntos de control. Es conveniente agregar con un valor mínimo de una encuesta piloto si el 10% representa un valor inferior a la unidad.

Una vez efectuada in encuesta piloto, debe revisarse la zonificación utilizada, considerando como un criterio más de zonificación el número de viajes por zona.

Las encuestas se referirán al viaje que el usuario está realizando en ese momento. Sin embargo, en el caso de encuesta directa a conductores de automóviles o de encuesta a pasajeros de transporte público, es posible consultar por la cadena de viajes de la cual el viaje en realización forma parte. En este caso se consulta la secuencia de viajes realizada desde que el encuestado salió de su hogar. Se puede consultar además la secuencia de viajes programada hasta el regreso al hogar. Este método tiene como desventaja su mayor complejidad, pero presenta la ventaja de obtener más viajes por encuesta, y de que la información base recolectada cumple restricciones de simetría.

2A.203.5.4 Validación de la encuesta origen-destino

Los datos obtenidos en la encuesta origen-destino deben ser sometidos a los siguientes procesos de validación:

a) Validación en terreno

El supervisor de terreno debe verificar que los formularios sean llenados en la forma adecuada, evitando la falta de información, datos ilegibles o cualquier tipo de información que pueda presentar dudas.

b) Validación de la codificación y digitación

Primeramente se debe comprobar que los datos hayan sido ingresados en forma correcta a la base de datos. La detección puede ser realizada mediante programas verificadores y/o mediante una doble digitación.

c) Verificación de consistencia

Se debe realizar una comprobación de los rangos de los valores obtenidos, determinando la compatibilidad de los datos digitados.

d) Mediciones de validación

Es necesario contrastar los resultados obtenidos con mediciones de flujo realizadas simultáneamente con la encuesta origen-destino. Para ello es conveniente realizar conteos del tipo cordón o líneas de pantalla, que no sean utilizados para generar las matrices origen-destino.

2A.203.5.5 Tamaño de la Muestra

Las consideraciones planteadas anteriormente son plenamente aplicables al caso de las encuestas origen-destino. Existe un patrón anual de variación de las matrices Origen-Destino, naturalmente desconocido, que imposibilita el cálculo de confiabilidad asociada a tamaños muestrales. Lo anterior implica que las encuestas O/D conducen a muestras que estarán con seguridad sesgadas, sin que sea posible estimar la magnitud del sesgo.

En esta situación, se recomienda realizar al menos 2 encuestas de 24 horas, una en día de semana (Martes a Jueves) y otra en día Domingo. A partir de esta información es normalmente posible construir matrices O/D por periodo, utilizando técnicas de relleno pare pares O/D no detectados y consideraciones de simetría para períodos no medidos.

2A.203.6 PREFERENCIAS DECLARADAS

Las técnicas de Preferencias Declaradas se refieren a un conjunto de metodologías que se basan en juicios declarados por los individuos acerca de sus preferencias sobre diferentes situaciones hipotéticas. De esta manera es posible estudiar el comportamiento de los individuos mediante la descripción de situaciones en determinados contextos.

Este tipo de encuesta surge como una alternativa frente a las técnicas de preferencias reveladas (o mediciones directas), las cuales se basan en el comportamiento observado de los individuos. Esto se debe a que en determinadas situaciones es difícil y a veces imposible obtener información sobre el comportamiento de los individuos. Este es el caso de estudios sobre nuevas alternativas de transporte (un nuevo modo de transporte o un nuevo trazado de camino, o la

inclusión de un peaje en una vía nueva o existente), estudios sobre la valoración de atributos no medibles como la comodidad, la seguridad o el impacto ambiental, o estudios en que existe correlación inevitable entre atributos. Por lo tanto, este tipo de encuesta puede ser aplicada a la elección de ruta, partición modal, elección de destino del viaje, elección de localización y a la valoración subjetiva del impacto ambiental, entre otras aplicaciones. Sin embargo, el desarrollo siguiente está enfocado hacia la aplicación de la técnica de preferencias declaradas en la elección de ruta, aunque muchas de las recomendaciones planteadas son válidas también para otros contextos.

Las preferencias declaradas presentan una considerable desventaja frente a las preferencias reveladas: en general, la gente no hace lo que dice, por lo cual los individuos podrían introducir fuertes sesgos en la estimación. No obstante, este problema solo se vuelve importante si se emplea únicamente datos declarados. Si se cuenta con datos revelados es posible ajustar las estimaciones al comportamiento observado de los usuarios como parte del proceso de agregación de los modelos.

2A.203.6.1 Tipos de encuesta

Los métodos más conocidos y aplicados para realizar encuestas de preferencias declaradas son los siguientes:

a) Encuesta Directa.

Esta técnica consiste en detener a los vehículos y hacerles un conjunto de preguntas predeterminadas acerca de su viaje, gustos y preferencias. La encuesta directa debe ser lo más corta posible, precisa y no sujeta a interpretaciones por parte del encuestado y del encuestador. La detención de los vehículos puede ser a la entrada del cordón de estudio, a la salida de este o en la separación de rutas en el caso de encuestas asociadas a elección entre ellas.

b) Respuestas Postales

Este método es utilizado con éxito en algunos países y consiste en anotar las placas de los vehículos circulantes, clasificando el vehículo según la tipología predefinida, y luego de recopilar la dirección del dueño, vía registro de matrículas u otro medio adecuado, enviar la encuesta por correo. Se obtiene un bajo nivel de respuesta, siendo necesario efectuar prácticamente un censo para obtener el tamaño muestral requerido u ofrecer premios atractivos para incentivar la respuesta postal.

c) Método Mixto

Es una combinación de los métodos de encuesta directa y respuesta postal. Consiste en detener a los vehículos en la vía (a la entrada, salida o en la separación) y consultar directamente sobre las variables de segmentación predefinidas y la dirección del encuestado, entregándole la sección de gustos y preferencias. Para que la responda posteriormente y la envíe por correo o sea retirada. Una variante muy difundida es consultar si desea seguir siendo encuestado en el lugar que el usuario desee.

2A.203.6.2 Consideraciones Generales

Salvo que los requerimientos específicos del proyecto aconsejen utilizar otro método, el analista debiera utilizar la encuesta directa, por ser este el que presenta mayores ventajas. Algunas consideraciones que se debe tener en cuenta al recolectar las encuestas son:

- Para la ubicación de los puntos de control, un requisito mínimo es considerar los puntos por los cuales circula la gran mayoría de los usuarios que serán efectuados directamente por el proyecto.
- En términos generales, la encuesta debiera considerar, como mínimo, las variables de segmentación detalladas en numeral [2A.203.3.3](#)
- Para el caso del transporte público y del transporte de carga, se recomienda efectuar una encuesta por el método mixto, consultando la sección de gustos y preferencias al despachador de la empresa, salvo que el conductor del vehículo de carga sea el dueño, en cuyo caso es posible considerar el método directo.

2A.203.6.3 Diseño de la encuesta

El diseño de la encuesta requiere especial atención, pues de él depende la calidad de los resultados. Esto se traduce en una gran dedicación de tiempo a la determinación de un contexto apropiado de presentación del experimento y de las variables a ser incluidas. El diseño de la encuesta de preferencias debe considerar las recomendaciones siguientes:

- El analista debe determinar los atributos relevantes de interés y sus posibles niveles de variación. Esta etapa define el tipo de interacciones que podrán ser medidas y su rango de validez. Normalmente la lista de atributos resultara directamente de los objetivos y contexto del experimento, siendo en todo caso conveniente, como regla general, limitar su número a cuatro (4) o cinco (5). Por ejemplo, en el caso de estudios de elección de ruta, seguramente debiera considerarse algún subconjunto del siguiente universo de atributos:
- Tiempo de viaje, tarifa, velocidad, distancia recorrida, costo de operación, consumo de combustible, calidad escénica de la ruta, seguridad de la ruta, interferencia con zona Urbana, características geométricas particulares (pendientes fuertes, radios de giro pequeños), tiempo perdido en congestión, tiempo perdido en plaza de peaje, entre otros.
- En el diseño deberá tenerse en cuenta las características del o los proyectos que se desea modelar, de modo que los atributos que diferencian dichos proyectos de sus alternativas sean adecuadamente incluidos. Por otra parte, las características de la población encuestada deben corresponder tan fielmente como sea posible a las características de los potenciales usuarios del proyecto.
- En el diseño se deben usar niveles de los atributos usualmente percibidos por los usuarios, pues en caso contrario el experimento pierde realismo. Existen dos formas de plantear los niveles en los atributos. La primera es la definición de valores fijos o absolutos en el enunciado del experimento: una tarifa de \$10 o un tiempo de viaje de 125 minutos. La segunda es personalizar los valores refiriéndolos a aquellos de un viaje realmente realizado por el encuestado: una tarifa reducida en un 15% o un tiempo de

viaje 10 minutos mayor. La elección entre ambas modalidades dependerá del contexto definido para el experimento. Sin embargo, cuando se utiliza la segunda es posible combinar niveles relativos con niveles absolutos.

- Los valores de las tarifas, si corresponde incluirlas, deben estar relacionados con el beneficio que produzcan.
- Se debe asegurar que las variaciones de los atributos no sean despreciables, para permitir una buena estimación de los parámetros. Por ejemplo, en el caso de tarifas se recomienda no considerar variaciones menores al 10% de la misma, salvo que el contexto del estudio lo requiera.
- Las elecciones no deben contener alternativas dominadas, esto es, aquellas alternativas cuyos atributos son todos peores que los atributos de otra incluida en el mismo conjunto. Se supone que un usuario racional descarta siempre tales alternativas, de modo que su inclusión no aporta información adicional.
- Como regla general, el número de preguntas de preferencias efectuadas a un mismo individuo no debiera ser mayor que 9, aceptándose un máximo de 12.
- Las elecciones deben ser razonables en términos de su similitud con las situaciones corrientemente encontradas en viajes reales.
- El diseño debe contribuir a reducir el riesgo de respuestas con sesgo de política, este consiste en que el encuestado trata de influenciar, mediante sus respuestas, un resultado de la encuesta que le favorezca.
- Se debe diseñar como mínimo una versión piloto de la encuesta, la cual debe ser aplicada en diferentes estratos de la población bajo estudio, con un tamaño muestral mínimo del 10% del tamaño muestral de la encuesta definitiva, originalmente determinado.
- El experimento debe ser simulado mediante una muestra ficticia generada computacionalmente.

2A.203.6.4 Validación de la encuesta

Los datos obtenidos en la encuesta deben ser sometidos a los siguientes procesos de validación:

a) Validación en terreno.

El supervisor de terreno debe verificar que los formularios sean llenados en la forma adecuada, evitando la falta de información o la presencia de datos ilegibles o dudosos.

b) Validación de la codificación y digitación.

Previamente al análisis de la base de datos, se debe comprobar que hayan sido ingresados en forma correcta. La detección puede ser realizada mediante programas verificadores y/o mediante una doble digitación.

c) Verificación de consistencia.

A partir de la información digitada se debe realizar una comprobación de los rangos de los valores obtenidos, determinando la compatibilidad de los datos.

2A.203.6.5 Tamaño Muestral

Previamente a la aplicación de la encuesta, es necesario calcular el número mínimo de encuestas a realizar, de forma tal que la muestra obtenida sea representativa de la población en estudio. Como condición mínima, el número de observaciones (encuestas) a realizar n se obtendrá de:

$$n = 35 \times P \times S$$

(Ec. 2A.203 - 01)

Dónde:

P = Número de parámetros considerados en la función de utilidad, incluyendo constantes y variables mudas;

S = Numero de segmentos considerados (períodos, niveles de ingreso).

Si los requerimientos específicos del proyecto lo aconsejan, el analista deberá considerar tamaños muestrales superiores al aquí recomendado.

2A.203.7 MEDICIONES DE VELOCIDAD**2A.203.7.1. Aspectos conceptuales**

El desplazamiento se verifica en un ámbito físico, que comprende las dimensiones espacial y temporal en forma simultánea. Por esto, si bien el concepto de velocidad es único, es posible medirlo como la distancia recorrida en una unidad de tiempo (ej.: 50 Km/h) o como el tiempo transcurrido en una unidad de distancia (ej.: 3 min/cuadra). Asumiremos, conforme a la definición de uso habitual, que la velocidad se expresa como la distancia recorrida por unidad de tiempo.

Para cada móvil considerado individualmente, un valor medido sobre la escala temporal es el inverso del medido sobre la escala espacial. Sin embargo esto no es válido para los valores medios de un conjunto de móviles con velocidades individuales distintas.

Lo anterior expresa que la velocidad media de la corriente calculada como el tiempo promedio transcurrido en recorrer una unidad de distancia no es igual al inverso de la calculada como la distancia promedio recorrida por esa misma corriente en una unidad de tiempo. Además, ambas están relacionadas según se verá en seguida.

Si para un δt fija (distribución temporal) se observa cuanto recorre cada vehículo, la velocidad media de la corriente vehicular se puede describir como:

$$V_s = \frac{n \delta x}{\sum_1^n \delta t_1} = \frac{1}{\frac{1}{n} \sum_1^n \frac{1}{\left(\frac{\delta x}{\delta t_1}\right)}} = \frac{1}{\frac{1}{n} \sum_1^n \frac{1}{V_1}}$$

(Ec. 2A.203 - 02)

Lo que equivale a la media aritmética de los datos.

Para un δx fijo (distribución espacial) se observa cuanto demora cada vehículo en recorrerlo, la Velocidad de la corriente será:

$$V_s = \frac{n \delta x}{\sum_1^n \delta t_1} = \frac{1}{\frac{1}{n} \sum_1^n \frac{1}{\left(\frac{\delta x}{\delta t_1}\right)}} = \frac{1}{\frac{1}{n} \sum_1^n \frac{1}{V_1}}$$

(Ec. 2A.203 - 03)

Lo que equivale a la media armónica. La relación entre ambas es:

$$V_T = V_s \left(1 + \frac{\sigma_2^2}{V_2^2}\right)$$

(Ec. 2A.203 - 04)

Es decir, la media aritmética de la distribución espacial de velocidades es igual a la media armónica de la distribución temporal de velocidades.

El valor incorporado a la mayoría de los modelos es la velocidad media obtenida sobre una distancia fija (distribución espacial), calculada como el promedio de los tiempos empleados dividido por la distancia recorrida. Se demuestra que esta velocidad media es mayor que el promedio de las velocidades individuales (distribución temporal).

2A.203.7.2 Tipos de velocidades

La recolección de las velocidades es una tarea que puede efectuarse de diferentes maneras. Los principales métodos de recolección están basados en determinar el tiempo de viaje del vehículo y, conocida la distancia recorrida, determinar la velocidad. Existen diversos tipos de velocidades:

a) Velocidad de viaje.

Asociada al tiempo y distancia de viaje, incluyendo las detenciones, sean estas voluntarias o involuntarias;

b) Velocidad en movimiento.

Asociada al tiempo y distancia en que el vehículo está en movimiento, incluyendo etapas de aceleración y frenado;

c) Velocidad de recorrido o de crucero.

Asociada al tiempo y distancia en que el vehículo circula a velocidad aproximadamente constante, no considera etapas de aceleración desde la detención ni de frenado hasta la detención

d) Velocidad deseada.

Equivale a la velocidad a la que desea viajar el conductor del vehículo. Esta puede ser superior, inferior o igual a la velocidad de recorrido.

e) Velocidad de diseño.

Velocidad relacionada con los aspectos de diseño geométrico de la infraestructura vial.

f) Velocidad instantánea.

Equivale a la velocidad a la que circula el vehículo en un instante infinitesimal de tiempo.

2A.203.7.3 Métodos de medición

En general, en estudios de transporte interurbano la velocidad relevante a ser determinada es la velocidad media de los vehículos en una distribución espacial. A continuación se presentan distintos métodos de medición de esta velocidad.

2A.203.7.3. (1) Método de placas

En este caso se registran las placas y simultáneamente, el instante de pasada. El tiempo de viaje se obtiene mediante el emparejamiento de las placas y la diferencia entre los tiempos controlados. Para cada par que se esté controlando, se debe establecer valores mínimos y máximos de tiempo de viaje. Así, se evita tomar como observaciones de un mismo vehículo las de otros con dígitos similares, efecto que produce sesgos en la información. Este método permite determinar solo velocidad de viaje.

Para simplificar el proceso de registro de datos, se puede escoger un subconjunto de vehículos según los dígitos finales de la placa, compatible con el tamaño de muestra requerido.

2A.203.7.3. (2) Métodos automáticos.

La medición automática de velocidad se realiza a través de instrumentos ubicados en dos o más secciones de la vía, que registran pulsos a partir del paso de los vehículos. Este método permite determinar velocidades instantáneas.

2A.203.7.3. (3) Método de la persecución de vehículo.

En este método se debe perseguir a un vehículo seleccionado al azar en la corriente vehicular, lo más de cerca posible, en todas sus maniobras desde el punto de partida hasta una salida previamente seleccionada, cronometrándose el tiempo de viaje. Como no se sabe el destino del vehículo, este método es útil en el caso de ejes arteriales, en que normalmente el grueso del tráfico sigue el corredor y existen pocos desvíos laterales. El mayor cuidado debe ponerse en la selección aleatoria del vehículo, ya que puede producirse un sesgo en las muestras.

2A.203.7.3. (4) Método del Vehículo Flotante.

Consiste básicamente en la realización de recorridos en el tramo sobre el que se mide, por parte de un vehículo denominado auto-test; este trata de mantenerse en la corriente, sin ser adelantado o adelantar a otros vehículos (o siendo adelantado por tantos vehículos como él ha adelantado), con lo cual se considera que su tiempo de viaje es representativa del promedio de la corriente vehicular. Es un método sencillo, particularmente apropiado para la medición de tiempos de viaje en auto y por lo tanto para la determinación de las velocidades de viaje en ese modo. Este método no es recomendable para vías con flujo vehicular bajo.

2A.203.7.3. (5) Método del Vehículo Flotante Modificado.

Si se dispone de un registrador de eventos acoplado y calibrado al auto-test, el método anterior puede experimentar variaciones. Se deben realizar los mismos recorridos que en el método normal, pero registrando como eventos todos los tipos de detención posibles. Dado que el instrumento entrega no solo los tiempos sino que también las distancias, es posible conseguir una visión mucho más clara en gabinete de las velocidades desarrolladas a lo largo de los tramos y de la influencia de las detenciones parciales. Además, el dispositivo permite registrar la distancia recorrida para intervalos de tiempo predefinidos (normalmente, entre uno y cinco, segundos), por lo que el método aquí descrito permite obtener información sobre velocidad de viaje, de crucero, en movimiento e instantánea. Este método se lo puede realizar con la ayuda de un GPS navegador, y así se podrá obtener información detallada en intervalos menores.

2A.203.7.4 Tamaño muestral*2A.203.7.4. (1) Método de Placas*

En este método, la restricción de mayor peso es en longitud mínima necesaria para obtener un error de estimación conocido.

El error asociado a la medición de la velocidad, si no existe correlación entre las variables tiempo y longitud, queda definido por:

$$e_v^2 = \frac{V^2}{L^2} \times (e_L^2 + V^2 \times e_t^2)$$

(Ec. 2A.203 - 05)

Dónde:

V = Velocidad espacial del tramo (m/s)

L = Longitud del tramo (m)

e_L = Error de medición de la longitud (m)

e_t = Error de medición del tiempo (s)

Si consideramos que el error de medición de la longitud es 0,5 metros y que el error de medición del tiempo equivale al error de precisión, es decir; 0,5 segundos, la expresión queda como:

$$e_v^2 = 0,25 \times \frac{V^2}{L^2} \times (1 + V^2)$$

(Ec. 2A.203 - 06)

Si deseamos que el error de medición de la velocidad no supere cierto porcentaje x (en tanto por ciento) de la velocidad, el error de medición puede expresarse Como:

$$e_v = \frac{V \times x\%}{100}$$

(Ec. 2A.203 - 07)

Remplazando y reordenando términos, la longitud mínima necesaria para obtener el error deseado es:

$$L = \frac{50}{x} x \sqrt{1 + V^2}$$

(Ec. 2A.203 - 08)

Por ejemplo, si se desea que el error no supere un 1% de la velocidad promedio, la que alcanza los 50 Km/h (13,89 m/s), la longitud del tramo debe ser del orden de 696 metros.

En el caso de dimensionar el número de observaciones (vehículos), el analista deberá asegurar un tamaño muestral efectivo de acuerdo a los lineamientos descritos anteriormente.

2A.203.7.4. (2) *Métodos de Seguimiento.*

Independiente del método de seguimiento considerado, el analista deberá asegurar un tamaño muestral mínimo de 10 observaciones efectivas por cada valor de velocidad promedio requerida, en la medición piloto. Estos antecedentes permitirán determinar el tamaño muestral óptimo.

2A.203.8 MODELACIÓN

2A.203.8.1 Aspectos generales

La presente sección define las técnicas, modelos o procedimientos que deberán ser utilizados en la modelación de un proyecto vial. La modelación se refiere a generar todos los parámetros o resultados que sean necesarios para fines de evaluación del proyecto, desde el punto de vista de tráfico.

Las normas y recomendaciones contenidas en este capítulo se aplicarán a todos los estudios realizados para el Ministerio de Transporte y Obras Públicas, salvo aquellas partes que sean modificadas por los Términos de Referencia específicos.

2A.203.8.2 Periodización y zonificación

Esta sección está destinada a normar los aspectos de periodización y zonificación, necesarios para abordar la evaluación de proyectos viales. Estos conceptos son definidos a continuación y adicionalmente se determina la procedencia de realizar estas actividades, en función de la etapa de evaluación y tipo de proyecto, y se norma acerca del método más adecuado a utilizar en cada caso. Los numerales restantes contienen el desarrollo de dichos métodos.

*2A.203.8.2. (1) Conceptos Básicos**2A.203.8.2. (1) a) Periodización*

El concepto de periodización está íntimamente ligado al concepto de congestión. La congestión produce, como efecto principal, que los consumos de recursos en la operación de vehículos y la utilidad de viaje percibida para los usuarios varíen en función del flujo.

En ausencia de congestión, bastaría con multiplicar el consumo de recursos de un vehículo tipo por el número total de vehículos de dicho tipo en el año para obtener el consumo total anual de recursos. Incluso si la relación entre consumo de recursos y flujo fuera lineal, podría obtenerse el consumo anual aplicando dicha relación lineal al flujo promedio anual y multiplicando por el número de vehículos. Sin embargo, las relaciones reales entre consumo y flujo no son lineales, por lo cual no es posible realizar el cálculo del consumo anual a partir del flujo medio.

El problema se complica aún más debido a que la vía es compartida por diversos tipos de vehículos, cada uno de los cuales incide en forma diferente sobre los consumos. Además, en caminos de calzada simple, existe interferencia entre el flujo que circula en un sentido con aquel que circula en sentido contrario.

La solución comúnmente aceptada consiste en clasificar las horas del año en grupos horarios de características homogéneas, lo cual equivale a definir una relación de equivalencia entre los elementos del conjunto de horas del año, mediante una regla de decisión que permite definir si dos horas dadas son o no equivalentes. Utilizando una propiedad general de teoría de conjuntos, esta relación de equivalencia definirá siempre una partición, esto es, diversos subconjuntos del conjunto de horas del año tales que la intersección de dos cualesquiera de ellos es vacía y la unión de todos estos es el conjunto total. Por definición, cada uno de estos subconjuntos de horas constituye un periodo.

Para construir una relación de equivalencia, es preciso definir un criterio de homogeneidad. En términos generales dicha homogeneidad debe estar referida a la composición del flujo por tipo de vehículo, el nivel total de flujo y su reparto por sentido de viaje, dado que ello permite afirmar que los consumos de los vehículos serán de magnitudes similares para cada una de las horas incluidas en un periodo dado, minimizándose de esta manera el error de agregación. Por otra parte, si los periodos están correctamente definidos, la relación entre consumo y flujo al interior del periodo será aproximadamente lineal, de modo que el valor del consumo para el flujo medio será un buen estimador del consumo medio.

En principio, se debieran considerar en un mismo periodo todas aquellas horas que generen aproximadamente el mismo ahorro de recursos en la evaluación de un proyecto vial, al comparar la situación con proyecto y la situación base. Sin embargo, ello exigiría conocer las características del proyecto en una etapa de avance en éste puede no estar aun completamente definido. Por tal motivo, se adopta como criterio aproximado que al interior de cada periodo de modelación, en la situación base, los consumos de recursos deben ser aproximadamente constantes.

Del desarrollo anterior resulta obvio que mientras mayor sea el número de periodos de modelación que se defina, mayor será la precisión de las estimaciones. Pero el costo de la modelación también se incrementa, lo cual hace necesario buscar una solución de compromiso entre la mayor precisión que se logra al definir un mayor número de periodos en la modelación y el mayor costo de pre inversión que ello significa.

2A.203.8.2. (1) b) Zonificación

Cada uno de los viajes que se realiza en un área geográfica dada tiene su origen en cierto lugar y su destino en algún lugar diferente. Si el origen y destino de estos viajes se definen con la mayor precisión posible, esto es, a nivel de predio, resultara una cantidad de información inmanejable por su tamaño y variedad, que por otra parte solo puede conocerse exactamente mediante una encuesta que registre la totalidad de los viajes.

Por esta razón, una práctica usual es definir una relación de equivalencia entre predios, según in cual dos predios son equivalentes si ambos están comprendidos dentro de una misma determinada extensión territorial llamada por definición Zona o ZAT (zona de asignación de tráfico).

A partir de esta relación de equivalencia se define una segunda relación, según in cual dos viajes son equivalentes si ambos predios de origen son equivalentes, y además ambos predios de destino lo son. Ello significa, en otras palabras, que ambos viajes tienen la misma zona de origen y la misma zona de destino.

Cuantas más pequeñas sean las zonas definidas, mayor será el número de zonas necesario para cubrir el área en estudio. Con un número alto de zonas, la modelación tiene mayor precisión pero también mayor costo. Se produce per lo tanto la necesidad de adoptar una solución de compromiso entre precisión y costa del estudio, similar a la existente en el caso de la periodización.

2A.203.8.2. (2) Procedimientos

2A.203.8.2. (1) a) Periodización

En este párrafo se definen los métodos de periodización que deberán ser utilizados en la evaluación de proyectos viales interurbanos.

La periodización deberá realizarse solo si en la situación base existe uno o más tramos de la red que presenten niveles significativos de congestión, o que se espera los presente en un corte temporal futuro. En caso contrario, se trabajara con un período único.

Para los proyectos tipo I y III, que no consideran reasignaciones de flujos vehiculares, el análisis se realizara para el segmento que presente los mayores niveles de congestión durante el año. El período más cargado, deberá contar con a lo menos 100 horas y, para los restantes periodos, se aceptará un coeficiente de variación del flujo periódico de 0,30.

Para proyectos tipo II, IV y V, que consideren reasignaciones de flujos en la red vial relevante, el análisis deberá realizarse para todos aquellos tramos que en la situación actual presenten flujos de saturación superiores al 90%, al menos durante 50 horas del año. Para cada segmento se deberá contar con una distribución de flujos vehiculares a lo largo del año. El período más cargado, deberá contar con a lo menos 100 horas y, para los restantes períodos, se aceptara un coeficiente de variación del flujo periódico de 0,30.

En las fases de Prefactibilidad y Preliminar, se deberá aplicar el método definido anteriormente, considerando que:

Para los proyectos tipo I y III, el análisis se realizara para el segmento que presente los mayores niveles de congestión durante el año. El período más cargado deberá contar con a lo menos 50 horas y, para los restantes periodos, se aceptará un coeficiente de variación del costo generalizado de 0,10.

Para proyectos tipo II, IV y V, el análisis se realizara en forma conjunta para los tramos que en la situación actual presenten grados de saturación superiores al 60%. El período más cargado deberá contar con a lo menos 50 horas y, para los restantes periodos, se aceptara un coeficiente de variación del costo generalizado de 0,10.

2A.203.8.2. (1) b) Zonificación

La zonificación deberá ser realizada exclusivamente en proyectos que consideren reasignaciones de flujos vehiculares, es decir, proyectos de tipo II, IV y V. Para estos efectos, se deberá aplicar el método definido anteriormente, ya sea en las fases Pre-preliminar, Prefactibilidad o preliminar.

La cantidad y tamaño de las zonal a considerar en cada etapa, deberán ser establecidas per el analista, tomando en consideración que en las fases de prefactibilidad y preliminar el nivel de detalle debiera ser mayor que en la fase Pre-preliminar.

2A.203.8.2. (3) Periodización Mediante Factores de Equivalencia

Este método será aplicable solo en la fase Pre-preliminar. Para su aplicación se considera como información básica una distribución continua de flujos vehiculares horarios a lo largo de todo un año (8760 horas anuales). A partir de dicha información se establecerá, per una parte, la cantidad de periodos a considerar y, por otra parte, la cantidad de horas que representa cada uno de ellos en el año.

En el método propuesto de periodización, la información de horarios continuos a lo largo del año resulta de gran importancia, cualquiera sea la etapa de evaluación del proyecto. Sin embargo, en la actualidad dicha información solo se encuentra disponible para algunas rutas principales donde están ubicadas las plazas de peaje, se espera que a futuro existan sitios de conteo permanente ubicados a lo largo del país. En la medida que no se cuente con esta información en

la fase Pre-preliminar, se deberá aplicar el procedimiento que a continuación se describe para la estimación de flujos horarios.

Cuando el segmento seleccionado forme parte de una vía o una red en la cual exista al menos un punto cercano de conteos de flujos horarios continuos, se deberán asimilar la distribución anual, según tipo de vehículo, que mejor reproduzca el comportamiento del segmento de periodización. Una vez definida la distribución de flujos horarios continuos en el segmento seleccionado para efectos de periodización, se deberá seguir con la siguiente secuencia:

- a) Se considera como medida de homogeneidad el flujo equivalente por sentido de dirección. Para estos efectos se deberán utilizar los siguientes factores de equivalencia contenidos en el HCM (Highway Capacity Manual), los cuales dependen del nivel de servicio y de las características del terreno.
- b) Con los factores indicados en el cuadro anterior, se calcularán los flujos horarios equivalentes
- c) Posteriormente se analizarán los coeficientes de variación, Para efectos de definir el número de períodos a considerar y su extensión.
- d) Se aceptará la periodización realizada, siempre y cuando, se cumpla que el período más cargado cuenta con el mínimo de horas requerido y que para los restantes periodos el coeficiente de variación no superen un valor máximo, definido según la etapa y tipo de proyecto. Si estas restricciones no se cumplen, se debe realizar nuevamente el análisis de conglomerado.

2A.203.8.2. (4) *Periodización Mediante Estimaciones del Costo Generalizado*

Este método podrá ser aplicado en las fases de pre factibilidad y preliminar del proyecto, en los casos que se disponga de dispositivos contadores-clasificadores de flujos vehiculares continuos instalados en el área de estudio, a objeto de poder efectuar, entre otras tareas, una periodización adecuada para las fases de pre factibilidad y preliminar. De esta forma, con la información obtenida mediante estos dispositivos en por lo menos un año, se realizará la periodización.

En este método, la medida de homogeneidad es el costo generalizado de viaje, por sentido calculado como una combinación lineal de los costos de operación, por tipo de vehículo, y los tiempos de viaje, mediante la siguiente expresión:

$$CG_y^k = COP_y^k + VST \times tv_y^k$$

(Ec. 2A.203 - 09)

Donde,

CG =Costo generalizado

COP =Costos operativos

VST =Valor subjetivo del tiempo

Tv =Tiempo de viaje

En la expresión anterior, tanto los costos de operación como los tiempos de viaje son función de nivel y composición del flujo vehicular. Sin embargo, como una forma simplificada, los costos de operación serán calculados mediante modelos como el HDM4, en tanto, para el cálculo de los tiempos de viaje, se deberán calibrar relaciones flujo-velocidad del siguiente tipo:

$$V_j = \frac{V_{oj}}{1 + \alpha (X)^\beta}$$

(Ec. 2A.203 - 10)

Donde,

V_j = Velocidad congestionada

V_{oj} = Velocidad de flujo libre

α, β = Factores de calibración

X = Grado de saturación (volumen / capacidad)

Para el caso de tramos de vía congestionados con calzada simple de doble sentido de tránsito, es recomendable utilizar la información existente de equipos contadores de flujo y velocidad.

Para el caso de tramos de vía con sentidos segregados, también es recomendable utilizar la información existente de equipos contadores de flujo y velocidad. En caso de no existir esta información, se deberán realizar mediciones en terreno, usando la misma tipología de vehículos del caso anterior. Para cada vehículo de esta clasificación, se intentará obtener un factor de flujo significativo. De no lograr una significancia de un 95% en algún caso, se deberá redefinir la agrupación, para lograr que todos los factores sean significativos.

Una vez que hayan sido determinados los costos generalizados de viaje, el procedimiento de definición y formación de periodos será un análisis de conglomerado, consistente en una minimización de la distancia euclidiana del costo generalizado de viaje.

Finalmente, si la formación de períodos cumple con las restricciones de número mínimo de horas para el periodo más cargado y de coeficientes de variación del costo generalizado, se aceptará de periodización. En caso contrario deberá realizarse una nueva agrupación que cumpla con las restricciones establecidas.

2A.203.8.2. (5) Zonificación

Las alternativas de proyecto a analizar, normalmente están relacionadas con políticas aplicables a unidades administrativas. Por lo tanto, la zonificación debe basarse en la división político administrativa del país (zonas de planificación), reconociendo los niveles de Región Administrativa, Provincia, cantón y parroquia como alternativas de agregación. Todos los sistemas de información sobre actividad económica y demográfica nacional son en general compatibles con esta zonificación, cumpliendo con criterios de homogeneidad.

Es conveniente, cuando proceda, identificar explícitamente el o los generadores de viajes que existan al interior de la unidad mínima zonal (La parroquia normalmente). Así, es posible

identificar orígenes o destinos específicos, tales como: puertos, terminales y centros comerciales, etc. Esta información permite, entre otros análisis, diferenciar el efecto del foco generador, del resto de la unidad zonal.

En los casos en que la zonificación parroquia-foco no aporte la precisión necesaria, deberán considerarse niveles de mayor desagregación, como podrían ser las zonas censales, los sectores censales o las localidades para el área directa del estudio.

Salvo que los requerimientos específicos del estudio indiquen lo contrario, el analista deberá considerar la codificación utilizada por el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC).

El analista podrá emplear una codificación simplificada para fines de proceso y presentación. No obstante, la información de dominio público deberá mantener esta codificación general.

El primer paso para establecer la zonificación más adecuada, es establecer la diferencia entre el área de estudio y el resto del mundo. Algunas pautas que ayudan en este análisis son las siguientes:

- En la elección del área de estudio, se debe considerar el contexto del mismo, la metodología de modelación y la naturaleza de los viajes de interés;
- Para estudios estratégicos, el área de estudio debe ser tal que la mayoría de los viajes se realicen al interior de esta. Sin embargo, este criterio debe relajarse en estudios de transporte en áreas pequeñas donde la mayoría de los viajes son de paso;
- El área de estudio debe ser algo mayor que el área específica de interés, cubriendo los impactos esperados por la implementación del proyecto.

2A.203.8.3 Localización, Generación / Atracción y Distribución

2A.203.8.3. (1) Aspectos Generales

Esta sección aborda el problema de determinar los cambios que se producirán en los viajes como consecuencia de la entrada en operación de un proyecto vial.

En términos del modelo clásico de transporte de cinco etapas, lo anterior equivale a resolver en forma simultánea las etapas de localización, generación/atraccción y distribución.

La sección ha sido estructurada en ocho numerales. El segundo de ellos presenta los conceptos básicos en la modelación de la localización generación/atraccción y distribución de viajes. El tercero presenta las normas a seguir para la modelación según el tipo de proyecto y etapa de evaluación. Los numerales restantes presentan los diversos métodos de modelación a que hace referencia el tercer numeral.

2A.303.8.3. (2) Conceptos Básicos

A continuación se definirá el alcance de los conceptos de localización, generación/atraccción y distribución en el contexto del modelo clásico de transporte.

La etapa de localización del modelo clásico de transporte consiste en predecir los cambios en los patrones de uso del suelo que se producirán como consecuencia de cambios en el sistema de transporte.

2A.203.8.3. (2) a) Localización

La idea central de la modelación es que se producen simultáneamente dos procesos: el primero de ellos es que, a nivel de cada predio, diversas actividades competirán entre sí por utilizarlo, y aquella que obtenga una mayor utilidad al localizarse en dicho predio será la que finalmente lo ocupe; el segundo es que a nivel de cada agente que realiza una actividad existirán diversas localizaciones posibles, y el agente elegirá aquella que le reporte una mayor utilidad. En ambos procesos influyen múltiples factores, entre los cuales puede mencionarse las características naturales del predio, la localización de otras actividades y el nivel de servicio del sistema de transporte.

2A.203.8.3. (2) b) Generación y atracción

Esta etapa consiste en predecir el total de viajes que sale (llega) de (a) cada zona, desagregado por categoría de usuario, obteniéndose como resultado los vectores de origen y destino.

La idea central en la modelación es que la cantidad de viajes generados o atraídos por una zona dada será función de las actividades que se localicen en ella, lo cual conduce a intentar establecer relaciones funcionales entre los viajes que salen (o llegan) a una zona y las variables descriptoras del sistema de actividades.

De acuerdo a esta formulación, la generación y atracción de viajes resulta independiente de las características del sistema de transporte. Sin embargo, la localización de actividades, con la cual está ligada funcionalmente, sí depende de estas características.

2A.203.8.3. (2) c) Distribución

Esta etapa consiste en predecir la distribución por destino de los viajes generados por cierta zona o, en otras palabras, la distribución por origen de los viajes atraídos por cierta zona. La idea central de la modelación es que los destinos compiten entre sí por atraer la cantidad limitada de viajes generada en cada origen, pero también los orígenes compiten entre sí por generar la cantidad limitada de viajes atraída por cada zona. Esta competencia es obviamente influida por el nivel de servicio del sistema de transporte, pues los costos de transporte tienen una incidencia fundamental en esta competencia entre orígenes y entre destinos. Por lo tanto, la distribución de viajes será diferente, en principio, entre la situación base y la situación con proyecto.

2A.203.8.3. (3) Matriz Origen Destino de Viajes

En este párrafo se describe los procedimientos a utilizar para obtener una matriz origen-destino a partir de los resultados de las mediciones de terreno. Normalmente existirán varias de estas matrices, correspondientes a diversos períodos de simulación o tipos de vehículos. Dependerá de

los requerimientos del estudio el nivel de desagregación que se desee utilizar, siendo posible obtener la matriz por tipología vehicular, periodización y propósito del viaje, entre otras desagregaciones.

2A.203.8.3. (3) a) Validaciones Preliminares

Los datos obtenidos para determinar matrices origen/destino deberán ser verificados mediante dos procesos de validación. El Primero considera la comprobación en terreno de la coherencia de la información y que las mediciones o encuestas estén completas, procesos descritos anteriormente.

El segundo es una comprobación computacional de la magnitud de los rangos esperados de las variables medidas, el cual considera la validación de la digitación de la información. Para llevar a cabo este proceso, el analista deberá diseñar los mecanismos más adecuados según los requerimientos específicos del estudio. Sin perjuicio de lo anterior, se recomienda considerar la doble digitación como validación del traspaso a medio magnético. Una vez completado estos procesos, se puede asumir que la información está libre de errores de manejo de datos.

2A.203.8.3. (3) b) Agregación de la Matriz Origen-Destino (MOD)

El tamaño muestral definido asegura para cierto nivel de certeza estadística que los resultados de la encuesta son representativos de los viajes realmente efectuados es decir; que la muestra replica adecuadamente los resultados que se obtendrían si se realizara un censo (encuesta a toda la población) durante el período de análisis en el punto de control específico (PC).

Por lo tanto para expandir los resultados muestrales sólo es necesario multiplicar la proporción del número de viajes de cada par origen-destino encuestado con respecto al total de viajes encuestados, por el flujo vehicular circulante en el punto de control en que se realizó la encuesta, antecedente que equivale al tamaño de la población de interés.

Normalmente se realizan encuestas origen-destino en varios puntos de control con el fin de asegurar una cobertura adecuada ello significa que para obtener la matriz origen-destino resulta necesario agregar o combinar los resultados de las encuestas por punto de control. En este proceso pueden producirse diversas situaciones que se exponen a continuación.

- La primera se produce cuando la ruta seguida por los vehículos que se dirigen desde un origen dado a cierto destino debe cruzar para ello dos o más puntos de control. En este caso, la expansión puede producir valores diferentes para esta celda de la matriz en cada punto de control. Se recomienda en general adoptar como valor estimado del flujo en la celda el promedio aritmético de los valores obtenidos.
- Una segunda situación se produce cuando existen dos o más rutas alternativas desde un origen a un destino; Sí en cada ruta alternativa existen puntos de control se deberá sumar los valores obtenidos para obtener el valor de la celda.

- Una tercera situación se produce cuando una o todas las rutas para ir de un cierto origen a un cierto destino carecen de puntos de control. En este caso no es posible determinar un valor del flujo en esta celda. Sin embargo, en la matriz final aparecerá con un flujo nulo. Se recomienda identificar estas celdas tomando nota de ellas en una matriz de representatividad. En esta matriz deberá utilizarse 3 códigos diferentes: uno para los pares O/D que fueron completamente medidos, otro para los que fueron parcialmente medidos (faltó por ejemplo una ruta) y un tercero para los no medidos.

2A.203.8.3. (4) Modelos de Demanda Directa

Un modelo de demanda directa consiste en estimar relaciones funcionales entre viajes a nivel agregado, características socioeconómicas y demográficas del área bajo estudio y atributos de los viajes (costos de transporte, tiempo de viaje, distancia, etc.). De esta forma es posible desarrollar modelos que incorporan directamente como un todo la generación, distribución e incluso partición modal.

Los modelos de demanda directa presentan ventajas de sencillez en la calibración, no requieren de modelos de equilibrio y la predicción es bastante simple. En contrapartida, su principal desventaja es la falta de una base teórica sólida que los respalde. Por otra parte, no consideran una estructura conductual adecuada que permita representar fielmente el comportamiento de los viajeros. Los modelos son generados a partir de relaciones empíricas con limitada capacidad de predicción. Además, la agregación de datos puede producir multicolinealidad entre las variables utilizadas, lo que sumado a una formulación multiplicativa de estos modelos tiende a magnificar pequeños errores en los datos, convirtiéndolos en grandes errores de predicción. Por ello, resultan adecuados sólo para estudios preliminares.

Los modelos de demanda directa pueden ser divididos en dos tipos: aquellos que determinan una relación funcional directa entre viajes por arco, características de la red y variables socioeconómicas y demográficas; y aquellos que consideran esta relación con viajes a nivel de par origen-destino.

La estimación de estos modelos puede ser realizada mediante una estimación secuencial de datos provenientes de una sección cruzada entre las variables explicativas y la variable dependiente del modelo, complementado con una serie de tiempo directa de las variables explicativas. Otra alternativa, es realizar una estimación simultánea con serie de tiempo de secciones cruzadas.

Existe una diversidad de formas funcionales posibles de ser empleadas, muchas de ellas en forma multiplicativa, considerando variables mudas para describir particularidades en la información (por ejemplo, recesión en un cierto año). Si bien, será labor del analista determinar la especificación más adecuada a la información disponible, en el caso de modelos a nivel de viajes de personas por par origen-destino, se recomienda emplear una especificación multiplicativa del tipo gravitacional.

En el contexto de la presente Normativa, este tipo de modelos permiten realizar dos funciones:

- La primera de ellas consiste en rellenar la matriz origen-destino de la situación actual, en aquellas celdas que no fueron cuantificadas mediante las encuestas origen-destino rechazadas, o fueron cuantificadas parcialmente. En este caso el modelo se calibra sólo con las celdas para las cuales existe información completa, y se utiliza para predecir valores en las restantes celdas.
- La segunda función corresponde a estimar una matriz origen destino para la situación con proyecto, suponiendo que al variar el costo de transporte entre ciertas zonas se modifica el flujo entre las mismas.

2A.203.8.3. (5) Modelo de Interacción Espacial

2A.203.8.3. (5) a) Planteamiento general

El modelo de interacción espacial se utilizará para resolver los siguientes problemas de modelación:

- a) Relleno de matrices. A partir del desarrollo del numeral [2A.203.8.3](#) se habrá obtenido, para la situación actual, una matriz origen-destino (MOD) probablemente incompleta. La matriz de representatividad de la encuesta origen-destino indica, en este caso, cuáles son las celdas confiables de la MOD. Esta matriz estará desagregada por tipo de vehículo y por período de modelación, sin prejuicio de desagregaciones adicionales. El problema consiste en determinar la MOD completa para la situación actual.
- b) Predicción en años base. A partir de la MOD corregida en el proceso de asignación a la situación actual detallado en el numeral [2A.203.8.4](#), se debe construir la MOD correspondiente a la situación base, cuando ésta difiera de la situación actual. También debe construirse la MOD que se habría producido en el año actual si la situación con proyecto hubiera estado en operación
- c) Predicción en cortes temporales futuros. A partir de la MOD resultante del proceso de proyección de la situación base descrita en el numeral [2A.203.8.6](#), se debe construir la MOD correspondiente a la situación con proyecto en el corte temporal correspondiente.

Estos problemas pueden ser resueltos mediante el modelo de demanda directa, desarrollado en el numeral [2A.203.8.3. \(4\)](#) Sin embargo, dicho modelo presenta ciertas limitaciones.

- La primera limitación se refiere a que, si el costo de transporte se reduce entre un par origen-destino dado, el modelo de demanda directa predice un incremento en el flujo correspondiente. Sin embargo, en casos reales este aumento puede ir acompañado por una reducción en los flujos en uno o más pares origen/destino, lo cual no es recogido por el modelo de demanda directa. Este efecto puede producirse, por eje lo si algunos viajes con propósito salud, que en la situación actual son atendidos por cierto hospital o consultorio, pasarían a ser atendidos por un establecimiento diferente al cambiar las condiciones de accesibilidad de la red vial. En este caso puede producirse además un

incremento en el número total de viajes, al reducirse el umbral de seriedad de una dolencia que justifica un viaje para ser tratada. Pueden darse ejemplos similares para otros propósitos de viaje, y también para el transporte de carga. Por ejemplo, una localidad que en la situación actual es abastecida de combustibles desde cierto centro de distribución, en la situación con proyecto podría pasar a ser abastecida desde un centro de distribución alternativo.

- Una segunda limitación se refiere a que los modelos de demanda directa no consideran en forma explícita las eventuales relocalizaciones de actividades o cambios en los patrones de uso del suelo que pueden producirse como consecuencia de la ejecución del proyecto.

Estas limitaciones hacen necesario aplicar un método de modelación de mayor consistencia, al cual denominaremos modelo de interacción espacial. Este modelo intenta predecir, en forma simultánea, los impactos de la entrada en operación de un proyecto vial sobre la localización de actividades (o uso del suelo), la generación y atracción de viajes por parte de estas actividades, y la distribución de estos viajes en términos de origen-destino.

Pese a que se intenta predecir un proceso dinámico, en el cual múltiples factores están evolucionando en el tiempo, el modelo es estático, en el sentido que predice el equilibrio a que se llega en un corte temporal dado.

El modelo global está compuesto de tres sub-modelos interrelacionados: el sub-modelo de localización, el sub-modelo de generación y el sub-modelo de distribución. A continuación se presenta cada uno de ellos. Sin embargo, cabe destacar que ello no implica que estos sub-modelos sean secuenciales.

2A.203.8.3. (5) b) Sub-modelo de localización

Los modelos de planificación de transporte han recurrido al uso de escenarios de desarrollo para representar el subsistema de actividades. Sin embargo, es necesario contar con herramientas que permitan predecir razonablemente el comportamiento de los usuarios en el largo plazo. Para este propósito, recientemente han surgido los modelos de uso de suelo.

La principal ventaja del enfoque es permitir modelar las decisiones de largo plazo sobre localización de actividades y hábitos de transporte bajo el alero de una teoría microeconómica común. En contrapartida, el modelo requiere del desarrollo de sofisticadas herramientas de estimación que incluyen la resolución de sistemas no lineales de ecuaciones simultáneas.

Tradicionalmente los modelos del comportamiento del mercado del suelo se han basado en dos escuelas de la economía, con diferentes enfoques de modelación. Por una parte, la escuela que supone un mercado con comportamiento del tipo remates de terrenos (bid auction). Por otro lado, la escuela basada en la teoría de la utilidad aleatoria según la cual la elección de alternativas se realiza de forma de maximizar la utilidad (choice). Recientes desarrollos han permitido concluir que en teoría, el modelo empírico puede ser estimado indistintamente mediante la versión de elección (choice) o la de ofertas (bid). La teoría presentada a continuación hermana dichos enfoques y recibe el nombre de Bid choice

El modelo Bid-Choice percibe el transporte como un atributo, el cual después de ser comparado con otras características de la tierra, permite evaluar su importancia relativa, a través de la función de disposición a pagar DP. El transporte puede ser representado a través de la noción de acceso, que se define mediante dos medidas: accesibilidad, que mide la facilidad para visitar actividades de interés desde localización dada; y atractividad que mide el potencial de una localización para atraer viajes de otros que representen un beneficio para el residente. Este enfoque reconoce directamente que un viaje es una acción motivada por el potencial beneficio que se obtiene del contacto entre dos actividades; es decir que la demanda por transporte es derivada de las necesidades de interacción entre actividades.

La importancia de cada una de estas medidas se relaciona con la actividad a localizar; por ejemplo, en el caso de localización de residencias de veraneo, tomará relevancia el atractivo turístico de la zona (atractividad); mientras que para actividades industriales, la accesibilidad para el despacho de sus productos y la atractividad de mano de obra resultan preponderantes. Los beneficios asociados a las nociones de acceso, pueden ser absorbidos directamente por los usuarios del servicio de transporte o capitalizados por los propietarios en forma de renta o precio del suelo.

2A.203.8.3. (5) c) Sub-modelo de generación y atracción

Este modelo considera que existe una relación funcional entre el volumen producido o atraído de cada tipo de viaje en cada zona y las variables descriptoras del sistema de actividades, obtenidas del sub-modelo de localización.

En el desarrollo de modelos de generación es posible especificar la cantidad de viajes que salen o llegan a una zona de distintas formas. Las más comunes son a nivel de tipo de vehículo, cantidad de pasajeros o volumen (toneladas) de carga

Cuando se desarrollan modelos que predicen el número de pasajeros o la cantidad de carga que sale o llega a una zona, es necesario contar con modelos complementarios que permitan convertir dichas unidades a vehículos. Estos últimos se denominan modelos de conversión y usualmente se basan en tasas de ocupación de vehículos de pasajeros y tamaños de embarque típicos por tipo de carga.

También puede ser necesario utilizar modelos de partición modal para predecir el reparto de pasajeros entre buses y automóviles, o para predecir el reparto de las cargas entre camiones de diverso tamaño.

a) Desagregación

Cada tipo de viaje puede ser caracterizado para lograr un mejor nivel de desagregación, dado que el comportamiento y los hábitos de transporte varía considerablemente de un tipo de usuario a otro, por lo que resulta fundamental desarrollar modelos de predicción diferenciando los diferentes tipos de viajes interurbanos. Entre las distintas clasificaciones que se pueden realizar se cuenta:

- Clasificación por período. En este caso resulta conveniente distinguir la generación de viajes entre temporadas (por ejemplo, verano o invierno). Esto es especialmente útil en tipos de viajes que son afectados por la estacionalidad, como los viajes con propósito turístico o el transporte de productos frutícolas.
- Por tipo de usuario. En el caso del transporte de pasajeros, el nivel socioeconómico de las personas es una variable que permite caracterizar el comportamiento de los viajeros y clasificar los viajes. Esta variable supone restricciones a la generación de viajes, tanto como a la disponibilidad de modos para el usuario y puede ser representada a través de las siguientes variables: Nivel de ingreso, Número de autos del grupo familiar, Tamaño y composición del hogar, Empleo del usuario, Sexo y Edad.

En el caso del transporte de carga, el analista deberá distinguir los viajes de acuerdo con el tipo de carga transportada, empleando la caracterización recomendada en sección [2A.203](#) y la estacionalidad.

- Clasificación por propósito. Esta clasificación resulta sumamente útil en el transporte de pasajeros y se genera en el hecho que los viajes realizados entre un par de zonas dependen de las actividades que los motivaron, por lo que el propósito del viaje pasa a ser una característica fundamental del comportamiento de los viajeros. Dentro de estos propósitos es posible distinguir:
 - Trabajo
 - Turismo o recreación
 - Social (visita a parientes, matrimonios, funerales, etc.)
 - Servicios (salud, compras y trámites entre otros)
 - Otros
 - A partir de esta clasificación es posible desarrollar una caracterización más general:
 - Viajes por negocio
 - Asuntos personales obligatorios
 - Asuntos personales no obligatorios
 - Otros

b) Factores que inciden en la generación de viajes

Tal como se mencionó anteriormente la generación de viajes es el resultado de la interacción entre actividades. Por tanto la cantidad de viajes que entran o salen a una zona dependen de una diversidad de variables que permiten describir directa o indirectamente dichas actividades. Entre estas se puede mencionar:

- Generación de viajes de personas
 - Producto geográfico bruto a nivel zonal (total o per cápita)
 - Población, densidad de habitantes o grado de urbanización
 - Tamaño medio de familias
 - Nivel de ingreso medio zonal

- Tasa de motorización (autos por familia)
- Tipo Empleo Sexo
- Edad
- Estilos de vida
- Atracción de viajes de personas
 - Superficie (m2) destinada a
 - * Producción industrial
 - * Comercio
 - * Servicios
 - Plazas de Empleos
 - Oferta hotelera (número de camas ofrecidas)
 - Atractivo turístico de la zona
- Generación y atracción de transporte de carga
 - Producción en la zona (agrícola, forestal, industrial, minera, etc.)
 - Superficie [m2] destinada a
 - * Producción industrial
 - * Comercio
 - * Servicios
 - * Cultivos (por especialización)
 - Número de empleados
 - Volumen de ventas
 - Superficie techada o total de la firma

c) Consideraciones en la estimación

Algunas consideraciones que el analista debe tomar en cuenta, son las siguientes:

- En la estimación de modelos mediante regresión lineal se podría esperar que la ecuación pase por el origen. Sin embargo, a menudo se obtienen grandes valores para el intercepto. Si así ocurre y el intercepto es estadísticamente significativo, la formulación debe ser rechazada, en caso contrario, el modelo debe ser re-estimado forzando a que pase por cero;
- Otro aspecto relevante es la elección entre la consideración de variables en términos de totales zonales (total de viajes, total de personas o de carga transportada) o a nivel de medias zonales (viajes por habitantes en el caso de pasajeros o toneladas por m2 en el caso de carga). La ventaja de utilizar la segunda formulación es que permite independizarse del tamaño de la zona, evitando así el problema de heterocedasticidad en el modelo de totales zonales, debido a que la magnitud del error se encuentra directamente relacionada con el tamaño de la zona.

Existe una diversidad de formas funcionales posibles de ser utilizadas en el desarrollo de modelos de generación, por ejemplo: especificación lineal, translog, cuadrática, log-lineal, Box-Cox, etc. Será labor del analista determinar la más apropiada al caso en estudio.

d) Requisito de conservación.

El total de viajes generados debe ser igual al total de los atraídos. Si ello no ocurre, se tomará como cifra total de viajes un promedio ponderado entre el total de viajes generados y el total de viajes atraídos. Los factores de ponderación serán determinados por el analista tomando en cuenta la confiabilidad relativa de los modelos de generación y atracción. Una vez obtenido el total de viajes, los vectores de generación y atracción serán escalados de modo que sumen dicho total.

2A.203.8.3. (5) d) Sub-modelo de distribución

El sub-modelo de distribución que deberá utilizarse depende del tipo de problema que se intenta resolver.

En el caso del relleno de matrices, expuesto en el punto a) del planteamiento general, se utilizará el modelo gravitacional detallado anteriormente.

2A.203.8.3. (5) e) Modelo gravitacional

La familia de modelos de interacción espacial o gravitacional, se basa en la hipótesis de proporcionalidad entre los flujos generados y atraídos por las zonas, la cual es decreciente con la distancia que las separa, en una analogía con la ley gravitacional de Newton

Una de las justificaciones teóricas ampliamente difundidas y que justifica el uso de estos modelos es el enfoque de maximización de la entropía, el cual considera que a un nivel macro el sistema puede ser representado en términos del conjunto de viajes generados $\{O_i\}$ y atraídos por las zonas $\{D_j\}$ (vectores de generación y atracción), y adicionalmente, por el costo total de transporte C . A un nivel meso o medio, el sistema es descrito por la matriz de viajes $\{T_{ij}\}$ (número de viajes entre cada par de zonas).

Mientras que el nivel micro es representado por cada usuario en particular (individuo o producto), que realiza viajes entre un cierto par origen destino, los cuales son asignados a las celdas de la matriz.

Un macro-estado puede ser representado por muchos meso-estados y muchos estados micro del sistema pueden representar al mismo estado meso. La esencia del método de máxima entropía es la hipótesis de que todos los micro-estados son igualmente probables. El estado meso más probable sería aquel que se genera del mayor número de micro estados. Por lo tanto, es necesario identificar aquella matriz $\{T_{ij}\}$ que maximiza el número de micro estados sujetos a las restricciones a nivel macro.

En el caso del relleno de matrices se deberá usar el modelo gravitacional no restringido, dado por la ecuación:

$$T_{ij} = A_i B_j f(c_{ij})$$

(Ec. 2A.203 -11)

Donde, A y B corresponden a las producciones y atracciones, y c es función del costo generalizado.

2A.203.8.4 Asignación

2A.203.8.4. (1) Aspectos Generales

Esta sección describe los aspectos conceptuales y prácticos relacionados con la asignación de flujos a redes de transporte.

En el numeral [2A.203.8.4. \(2\)](#) se describen los conceptos básicos relacionados con la asignación de viajes, indicando los requisitos básicos de información y la metodología general de calibración de modelos.

2A.203.8.4. (2) Conceptos Básicos

La elección de la ruta que un usuario empleará para viajar entre un cierto par origen-destino, depende de las variables de nivel de servicio de la ruta, y por ende, de cada uno de los arcos que la componen. Cada arco puede pertenecer a diversas rutas que sirven distintos pares origen-destino de la red. Por este motivo, la función de demanda depende del nivel de servicio ofrecido por cada arco de la red, donde este nivel de servicio es único para todas las rutas que utilizan este arco.

Por lo tanto no es posible obtener un equilibrio entre nivel de servicio y flujo entre origen-destino en forma aislada, ignorando las características del resto de la red.

En el sistema de transporte es posible encontrar dos tipos de equilibrios posibles de ser modelados. El primero, corresponde a un equilibrio de flujos sobre la red en base a una demanda de viajes fija, los cuales son asignados mediante algún criterio apropiado de elección de ruta éste se denomina equilibrio de tráfico. El segundo, es el producto del equilibrio entre el nivel de servicio y los patrones de flujo obtenidos en el modelo clásico de transporte de cinco etapas, el cual coincide con el concepto económico de equilibrio entre oferta y demanda, y se denomina equilibrio de mercado. En esta sección se trata el primero de ellos.

Es decir, los métodos de asignación que se presentan en esta sección, permiten asignar una matriz de viajes fija la red de modelación y determinar el flujo que solicitará cada arco. Esta matriz fija podrá corresponder a cualquiera de las matrices construidas en el proceso de modelación de un proyecto, para las diversas situaciones, escenarios y cortes temporales.

2A.203.8.4. (2) a) Clasificación de los Modelos de Asignación

Existe una diversidad de modelos de asignación de tráfico, cuyas diferencias radican en los supuestos sobre el criterio empleado por los usuarios en la elección de ruta. La premisa básica en todos estos métodos de asignación es el supuesto de racionalidad de los viajeros, Según el cual

los usuarios escogen aquella ruta que perciben que minimizará Su costo generalizado de transporte o maximizará su beneficio.

Los modelos de asignación pueden clasificarse de acuerdo con la consideración de los siguientes dos factores que inciden en la elección de ruta.

- **Diversidad.** Los individuos pueden percibir y valorar en forma diferente los atributos de las rutas involucradas en la decisión, e incluso considerar diferentes atributos en la elección de ruta.
- **Congestión.** Existen efectos de congestión que elevan los costos de transporte en una ruta a medida que aumenta el número de vehículos circulando por ella, producto de límites de capacidad de las vías

Considerando los efectos de la congestión y de la diversidad de los usuarios, es posible clasificar .los métodos de asignación como se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 2A.203- 01

		Se considera diversidad de usuarios	
		SI	NO
¿Se consideran restricción de capacidad?	NO	Todo o nada	Estocástico
	SI	Equilibrio de Wardrop	Equilibrio estocástico

El método más apropiado en cada caso, depende del impacto que produzca el proyecto y de la etapa de desarrollo en la cual se encuentre.

Un aspecto que se debe destacar es el hecho que, en el caso del transporte público, la ruta de los vehículos e define en función del mercado del transporte de pasajeros. Es decir, las rutas no son elegidas siguiendo una lógica minimizadora de costos, sino que maximizadora de las utilidades obtenidas por servir ciertas localidades, lo cual incluye un compromiso entre los ingresos por venta de pasajes y los costos de transporte. Desde el Punto de vista, la modelación de transporte de pasajeros se realiza considerando la existencia de recorridos de locomoción colectiva que sirven diversas localidades, en lugar de emplear la clasificación antes descrita.

Se debe destacar que el volumen de viajes en cada recorrido de transporte público es el resultado de una etapa previa de partición modal lo cual requiere un análisis a nivel de matriz de viajes de pasajeros.

2A.203.8.4. (2) b) *Requerimientos de información*

La modelación de la asignación de viajes implica la necesidad de obtener información con el fin de representar el mercado del transporte. Para estos efectos; se deben identificar las características que definen La oferta de transporte expresada a través de las vías y sus características físicas y operacionales, y las características que definen la demanda por

transporte: zonas generadoras y atractoras de viajes, flujos origen--destino, características socio-económicas de los usuarios, etc.

2A.203.8.5 Partición modal

2A.203.8.5 (1) Aspectos Generales

Esta sección está orientada a definir los aspectos teóricos y prácticos que deben ser considerados para poder abordar el problema de la partición modal en viajes interurbanos, sean estos de pasajeros o carga.

2A.203.8.5 (2) Conceptos Básicos

Uno de los principales problemas que surgen cuando se quiere analizar alternativas de proyecto dirigidas a modificar el sistema de transporte, corresponde a la predicción del comportamiento de los usuarios frente a los cambios .que se puedan producir. El efecto de un proyecto en la partición modal de viajes puede provocar beneficios o pérdidas que deben ser cuantificados y evaluados en términos sociales. De esta forma, el interés de contar con modelos de partición modal se basa principalmente en la conveniencia de predecir flujos futuros, de pasajeros y/o carga, entre diversas zonas origen destino que se vean afectadas por la implementación de proyectos de inversión y o políticas gubernamentales que afecten indirectamente el comportamiento de los usuarios frente a su elección de modos de transporte.

Sin embargo, estos modelos pueden cubrir una serie de necesidades adicionales, tales como: el análisis para dotación de infraestructura, el análisis de la competencia y de mercados puntuales intermodales incluyendo la comparación de costos y eficiencia de los modos de transporte, el análisis de la estructura industrial, el diseño de servicios de transporte de mayor calidad, entre otras.

En este contexto, se entenderá por partición modal a la participación de mercado de los distintos modos de transporte existentes entre distintos pares de zonas origen-destino, la cual puede verse afectada por diversos factores temporales relacionados con los usuarios, los operadores, el sistema de actividades y del transporte en general Esta interrelación entre la demanda y La oferta ele transporte, puede ser observada tanto en el transporte de pasajeros como en el transporte de mercancías, en cuyo caso son los agentes logísticos quienes toman las decisiones respecto del transporte de productos entre un par origen destino.

El enfoque corregido del modelo clásico de transporte, enmarca la partición modal dentro de un proceso de decisiones de cinco etapas (Localización, Generación, Distribución, Partición Moda y Asignación), esquema que corresponde a una conceptualización de los viajes, concebidos dentro de un marco temporal en el cual Cada elección es condicional en las que les preceden. Una de las dificultades tradicionales en este esquema ha sido el decidir cuál es la posición más adecuada del sub-modelo de partición modal en la secuencia; esto es si debe ir antes, después o junto con la distribución de viajes.

Este dilema se aclara al replantear el proceso de elección dentro del enfoque de la Teoría de la Utilidad Aleatoria, el cual permite establecer que la posición relativa de ambos sub-modelos depende exclusivamente de los criterios de decisión de los usuarios.

La Teoría de la Utilidad Aleatoria, es la base de la modelación del comportamiento de los usuarios de transporte mediante modelos desagregados de partición modal o de elección discreta, los que a diferencia de los modelos agregados de demanda que se basan en relaciones observadas para promedios o agrupaciones de individuos en zonas, tienen su fundamento en las elecciones individuales de los usuarios, lo que permite analizar las relaciones causales entre niveles deservicio de los modos de transporte, las características de los usuarios y sus decisiones en los viaje.

2A.203.8.5 (3) Procedimientos

La aplicación de modelos de partición modal, como es natural, sólo es necesaria en proyectos en los que se prevén impactos a nivel de la elección de modos de transporte. Por lo tanto, se descarta su uso en proyectos tipo I, II, III y IV, y sólo es necesaria su aplicación en proyectos del tipo V.

En la fase pre-preliminar de los proyectos, en los que se espere un impacto moderado a nivel de partición modal, se recomienda realizar una estimación agregada del comportamiento de los usuarios, basada en información histórica o en la experiencia del analista. Si se espera un impacto de consideración en la partición modal, se deberán estimar modelos desagregados en base a encuestas de preferencias reveladas () declaradas.

En proyectos en fase de prefactibilidad, necesariamente se deberá recurrir a encuestas de preferencias para estimar modelos desagregados de partición modal. Los modelos deberán ser estimados en base a datos de preferencias reveladas (comportamiento real) sin embargo, si existen variables no medibles o no cuantificables (comodidad, seguridad, calidad, etc.), que se vean modificadas e incidan decididamente en la elección modal, se deberán realizar encuestas de preferencias declaradas con el fin de capturar el efecto de dichas variables en la elección

En toda situación en la que sea posible, los datos de preferencias declaradas deberán ser complementados con antecedentes de preferencias de reveladas, realizando una calibración de modelos de datos mixtos. Esto último puede permitir reducir la presencia de sesgos en los datos. En fase preliminar se usarán los modelos calibrados en la fase de prefactibilidad, salvo que se juzgue necesaria una actualización o modificación de los mismos y así se establezca en los TDRs.

2A.203.8.6 Proyecciones

2A.303.8.6 (1) Aspectos Generales

Esta sección describe las metodologías que deben ser adoptadas para proyectar los volúmenes actuales de viajes a los cortes temporales futuros.

2A.203.8.6 (2) *Conceptos Básicos*

El término proyección se refiere a una estimación o predicción del valor que tomara una determinada variable en un corte temporal futuro. Los valores estimados en los modelos de predicción normalmente son representativos de la situación futura más probable o tendencial, existiendo por lo tanto cierto nivel de incertidumbre en torno a su magnitud. La imprecisión de los modelos y el intervalo de confianza de las predicciones es creciente con el tiempo, de forma tal que aquellos modelos que en el corto plazo poseen un gran poder predictivo, en el mediano y largo plazo lo pierden gradualmente.

Adicionalmente, las proyecciones permiten también estimar la evolución temporal de las variables económicas y demográficas que describen el sistema de actividades y que explican el crecimiento de los viajes. Por ejemplo, ante proyecciones es posible conocer el crecimiento que experimentarían la población, los ingresos familiares per cápita o el Producto Geográfico Bruto. La proyección de estas variables son necesarias en la aplicación de modelos de generación de viajes en los cuales se determina la relación funcional entre los viajes generados o atraídos por una zona (hogar o firma) y estas variables, luego, si se conoce el crecimiento de las variables explicativas, es posible determinar el aumento en los viajes.

2A.203.8.6 (3) *Definiciones*

En relación a la proyección resulta necesario precisar ciertos términos:

a) Corte temporal

Al evaluar un plan de proyectos es necesario estimar los beneficios que aporta a lo largo de su vida útil, y por ende, resulta indispensable conocer, el valor de las variables del sistema de actividades y la cantidad de viajes en cada año de operación del proyecto.

Dado que esta labor es costosa en términos de horas dedicadas por el analista, usualmente se realiza la proyección de variables solo en algunos años, de la vida útil del proyecto, los cuales son denominados cortes temporales.

Por definición el primer año de operación del proyecto se denominará año base de modelación. Los restantes años serán numerados en orden creciente en relación al año base.

b) Escenarios de crecimiento

La proyección mediante modelos matemáticos permite conocer la evolución más probable o tendencial de las variables, la cual presenta un cierto nivel de incertidumbre en torno a su magnitud. La falta de certeza implica la presencia de riesgos impredecibles, los que caen bajo el concepto de incertidumbre y de riesgos predecibles, los cuales pueden ser abordados mediante proyecciones pesimistas y optimistas de las variables de interés, técnica también conocida como escenarios de proyección.

En términos generales, el analista deberá considerar escenarios de proyección estimados a nivel central, denominado escenario medio o tendencial, el cual se determine con los valores medios

obtenidos en los modelos de predicción. Adicionalmente, podrán ser considerados escenarios de crecimiento optimistas y pesimistas, los que podrán ser definidos a partir de las desviaciones típicas de los parámetros calibrados mediante los modelos de serie de tiempo directa o desviaciones típicas de las variables relevantes en el caso de relaciones funcionales.

Adicionalmente, a los escenarios antes mencionados, en ciertas circunstancias será necesario plantear escenarios alternativos cuando existan incertezas sobre las perspectivas de desarrollo de las actividades y de sus posibles relocalizaciones. Este es el caso de estudios en los que existen enfoques contrapuestos sobre el desarrollo del área bajo estudio; si no existe una opinión de consenso, el analista deberá construir un escenario de crecimiento para cada enfoque.

De la misma manera, si existen sospechas de posibles modificaciones del sistema de Transporte, tal como la construcción de proyectos de envergadura o la modificación de las políticas actuales, que afecten directamente al proyecto y sobre los cuales no se posee certeza de su ocurrencia, será necesario construir escenarios de proyección que los incorporen. Por ejemplo, se pueden crear escenarios que consideren la materialización de un tren de alta velocidad en la zona bajo estudio o la implementación de una política de tarificación vial que corrija las imperfecciones del mercado de transporte.

2A.203.8.6 (4) *Definiciones*

En proyectos del tipo I, en la fase Pre-preliminar bastará con realizar una proyección directa del flujo en la ruta bajo estudio. En fase de prefactibilidad la proyección del flujo deberá realizarse mediante la determinación de relaciones funcionales entre variables macroeconómicas.

En proyectos del tipo II, en los que se prevén impactos solo en la asignación de viajes, lo que implica la necesidad de contar con matrices origen-destino por tipo de vehículo, la estimación de los volúmenes de viajes en un corte temporal futuro deberá ser realizada mediante la proyección directa de la matriz, tanto para fase Pre-preliminar como prefactibilidad. En proyectos del tipo III, los cuales suponen que el impacto del proyecto es de índole local y producirán variaciones en las tasas de generación de viajes, pero no en la asignación, la técnica de proyección varía dependiendo del criterio adoptado en la modelación de la generación de viajes.

Si en la determinación de la generación de viajes se emplea una metodología simplificada asociada a la evaluación de proyectos en la fase Pre-preliminar, o proyectos de pequeño tamaño en fase de prefactibilidad o preliminar, la proyección de flujos deberá ser, realizada empleando una proyección directa de los flujos en arcos. En proyectos de tamaño mayor, en fase de prefactibilidad o preliminar, donde se ha determinado relaciones funcionales entre los viajes y las actividades desarrolladas en la zona, la proyección del flujo se deberá realizar mediante la proyección de las variables descriptoras del sistema de actividades consideradas en el modelo.

En proyectos del tipo IV o V, en los cuales es necesario construir matrices de viajes con el fin de recoger el impacto en la asignación de viajes, se deberá utilizar en Fase Pre-preliminar la metodología de acuerdo a expansión de matrices origen - destino. En fase de prefactibilidad y preliminar, se deberá emplear el método de acuerdo a expansión de vectores de generación.

En todo tipo de proyecto en fase preliminar, se recomienda emplear la información obtenida en etapas previas. Si el analista lo estima necesario, las proyecciones de flujos o variables deberán ser complementadas, corregidas o actualizadas.

2A.203.8.7 Herramientas

Existen varios paquetes de software en el mercado que permiten realizar la modelación indicada en esta sección. Debe considerarse que sea cual sea el software utilizado estos constituyen únicamente herramientas y no modelos, corresponderá al analista el desarrollar los modelos, calibrar y validar los mismos.

De manera general se sugiere que las herramientas tengan las siguientes características:

- Modificar parámetros de modelación (no sean cajas negras)
- Montar cualquier tipo de modelo/estructura de acuerdo a las necesidades
- Simular el efecto de las demoras en los nodos (intersecciones)
- Uso fácil y eficiente de escenarios de modelización
- Permitan el traspaso fácil de información hacia y desde bases de datos y sistemas de información geográfica

2A.203.9 ESTUDIOS DE PESAJE

Los estudios de pesaje se refieren a las investigaciones realizadas en campo con el objetivo de obtener una estratigrafía de las cargas de los vehículos existentes en una vía, con el objetivo de proveer información detallada para el diseño de pavimentos.

2A.203.9.1 Aspectos Conceptuales

Desde un punto de vista mecánico, la carga aplicada a los pavimentos está directamente relacionada con el peso y las dimensiones de los vehículos que transitan sobre éstos. Mayores niveles de carga conducen a una mayor probabilidad de daños en carreteras y puentes, con la consecuente disminución de la capacidad de carga estructural. Además de lo anterior, el incremento en carga lleva consigo un efecto considerable en el comportamiento dinámico del vehículo que repercuten sobre su estabilidad.

Debido a la creciente necesidad de movimiento de productos de un lugar a otro, se ha demandado cada vez una mayor capacidad de carga de los vehículos pesados. La importancia de establecer y controlar su peso se deriva, entre otros aspectos, del efecto que éste tiene sobre el deterioro de los pavimentos y los niveles de seguridad de las carreteras.

2A.203.9.2 Métodos de medición

Existen dos métodos para realizar la medición, de manera estática o dinámica.

Existen dos métodos para realizar la medición, de manera estática o dinámica.

2A.203.9.2. (1) *Pesaje estático*

Consiste en detener a los vehículos y realizar el pesaje estático utilizando una plataforma para todo el vehículo o básculas individuales para ejes o llantas de los vehículos.

Este procedimiento requiere detener totalmente los vehículos a un costado de la vía por lo cual se requiere de un espacio amplio para evitar la interrupción del tráfico vehicular. El trabajo se lo realiza por muestreo aleatorio, ya que el tiempo requerido para el pesaje impide que se realice el pesaje a todos los vehículos pesados, especialmente en condiciones de tráfico elevado.

Cuando se utilizan básculas individuales para ejes o llantas, se deberá garantizar que el vehículo se encuentra totalmente horizontal, para evitar que cualquier inclinación del vehículo afecte la medición.

2A.203.9.2. (2) *Pesaje dinámico*

Este método también conocido por sus siglas en inglés WIM (Weight in Motion), corresponde a un esquema de medición en la cual existe mínima interrupción al tráfico vehicular, estimando el peso real con un grado de aproximación aceptable cuando se los vehículos se encuentran en movimiento.

Dependiendo del objetivo se pueden realizar instalaciones portátiles, semi-permanentes o permanentes.

El pesaje dinámico se refiere a la acción de estimar el peso bruto del vehículo y la porción del peso que es soportado por cada rueda, eje o grupo de ejes, cuando éste transita a una velocidad determinada sobre la carretera, por medio del análisis de las fuerzas que se presentan a través de las llantas y su contacto con el pavimento. Para realizar esta acción de pesaje es necesario obligar al vehículo a pasar por encima de un dispositivo colocado en su trayectoria. Este dispositivo puede ser utilizado conjuntamente con otros equipos o instrumentos para registrar y almacenar información que permita verificar el cumplimiento de las reglamentaciones.

Un dispositivo de pesaje dinámico permite estimar rápidamente la carga vertical en la llanta o eje de un vehículo mientras permanece en movimiento. La información adquirida a través de estos dispositivos es útil para planear aspectos logísticos, de regulación y operación del transporte, en actividades de mantenimiento, reconstrucción de puentes y carreteras, así como en su diseño. Además, el uso de una pesadora dinámica permite instrumentar programas para establecer impuestos con base en la carga por eje o para programar desvíos de vehículos de carga pesada de rutas con estructuras sensibles a sufrir daño cuando se rebasan ciertos límites de peso.

El pesaje dinámico representa menor costo de operación que el estático. Aunque su relativa inexactitud es una desventaja de los sistemas de pesaje dinámico comparados con básculas estáticas, pueden proporcionar información para conocer la distribución relativa de la carga sobre los ejes, además de la fuerza que el vehículo es capaz de transmitir al pavimento en condiciones dinámicas.

Los sensores a utilizarse para este tipo de medición son variados, y estos deberán cumplir con las especificaciones indicadas en la norma ASTM 1318. Esta norma específica cuatro tipos de sistemas de acuerdo al objetivo y a la velocidad de operación.

Tabla 2A.203- 01

Tipo	Velocidad	Número de carriles	Aplicación
I	16-113 Km/h	Hasta 4	Recolección de datos
II	16-113 km/h	Hasta 4	Recolección de datos
III	24-80 km/h	Hasta 2	Control de pesos, estación
IV	24-80 kph	Hasta 2	Control de pesos, estación

Para efectos de determinar el espectro de cargas, los sensores a utilizarse deberán ser de tipo I o II, y podrán ser de tipo piezoeléctrico, de tipo placa o de tipo celda de carga.

En todos los casos se deberá realizar una medición de calibración que garantice que las mediciones producidas por el equipamiento sean cercanas a las mediciones estáticas. El proceso de calibración debe realizarse en los rangos de velocidad de operación de la vía. Se deberá garantizar un tamaño muestral apropiado para esta calibración.

2A.203.9.3 Tamaño muestral

Se recomienda realizar al menos 5 días de medición para el caso de pesaje estático, y en el caso de pesaje dinámico, debido a que la recopilación de información es completa, se puede reducir la toma de datos a 3 días.

2A.203.10 MEDICIONES ESPECIALES

2A.203.10.1 Rebasamiento

Este tipo de información es relevante en la etapa de calibración de modelos de simulación microscópicos. Existen tres tipos de rebasamiento dependiendo de dónde se inicie y donde termine la maniobra (antes, dentro y después del tramo analizado) y un cuarto denominado adelantamiento abortado.

Para recolectar esta información, se debe seleccionar un tramo característico del camino en estudio, que presente condiciones adecuadas de visibilidad que permitan contemplar totalmente las maniobras que suceden en el tramo.

Determinado el tramo, se debe contabilizar el número de vehículos que adelantan y que son adelantados, distinguiendo entre las tres categorías mencionadas y los vehículos que comienzan la maniobra de adelantamiento y la abortan, no efectuando el proceso. Los resultados permiten obtener el porcentaje de vehículos realizando adelantamiento en un tramo característico de la red.

En esta labor se deben registrar los tipos de vehículos involucrados en cada maniobra de adelantamiento. Estas mediciones deben ser efectuadas en conjunto con las mediciones periódicas de flujo vehicular.

2A.203.10.2 Tasas de ocupación de vehículos

A continuación se presentan los distintos métodos de medición de tasas de ocupación en una sección de la vía, los cuales varían dependiendo del tipo de vehículo considerado.

Para todo fin práctico, deberán contabilizarse solo los ocupantes que parezcan a simple vista ser mayores de 5 años.

- a) **Vehículos Livianos.** En este caso, la medición es directa; basta con determinar el número de ocupantes del vehículo y efectuar el registro correspondiente. Esta medición puede ser efectuada en conjunto con otras que obliguen a los vehículos a detenerse (por ejemplo, encuesta Origen-Destino o de Preferencias Declaradas), siempre y cuando la medición considere solo una muestra representativa del flujo vehicular. En caso que se requiera un censo y que el nivel de flujo sea elevado, es recomendable considerar filmaciones. En la medición de tasas de ocupación se deben considerar los mismos puntos de control empleados en las mediciones de flujo,
- b) **Vehículos Pesados.** Al igual que en vehículos livianos, estos no presentan grandes dificultades para determinar la tasa de ocupación. El valor medio equivale directamente al promedio de las observaciones.
- c) **Bus.** La obtención de tasas de ocupación en este caso, presenta dificultades especiales, por la imposibilidad físico-temporal de contabilizar las personas que ocupan cada vehículo muestreado. Para la determinación de tasas de ocupación, es posible realizar la medición en conjunto con otras que requieran la detención de los vehículos. En este caso, la consulta se realiza en forma directa al conductor del vehículo o por recuento de los pasajeros.

De no ser posible aplicar el método anterior, se debe realizar una clasificación de los buses, de acuerdo al grado de ocupación observado (casi vacío, la mitad de los asientos ocupados, todos los asientos ocupados, la mitad del pasillo con pasajeros de pie, todo el pasillo con pasajeros de pie, vehículo completamente ocupado), y asignar valores promedio de ocupación a cada rango predefinido, de acuerdo a la capacidad promedio de asientos de los vehículos y suponiendo que caben 5 pax/m² de pie.

Tamaño Muestral: Como regla general, independientemente de la tasa de ocupación promedio que se desee estimar, el analista deberá asegurar un tamaño muestral efectivo superior al 20% del flujo circulante para flujos superiores a 500 Veh/h.

2A.303.10.3 Longitud de cola

Este tipo de información es relevante en transporte interurbano cuando es necesario modelar intersecciones, independientemente del tipo de regulación existente.

Interesa medir tres tipos de cola:

- Las colas excedentes;
- Colas máximas en intersecciones semaforizadas;
- Colas promedio en intersecciones prioritarias.

Las colas excedentes y máximas se utilizan para efectos de calibración cuando es posible simular cruces semaforizados.

2A.303.10.4 Porcentaje de vehículos restringidos

Este tipo, de información es relevante en la etapa de calibración de modelos de simulación microscópicos. Si bien no existe un método exacto para determinar el porcentaje de vehículos restringidos, dado que un observador externo no puede saber si el conductor del vehículo viaja a la velocidad deseada o desea adelantar, el método aquí propuesto calcula una estimación razonable de dicha variable.

El método de medición consiste en realizar filmaciones, en una sección representativa del tramo bajo análisis, de las pasadas de los vehículos. El proceso para obtener el porcentaje de vehículos restringidos considera los pasos siguientes:

- a) Calcular, para intervalos de tiempo (t) no superiores a cinco (5) minutos, el flujo vehicular horario (qt), y el promedio de los intervalos de tiempo entre pasadas (1);
- b) Calibrar una función del tipo $1t = F(qt)$, la cual debe ser decreciente con el flujo;
- c) Calcular la asíntota de dicha función FO, cuyo valor equivale al intervalo mínimo posible a capacidad;
- d) Definiendo por intervalo de pasada del vehículo tipo i al tiempo entre dos pasadas consecutivas por la sección, donde el segundo vehículo es del tipo i , contabilizar el número de vehículos tipo i , con un intervalo igual al intervalo mínimo calculado; El porcentaje de vehículos restringidos, para cada tipo, equivaldrá a la división entre el número de vehículos contabilizados y el flujo horario de dicho tipo.
- e) El analista deberá determinar le tamaño muestral. Como regla general, si se consideran intervalos de tiempo de cinco (5) minutos, se deberá filmar el tiempo necesario para contabilizar a lo menos 30 observaciones efectivas.

Como recomendación, el analista deberá escoger periodos de tiempo en que el flujo vehicular sea elevado.

2A.203.10.5 Filmaciones

La filmación es una de las mejores herramientas para realizar mediciones de cualquiera de las variables anteriormente tratadas. Su principal característica, es la posibilidad de repetir cuantas veces sea necesaria la secuencia deseada, presentando ventajas respecto de cualquier otro método, aun cuando el tiempo empleado en procesamiento sea elevado. Algunas consideraciones prácticas que deben ser tomadas en cuenta son las siguientes:

- Es conveniente apoyar la filmación del fenómeno, con una breve presentación del entorno en el cual se produce y con fotografías específicas;
- Siempre es más adecuado filmar desde techos de edificios, terrazas, cerros, o lomas, permitiendo así mediciones libres de toda obstrucción visual.
- Es conveniente que el filmador comente a viva voz lo que sucede en el entorno y en el proceso que está filmando. Esta información normalmente es de gran utilidad en la etapa de procesamiento y análisis.

2A.203.11 PEATONES Y CICLISTAS

En transporte interurbano, los fenómenos que involucran a peatones o ciclistas son el cruce de la calzada y el uso compartido de las pistas. Las variables que interesa determinar en estos casos son el flujo y la velocidad media.

Al medir flujo, ya sea manualmente o con filmación, no interesa el sentido de circulación del peatón (ciclista), solo su dirección. Para este efecto, se debe considerar intervalos de medición inferiores a los de vehículos, empleando intervalos de dos a cinco minutos.

Para determinar la velocidad media, se deben realizar filmaciones. En este caso, el sentido de circulación tampoco interesa.

El analista deberá determinar el tamaño muestral. Como regla general, deberán efectuarse a lo menos 30 observaciones efectivas.

2A.203.12 DISEÑO GEOMÉTRICO

Para el diseño geométrico se tomara como referencia los siguientes documentos en su orden:

- 1.- Normas Internas de Diseño de CORPECUADOR – 2001
- 2.- Instrucciones de Carreteras – Norma 3.1-IC. TRAZADO Y NORMA ESPAÑOLA.
- 3.- A.A.S.H.T.O – A. Policy on Geometric Design of Rural Highways – 1975
- 4.- A.A.S.H.T.O – A. Policy on Geometric Design of Urban Highways and Arterial Streets – 1973.
- 5.- Norma para Estudios y Diseños NEVI – 12 MTOP Volumen 2 Libro A (Anexo) Sección 2A.204 Diseño Geométrico

SECCIÓN 2A.204 DISEÑO GEOMETRICO

2A.204.1 DATOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO

2A.204.1.1 Distancias de Visibilidad de Parada

Esta es la distancia requerida por un conductor para detener su vehículo en marcha, cuando surge una situación de peligro o percibe un objeto imprevisto adelanté de su recorrido. Esta distancia se calcula para que un conductor y su vehículo por debajo del promedio, alcance a detenerse ante el peligro u obstáculo. Es la distancia de visibilidad mínima con que debe diseñarse la geometría de una carretera, cualquiera que sea su tipo. Ver figura 2A.204- 01

La distancia de visibilidad de parada, D , tiene dos componentes, la distancia de percepción y reacción del conductor - que está regida por el estado de alerta y la habilidad del conductor - y se identifica como d_1 , más la distancia de frenado que se denomina d_2 . La primera es la distancia recorrida por el vehículo desde el momento que el conductor percibe el peligro hasta que aplica el pedal del freno, y la segunda, es la distancia que se necesita para detener el vehículo después de la acción anterior. El tiempo de reacción para actuar el freno es el intervalo que ocurre desde el instante en que el conductor percibe la existencia de un objeto o peligro en la carretera adelante, hasta que el conductor logra reaccionar aplicando los frenos. Los cuatro componentes de la reacción en respuesta a un estímulo exterior se conocen por sus iniciales PIEV, que corresponden a percepción, intelección, emoción y voluntad. Diversos estudios sobre el comportamiento de los conductores han permitido seleccionar un tiempo de reacción de 2.5 segundos, que se considera apropiado para situaciones complejas, por lo tanto más adversas*.

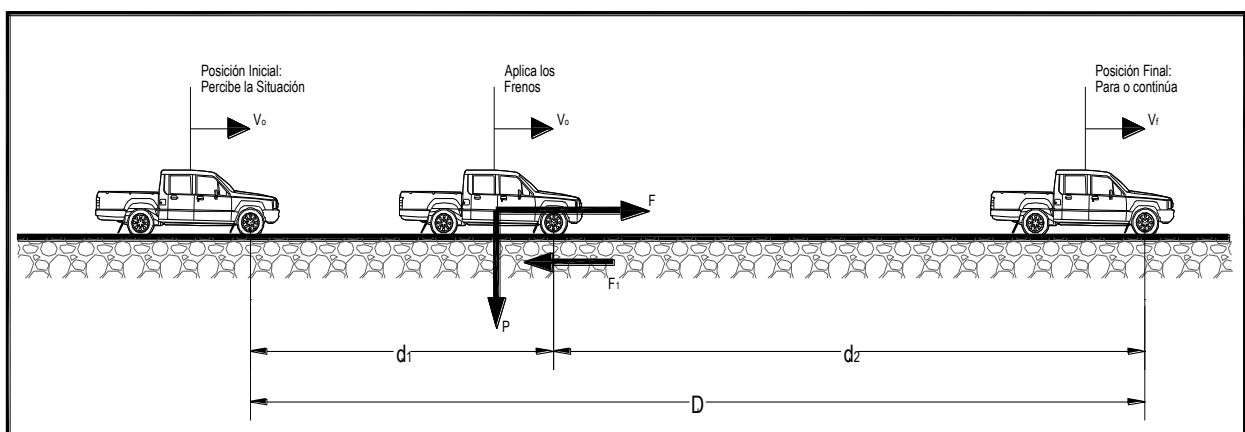


Figura 2A.204- 01 Distancia de parada

La distancia de visibilidad de parada en su primer componente, d_1 , se calcula involucrando la velocidad y el tiempo de percepción y reacción del conductor, mediante la siguiente expresión matemática:

$$d_1 = 0.278 vt \text{ (metros)}$$

(Ec. 2A.204 -01)

**Cuando el obstáculo es esperado, el tiempo de reacción puede ser desde 0.6 segundos hasta 2.0 segundos para los conductores más lentos en reaccionar. En situaciones inesperadas, el tiempo de reacción puede incrementarse en un 35 por ciento, elevando el dato más restrictivo a 2.7 segundos.*

Donde:

v = Velocidad inicial, kilómetros por hora.

t = Tiempo de percepción y reacción, que ya se indicó es de 2.5 seg.

La distancia de frenado, d_2 , se calcula por medio de la expresión que se muestra a continuación:

$$d_2 = v^2 / 254 f \text{ (metros)}$$

(Ec. 2A.204 -02)

Donde:

v = velocidad inicial, kilómetros por hora.

f = coeficiente de fricción longitudinal entre llanta y superficie de rodamiento.

El factor f no es único, es un valor experimental que decrece en proporción inversa a las velocidades y está sujeto a cambios tomando en cuenta la influencia de las siguientes variables:

- Diseño y espesor de la huella de la llanta, resistencia a la deformación y dureza del material de la huella.
- Condiciones y tipos de superficies de rodamiento de las carreteras
- Condiciones meteorológicas.
- Eficiencia de los frenos y del sistema de frenos del vehículo

La investigación y la experiencia indican que el factor debe seleccionarse para reflejar las condiciones más adversas, por lo que los valores de f están referidos a pavimento húmedo, llantas en diferentes condiciones de desgaste y diferencias en las calidades de los conductores y sus vehículos. Las velocidades promedios de rueda, en lugar de las velocidades de diseño, son otras referencias adicionales para la escogencia de los valores apropiados para el factor f.

Para tomar en cuenta el efecto de las pendientes, hay que modificar el denominador de la fórmula anterior, de la siguiente manera:

$$D = v^2 / 254 (f \pm G)$$

(Ec. 2A.204 -03)

Donde:

G = Porcentaje de la pendiente dividida entre 100, siendo positiva la pendiente de ascenso (+) y negativa (-) la de bajada

Las distancias de visibilidad de parada en subida tienen menor longitud que embajada; consecuentemente, se calculan las primeras utilizando el promedio de la velocidad de marcha o de ruedo y las del siguiente orden utilizando la velocidad de diseño.

La distancia de visibilidad de parada no contempla situaciones al azar, que obliguen a los conductores a realizar maniobras imprevistas, por lo que en los manuales modernos de diseño se ha incorporado el concepto de distancia de visibilidad de decisión, que se define como aquella requerida por un conductor para detectar algo inesperado dentro del entorno de una carretera, reconocerlo y seleccionar una trayectoria y velocidad apropiadas, para maniobrar con eficiencia y seguridad. Por su concepto, estas distancias resultan sustancialmente mayores que las distancias calculadas de visibilidad de parada.

Empíricamente se han establecido distancias para cubrir estas distancias divididas en las siguientes cinco situaciones particulares, que se dimensionan en la tabla, literal c):

- a. Detención en carretera rural
- b. Detención en vía urbana
- c. Cambio de velocidad, trayectoria y dirección en carretera rural.
- d. Cambio de velocidad, trayectoria y dirección en carretera suburbana
- e. Cambio de velocidad, trayectoria y dirección en vía urbana.

Se ha preparado la Tabla 2A.204- 01 que contiene las distancias de visibilidad de parada en terreno plano y en pendiente y de decisión, producto de la aplicación de las fórmulas mencionadas en este acápite. Están comprendidos en este cuadro los parámetros y resultados aplicables para diseño del alineamiento horizontal y vertical, relacionados con la distancia de visibilidad de parada.

Tabla 2A.204- 01 Distancias de visibilidad de parada y de decisión

a) En terreno Plano

Velocidad de Diseño Km/h	Velocidad de Marcha Km/h	Tiempo de Percepción y Reacción		Coeficiente de Fricción f	Distancia de Frenado (m)	Distancia de Parada (m)
		Tiempo (s)	Distancia (m)			
30	30 - 30	2.5	20.8 - 20.8	0.40	8.8 - 8.8	30 - 30
40	40 - 40	2.5	27.8 - 27.8	0.38	16.6 - 16.6	45 - 45
50	47 - 50	2.5	32.6 - 34.7	0.35	24.8 - 28.1	57 - 63
60	55 - 60	2.5	38.2 - 41.7	0.33	36.1 - 42.9	74 - 85
70	67 - 70	2.5	43.8 - 48.6	0.31	50.4 - 62.2	94 - 111
80	70 - 80	2.5	48.6 - 55.6	0.30	64.2 - 83.9	113 - 139
90	77 - 90	2.5	53.5 - 62.4	0.30	77.7 - 106.2	131 - 169
100	85 - 100	2.5	59.0 - 69.4	0.29	98.0 - 135.6	157 - 205
110	91 - 110	2.5	63.2 - 76.4	0.28	116.3 - 170.0	180 - 246

b) En Pendiente de Bajada y Subida

Velocidad de Diseño Km/h	Distancia de Parada en Bajadas (m)			Distancia de Parada en Subidas (m)		
	3%	6%	9%	3%	6%	9%
30	30.4	31.2	32.2	29.0	28.5	28.0
40	45.7	47.5	49.5	43.2	42.1	41.2
50	65.5	68.6	72.6	55.5	53.8	52.4
60	88.9	94.2	100.8	71.3	68.7	66.6
70	117.5	125.8	136.3	89.7	85.9	82.8
80	148.8	160.5	175.5	107.1	102.2	98.1
90	180.6	195.4	214.4	124.2	118.8	113.4
100	220.8	240.6	256.9	147.9	140.3	133.9
110	267.0	292.9	327.1	168.4	159.1	151.3

c) Decisión para evitar Maniobras

Velocidad de Diseño Km/h	Distancia de Decisión para Evitar la Maniobra (m)				
	a	b	c	d	e
50	75	160	145	160	200
60	95	205	175	205	235
70	125	250	200	240	275
80	155	300	230	275	315
90	185	360	275	320	360
100	225	415	315	365	405
110	265	455	335	390	435

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets.

2A.204.1.2 Distancia de Visibilidad de Adelantamiento

La distancia de visibilidad de adelantamiento se define como la mínima distancia de visibilidad requerida por el conductor de un vehículo para adelantar a otro vehículo que, a menor velocidad relativa, circula en su mismo carril y dirección, en condiciones cómodas y seguras, invadiendo para ello el carril contrario pero sin afectar la velocidad del otro vehículo que se le acerca, el cual es visto por el conductor inmediatamente después de iniciar la maniobra de adelantamiento. El conductor puede retornar a su carril si percibe, por la proximidad del vehículo opuesto, que no alcanza a realizar la maniobra completa de adelantamiento.

Se hacen los siguientes supuestos simplificadorios para los propósitos del dimensionamiento de dicha distancia de visibilidad de adelantamiento:

- El vehículo que es rebasado viaja a una velocidad uniforme.
- El vehículo que rebasa viaja a esta velocidad uniforme, mientras espera una oportunidad para rebasar.
- Se toma en cuenta el tiempo de percepción y reacción del conductor que realiza las maniobras de adelantamiento

- Cuando el conductor está rebasando, acelera hasta alcanzar un promedio de velocidad de 15 kilómetros por hora más rápido que el otro vehículo que está siendo rebasado.
- Debe existir una distancia de seguridad entre el vehículo que se aproxima en sentido contrario y el que efectúa la maniobra de adelantamiento.
- El vehículo que viaja en sentido contrario y el que efectúa la maniobra de rebase van a la misma velocidad promedio.
- Solamente un vehículo es rebasado en cada maniobra.
- La velocidad del vehículo que es rebasado es la velocidad de marcha promedio a la capacidad de diseño de la vía
- Esta distancia de visibilidad para adelantamiento, se diseña para carreteras de dos carriles de circulación, ya que esta situación no se presenta en carreteras divididas y no divididas de carriles múltiples

La distancia de visibilidad de adelantamiento o rebase es la sumatoria de las cuatro distancias separadas que se muestran en la figura 2A.204- 02. Cada una se determina de acuerdo a las siguientes descripciones:

- La distancia preliminar de demora (d_1) se calcula utilizando la siguiente ecuación:

$$d_1 = 0.278 t_1 (v - m + a \frac{t_1}{2})$$

(Ec. 2A.204 -04)

Donde,

v = velocidad promedio del vehículo que rebasa, kilómetros por hora.

t_1 = Tiempo de maniobra inicial, segundos.

a = Aceleración promedio del vehículo que efectúa el rebase, en kilómetros por hora por segundo durante el inicio de la maniobra.

m = Diferencia de velocidad entre el vehículo que es rebasado y el que rebasa, kilómetros por hora.

- Distancia de adelantamiento (d_2) expresado por :

$$d_2 = 0.278 v t_2$$

(Ec. 2A.204 -05)

Donde,

v = velocidad promedio del vehículo que ejecuta el adelantamiento, kilómetros por hora

t_2 = Tiempo de ocupación del carril opuesto, segundos.

- Distancia de seguridad (d_3). La experiencia ha demostrado que valores entre 35 y 90 m. son aceptables para esta distancia.

Distancia recorrida por el vehículo que viene en el carril contrario (d_4). Es práctica corriente fijar esta distancia en dos tercios ($2/3$) de la distancia d_2 . Utilizando el procedimiento descrito se han calculado las distancias de visibilidad de adelantamiento para velocidades de diseño comprendidas desde 30 hasta 100 kilómetros por hora, con aumentos graduales de 10 kilómetros

por hora. Los resultados se presentan en la Tabla 2A.204- 02, que se acompaña también con los parámetros básicos de cálculo para carreteras rurales de dos carriles.

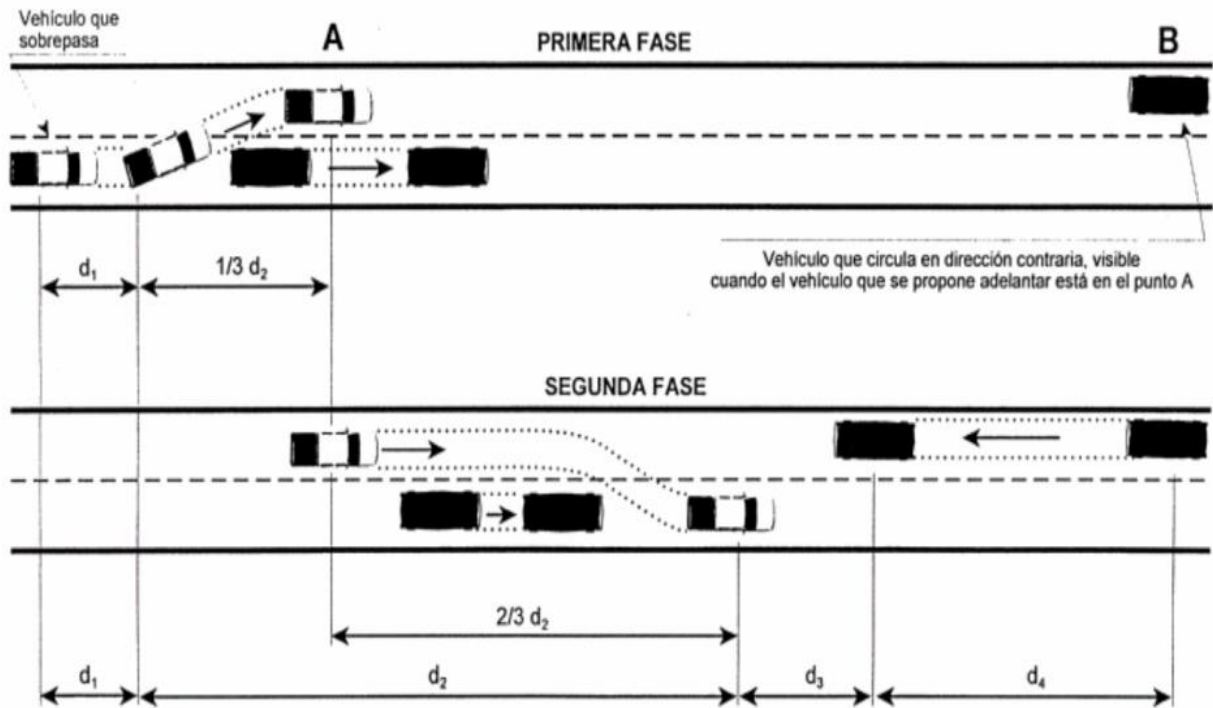


Figura 2A.204- 02 Etapas de la maniobra para adelantamiento en carreteras de dos carriles

Tabla 2A.204- 02 Distancias de visibilidad de adelantamiento

a) Distancias Mínimas de Diseño para Carreteras Rurales de dos Carriles, en metros

Velocidad de Diseño	Velocidades Km/h		Distancia mínima de adelantamiento (m)
	Vehículo que es rebasado	Vehículo que rebasa	
30	29	44	220
40	36	51	285
50	44	59	345
60	51	66	410
70	59	74	480
80	65	80	540
90	73	88	605
100	79	94	670
110	85	100	730

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets.

b) Parámetros Básicos

Velocidad promedio de adelantamiento (Km/h)	50 - 65	66 - 80	81 - 95	96 - 110
Maniobra Inicial	2,25	2,3	2,37	2,41
A= aceleracion promedio (Km/h/s)				
t1 = tiempo (s)	3,6	4	4,3	4,5
d1 = distancia recorrida (m)	45	65	90	110
Ocupacion carril izquierdo:				
t2 = tiempo (s)	9,3	10	10,7	11,3
d2 = distancia recorrida (m)	145	195	250	315
Longitud Libre	30	55	75	90
d3= distancia recorrida (m)				
Vehiculo que se aproxima:	95	130	165	210
d4= distancia recorrida (m)				
Distancia Total: d1 + d2 +d3 +d4,(m)	315	445	580	725

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets.

2A.204.2 EL ALINEAMIENTO HORIZONTAL DE LAS CARRETERAS

2A.204.2.1 Curvatura Horizontal y Sobreelevación

En el diseño de curvas horizontales se deben considerar dos casos:

- Tangente seguida por curva horizontal

En esta situación, las fuerzas centrífugas actúan en contra de la operación segura de los vehículos cuando entran y circulan por la curva.

- Alineamiento compuesto de tangente y curva horizontal y vertical

Gobiernan el diseño factores como el efecto de las fuerzas centrípetas y centrífugas, el movimiento lento de los vehículos pesados cuando ascienden las pendientes y las altas velocidades cuando bajan.

Para dar seguridad y economía a la operación del tránsito, se han introducido factores limitantes en los métodos de diseño del alineamiento horizontal, como el radio mínimo de curva o grado máximo de curva, la tasa de sobreelevación máxima o peralte máximo, los factores de fricción y las longitudes de transición mínima cuando se pasa de una tangente a una curva.

La expresión matemática desarrollada para tomar en cuenta estos factores y la velocidad de diseño, es la siguiente:

$$e + f = V^2 / 127 R$$

(Ec. 2A.204 -06)

Donde:

e= Tasa de sobreelevación en fracción decimal.

f = Factor de fricción lateral, que es la fuerza de fricción dividida por la masa perpendicular al pavimento.

V = Velocidad de diseño, en kilómetros por hora.

R = Radio de curva, en metros

2A.204.2.2 Factor Máximo de Fricción Lateral y Tasa de Sobreelevación o Peralte

El factor de fricción lateral depende principalmente de las condiciones de las llantas de los vehículos, el tipo y estado de la superficie de rodamiento y de la velocidad del vehículo, mientras que la sobreelevación o peralte depende de las condiciones climáticas, tipo de área, urbana o rural, frecuencia de vehículos de baja velocidad y las condiciones del terreno.

La AASHTO presenta factores de fricción lateral para tres tipos de carreteras, con variaciones entre 0.17 y 0.10 en función inversa de la velocidad para todo tipo de carreteras rurales y urbanas con velocidades comprendidas entre 30 y 110 kilómetros por hora, entre 0.30 y 0.16 para vías urbanas de baja velocidad, de 30 a 70 kilómetros por hora, y entre 0.33 y 0.15 para tramos de giro en intersecciones a velocidades de 20 a 70 kilómetros por hora⁷.

La sobreelevación o peralte, e, siempre se necesita cuando un vehículo viaja en una curva cerrada a una velocidad determinada, para contrarrestar las fuerzas centrífugas y el efecto adverso de la fricción que se produce entre la llanta y el pavimento.

En curvas con radios de gran amplitud este efecto puede ser desestimado. De acuerdo a la experiencia se ha demostrado que una tasa de sobreelevación de 0.12 no debe ser excedida, debido al control combinado que ejercen los procesos constructivos, las dificultades para el mantenimiento y el efecto de incomodidad para el movimiento de vehículos lentos. Donde se limite la velocidad permisible por la congestión del tránsito o el extenso desarrollo marginal a lo largo de la carretera, la tasa de sobreelevación no debe exceder entre 4 y 6 por ciento. Dado que las condiciones meteorológicas y topográficas imponen condiciones particulares en los diseños, se recomiendan para diseño los siguientes factores de sobreelevación para diferentes tipos de área donde se localicen las carreteras:

Tasa de Sobreelevación, "e" en (%)	Tipo de Area
10	Rural montañosa
8	Rural plana
6	Suburbana
4	Urbana

Fuente: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets.*

2A.204.2.3 Radios Mínimos y sus correspondientes Grados Máximos de Curva

Los radios mínimos son los valores límites de la curvatura para una velocidad de diseño dada, que se relacionan con la sobreelevación máxima y la máxima fricción lateral escogida para diseño. Un vehículo se sale de control en una curva, ya sea porque el peralte o sobreelevación de la curva no es suficiente para contrarrestar la velocidad, o porque la fricción lateral entre las ruedas y el pavimento es insuficiente y se produce el deslizamiento del vehículo.

Un vehículo derrapa en las curvas debido a la presencia de agua o arena sobre la superficie de rodamiento. El uso de radios más reducidos solamente puede lograrse a costas de incómodas tasas de sobreelevación o apostando a coeficientes de fricción lateral que pueden no estar garantizados por la adherencia de las llantas (calidad, grado de desgaste del grabado, presión, etc.) con la superficie de rodamiento de la carretera.

Una vez establecido el máximo factor de sobreelevación (e), los radios mínimos de curvatura horizontal se pueden calcular utilizando la fórmula presentada en 2A.204.2.1 “*Curvatura Horizontal y Sobreelevación*”, que es la siguiente:

$$R = V^2 / (127(e + f))$$

(Ec. 2A.204 -07)

Donde:

R = Radio mínimo de curva, en metros

e = Tasa de sobreelevación en fracción decimal.

f = Factor de fricción lateral, que es la fuerza de fricción dividida por la masa perpendicular al pavimento.

V = Velocidad de diseño, en kilómetros por hora.

El grado de curva o de curvatura (G_c) es el ángulo sustentado en el centro de un círculo de radio R por un arco de 100 pies o de 20 metros, según el sistema de medidas utilizado. Para nuestro país, que se rigen por el sistema métrico, se utiliza la siguiente expresión para el cálculo de D:

$$G_c = 1145.92 / R$$

(Ec. 2A.204 -08)

Utilizando los valores recomendados para el factor de fricción (f) y la tasa de super elevación o peralte, se ha preparado la Tabla 2A.204- 03 donde se presentan los radios mínimos y grados máximos de curvatura para diferentes velocidades de diseño, aplicando la fórmula para G_c

Tabla 2A.204- 03 Radios mínimos y grados máximos de Curvas Horizontales para distintas Velocidades de Diseño

Velocidad de Diseño (Km/h)	Factor de Fricción Máxima	Peralte máximo 4%			Peralte máximo 6%		
		Radio (m)		Grado de Curva	Radio (m)		Grado de Curva
		Calculado	Recomendado		Calculado	Recomendado	
30	0.17	33.7	35	32° 44'	30.8	30	38° 12'
40	0.17	60.0	60	19° 06'	54.8	55	20° 50'
50	0.16	98.4	100	11° 28'	89.5	90	12° 44'
60	0.15	149.2	150	7° 24'	135.0	135	8° 29'
70	0.14	214.3	215	5° 20'	192.9	195	5° 53''
80	0.14	280.0	280	4° 05'	252.0	250	4° 35'
90	0.13	375.2	375	3° 04'	335.7	335	3° 25'
100	0.12	492.1	490	2° 20'	437.4	435	2° 38'
110	0.11	635.2	635	1° 48'	560.4	560	2° 03'
120	0.09	872.2	870	1° 19'	755.9	775	1° 29'

Velocidad de Diseño (Km/h)	Factor de Fricción Máxima	Peralte máximo 8%			Peralte máximo 10%		
		Radio (m)		Grado de Curva	Radio (m)		Grado de Curva
		Calculado	Recomendado		Calculado	Recomendado	
30	0.17	28.3	30	38° 12'	26.2	25	45° 50'
40	0.17	50.4	50	22° 55'	46.7	45	25° 28'
50	0.16	82.0	80	14° 19'	75.7	75	15° 17'
60	0.15	123.2	120	9° 33'	113.4	115	9° 58'
70	0.14	175.4	175	6° 33'	160.8	160	7° 10'
80	0.14	229.1	230	4° 59'	210.0	210	5° 27'
90	0.13	303.7	305	3° 46'	277.3	275	4° 10'
100	0.12	393.7	395	2° 54'	357.9	360	3° 11'
110	0.11	501.5	500	2° 17'	453.7	455	2° 31'
120	0.09	667.0	665	1° 43'	596.8	595	1° 56'

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 156

Nota: Cifras redondeadas para radios y grados recomendados

2A.204.2.4 Curvas Horizontales de Transición

Para dar seguridad al recorrido de los vehículos desde una sección en recta ó tangente de una carretera a una determinada curva horizontal circular, los conductores desarrollan a su manera y en ocasiones invadiendo el carril vecino, una curva que podría denominarse de transición. En los nuevos diseños se ha vuelto práctica común intercalar una curva de transición, que facilite a los conductores el recorrido seguro y cómodo de la curva, manteniendo el vehículo inscrito dentro de su carril y sin experimentar la violencia de la fuerza centrífuga que es propia de la circulación por dicha curva. El requerimiento especial de una curva de transición consiste en que su radio de curvatura pueda decrecer gradualmente desde el infinito en la tangente que se conecta con la espiral (TE) -ver figura 2A.204- 03 - hasta el final de la espiral en su enlace con la curva circular (EC).

En la situación de salida de la curva circular hacia la espiral (CE), se produce el desarrollo inverso hasta el contacto de la espiral con la tangente (ET). Esta condición produce un incremento y decremento gradual de la aceleración radial, que es bastante deseable en diseño. No cabe lugar a dudas de que la utilización de curvas en espiral mejora la apariencia y la circulación en una carretera.

Se han utilizado la parábola cúbica, la lemniscata y la clotoide¹³ en el diseño de curvas de transición, siendo esta última, también conocida como espiral de Euler, la más aceptada en el diseño de carreteras. Por definición, el radio en cualquier punto de la espiral varía en relación inversa con la distancia medida a lo largo de la espiral. En la figura 2A.204- 03 se presentan las características geométricas de sus diferentes componentes.

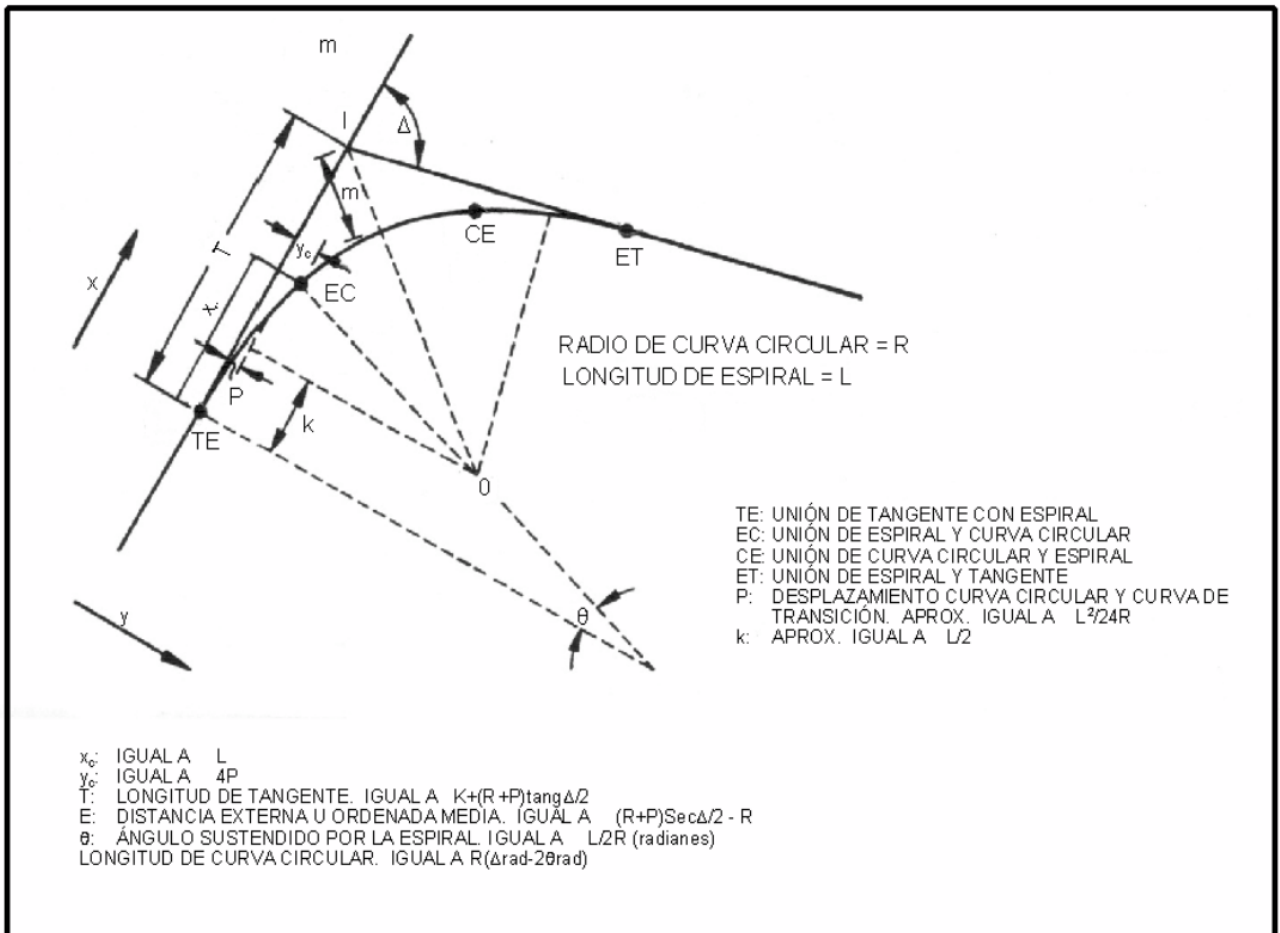


Figura 2A.204- 03 Componentes de la curva circular y espirales

La transición en espiral facilita el movimiento del timón, evitando cambios abruptos en la aceleración radial, que causa mucha incomodidad al conductor y los pasajeros, ya que la fuerza centrífuga se va incrementando hasta la curva circular y disminuye a la salida en sentido inverso, hasta alcanzar de nuevo la tangente.

Esta longitud de transición es la longitud de la carretera en la cual se cambia de la sección con pendientes transversales normales que corresponde a una sección en tangente, a una sección con pendiente sobre elevada en un solo sentido y su punto inferior hacia el interior de la curva. Igualmente, la curva de transición ofrece una distancia apropiada de transición para la construcción de los sobre anchos exigidos por la curva circular.

Existen varios métodos para calcular la longitud de la curva de transición en espiral. El primero fue desarrollado por Shortt en 1909, para aplicarse al diseño de curvas horizontales para

ferrocarriles, aplicándose después al diseño de curvas de carreteras. La longitud mínima de transición de la espiral (L_e), se expresa de la siguiente forma:

$$L_e = 0.0702 \left(\frac{V^3}{RC} \right) \text{ (Sistema Metrico)}$$

Dónde:

(Ec. 2A.204 -09)

V = Velocidad en kilómetros por hora

R = Radio central de la curva, en metros

C = Tasa de incremento de la aceleración centrípeta, en m/seg³

Este último parámetro es un valor empírico igual a la unidad en el diseño de ferrocarriles, pero cuyos valores varían entre 1 y 3 para aplicaciones en carreteras.

En vista que existen varios métodos de cálculo de longitudes de transición cuyos resultados son diferentes, se ha considerado conveniente adoptar las recomendaciones de la AASHTO, para valores de este elemento de diseño en las carreteras regionales, dejando siempre a juicio del diseñador su propia elección de acuerdo a situaciones particulares. Una observación muy valioso y de índole práctica, es que el control para el cálculo de la transición no depende de la exactitud de la aplicación de la fórmula, sino de la longitud requerida para el desarrollo de la sobreelevación máxima entre la tangente y la curva circular.

Las longitudes de espirales en intersecciones se calculan de la misma manera que en carretera abierta, excepto que las espirales pueden tener longitudes menores ya que en las carreteras se aplican valores de C comprendidos entre 0.3 y 1.0, en tanto que en las intersecciones dicho valor puede estar entre 0.75 para velocidades de 80 kilómetros por hora y 1.2 para velocidades de 30 kilómetros por hora. Las longitudes mínimas de espirales, para los radios mínimos que gobiernan la velocidad de diseño, van desde 20 metros para velocidades de 30 kilómetros por hora y radios mínimos de 25 metros, hasta 60 metros para velocidades de 70 kilómetros por hora y radios mínimos de 160 metros.

Cuando se utiliza una espiral, se acostumbra que la transición de la sobreelevación se realice en la longitud de dicha espiral. Dependiendo de los factores y la fórmula utilizados, la longitud de una espiral puede ser mayor o menor que la longitud de transición dada en Tabla 2A.204- 04, aunque las diferencias no son tan sustanciales, razón por la cual se recomienda por consideraciones prácticas utilizar una solo cifra, como la mostrada en el mencionado cuadro, para el mejor control del diseño.

Estas cifras corresponden a carreteras de dos carriles. Cuando se trate de tres y cuatro carriles sin mediana, hay que multiplicar respectivamente las cifras por 1.2 y 1.5; si la carretera es de 6 carriles sin mediana, hay que duplicar los valores del cuadro anterior.

Tabla 2A.204- 04 Longitudes de Desarrollo de la Sobreelevación en Carreteras de dos Carriles, en metros

Peralte	Longitud de Transición y Velocidades de Diseño Km/h							
	40	50	60	70	80	90	100	110
Carriles de 3,65 Metros								
0,02	25	30	35	40	50	55	60	65
0,04	25	30	35	40	50	55	60	65
0,06	35	35	40	40	5	55	60	65
0,08	45	45	50	55	60	60	65	70
0,10	55	55	60	65	75	75	80	85
0,12	65	65	75	80	90	90	95	105

Se han preparado las Tablas 2A.204 del 05 al 07, conteniendo para carreteras tipo AV1-C1-C2-C3 de dos y cuatro carriles, las longitudes mínimas de transición en función del radio de curva, la sobreelevación con valores máximos de 6, 8, 10 y 12 por ciento, y la velocidad de diseño.

Tabla 2A.204- 05 Elementos de Diseño para Curvas Horizontales y Velocidades de Diseño, e máx. 6%

R (m)	Vd=30km/h			Vd=40km/h			Vd=50km/h			Vd=60km/h			Vd=70km/h			Vd=80km/h			Vd=90km/h			Vd=100km/h			Vd=110km/h		
	L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)		
	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs
7000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0
5000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0
3000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	56	84	SI	61	92
2500	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	50	75	SI	56	84	2.3	61	92
2000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	44	66	2.1	50	75	2.5	56	84	2.8	61	92
1500	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	39	59	2.2	44	66	2.7	50	75	3.1	56	84	3.6	61	92
1400	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	39	59	2.4	44	66	2.8	50	75	3.3	56	84	3.8	61	92
1300	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	33	50	2.1	39	59	2.5	44	66	3.0	50	75	3.5	56	84	4.0	61	92
1200	SN	0	0	SN	0	0	SI	33	50	2.2	39	59	2.7	44	66	3.2	50	75	3.7	56	84	4.2	61	92			
1000	SN	0	0	SN	0	0	SI	28	42	2.1	33	50	2.6	39	59	3.1	44	66	3.6	50	75	4.2	56	84	4.8	61	92
900	SN	0	0	SN	0	0	SI	28	42	2.3	33	50	2.8	39	59	3.4	44	66	3.9	50	75	4.5	56	84	5.1	61	92
800	SN	0	0	SN	0	0	SI	28	42	2.5	33	50	3.1	39	59	3.6	44	66	4.2	50	75	4.9	56	84	5.4	61	92
700	SN	0	0	SI	22	33	2.1	28	42	2.8	33	50	3.4	39	59	4.0	44	66	4.6	50	75	5.2	56	84	5.7	61	92
600	SN	0	0	SI	22	33	2.4	28	42	3.1	33	50	3.8	39	59	4.3	44	66	5.0	50	75	5.6	56	84	6.0	61	92
500	SN	0	0	2.1	22	33	2.8	28	42	3.5	33	50	4.2	39	59	4.8	44	66	5.4	50	75	5.9	56	84	Rmin = 560		
400	SI	17	26	2.5	22	33	3.3	28	42	4.0	33	50	4.7	39	59	5.3	44	66	5.9	50	75	Rmin = 435					
300	SI	17	26	3.1	22	33	3.9	28	42	4.6	33	50	5.4	39	59	5.9	44	66	Rmin = 335								
250	2.3	17	26	3.5	22	33	4.2	28	42	5.0	33	50	5.7	39	59	6.0	44	66	Rmin = 250								
200	2.8	17	26	3.9	22	33	4.7	28	42	5.5	33	50	6.0	39	59	Rmin = 195											
175	3.0	17	26	4.1	22	33	5.0	28	42	5.8	35	52	Rmin = 195														
150	3.3	17	26	4.4	23	34	5.3	29	43	5.9	35	53															
140	3.5	17	26	4.5	23	35	5.4	29	44	6.0	36	54															
130	3.6	17	26	4.6	24	36	5.6	30	45	Rmin = 135																	
120	3.8	18	27	4.8	25	37	5.7	31	46																		
110	3.9	19	28	5.0	26	39	5.8	31	47																		
100	4.1	20	29	5.2	27	40	5.9	32	48																		
90	4.2	20	30	5.4	28	42	6.0	32	49																		
80	4.5	22	32	5.6	29	43	Rmin = 90																				
70	4.7	23	34	5.8	30	45																					
60	5.0	24	36	6.0	31	46																					
50	5.4	26	39	Rmin = 55																							
40	5.8	28	42																								
30	6.0	29	43																								
	Rmin = 30																										

$e_{max} = 6.0\%$
R = Radio de curva
V = Velocidad de diseño
e = Tasa de sobreelevación
L = Longitud mínima de transición
SN = Sección Norma
SI = Sección Invertida, peralte similar a la pendiente normal
Crs = Carriles
CIFRAS REDONDEADAS

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 168

Tabla 2A.204- 06 Elementos de Diseño para Curvas Horizontales y Velocidades de diseño, e max. 8%

R (m)	V _d =30km/h			V _d =40km/h			V _d =50km/h			V _d =60km/h			V _d =70km/h			V _d =80km/h			V _d =90km/h			V _d =100km/h			V _d =110km/h					
	L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)					
	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs			
7000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0			
5000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0			
3000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	56	84	2.1	61	92			
2500	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	50	75	2.1	56	84			
2000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	44	66	2.2	50	75	2.6	56	84	3.0	61	92			
1500	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	39	59	2.4	44	66	2.8	50	75	3.4	56	84	3.9	61	92			
1400	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	33	50	2.1	39	59	2.5	44	66	3.0	50	75	3.6	56	84	4.1	61	92			
1300	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	33	50	2.2	39	59	2.7	44	66	3.2	50	75	3.8	56	84	4.4	61	92			
1200	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	33	50	2.4	39	59	2.9	44	66	3.4	50	75	4.1	56	84	4.7	61	92			
1000	SN	0	0	SN	0	0	SI	28	42	2.2	33	50	2.8	39	59	3.4	44	66	4.0	50	75	4.8	56	84	5.5	61	92			
900	SN	0	0	SN	0	0	SI	28	42	2.4	33	50	3.1	39	59	3.7	44	66	4.4	50	75	5.2	56	84	6.0	61	92			
800	SN	0	0	SN	0	0	SI	28	42	2.7	33	50	3.4	39	59	4.1	44	66	4.8	50	75	5.7	56	84	6.5	61	92			
700	SN	0	0	SI	22	33	2.2	28	42	3.0	33	50	3.8	39	59	4.5	44	66	5.3	50	75	6.3	56	84	7.2	62	93			
600	SN	0	0	SI	22	33	2.6	28	42	3.4	33	50	4.3	39	59	5.1	44	66	6.0	50	75	6.9	56	84	7.7	66	99			
500	SN	0	0	2.2	22	33	3.0	28	42	3.9	33	50	4.9	39	59	5.8	44	66	6.7	51	76	7.6	61	91	8.0	69	103			
400	SI	17	26	2.7	22	33	3.6	28	42	4.7	33	50	5.7	39	59	6.6	48	71	7.5	57	85	8.0	64	96	R _{min} = 500					
300	2.1	17	26	3.4	22	33	4.5	28	42	5.6	34	51	6.7	44	66	7.6	55	R _{min} = 305			R _{min} = 395									
250	2.5	17	26	4.0	22	33	5.1	28	42	6.2	37	56	7.3	48	72	7.9	57	85												
200	3.0	17	26	4.6	24	36	5.8	31	47	7.0	42	63	7.9	52	78	R _{min} = 230														
175	3.4	17	26	5.0	26	39	6.2	33	50	7.4	44	67	8.0	52	79.0															
150	3.8	18	27	5.4	28	42	6.7	36	54	7.8	47	70	R _{min} = 175																	
140	4.0	19	29	5.6	29	43	6.9	37	56	7.9	47	71																		
130	4.2	20	30	5.8	30	45	7.1	38	58	8.0	48	72																		
120	4.4	21	32	6.0	31	46	7.3	39	59	R _{min} = 125																				
110	4.7	23	34	6.3	32	49	7.6	41	62																					
100	4.9	23	35	6.5	33	50	7.8	42	63																					
90	5.2	25	37	6.9	36	53	7.9	43	64																					
80	5.5	26	40	7.2	37	56	8.0	43	65																					
70	5.9	28	42	7.5	39	58	R _{min} = 80																							
60	6.4	31	46	7.8	40	60																								
50	6.9	33	50	8.0	41	62																								
40	7.5	36	54	R _{min} = 50																										
30	8.0	38	57																											
	R _{min} = 30																													

$\epsilon_{max} = 8.0\%$
R = Radio de curva
V = Velocidad de diseño
e = Tasa de superelevación
L = Longitud mínima de transición
SN = Sección Normal
SI = Sección Invertida, peralte similar a la pendiente normal
Crs = Carriles
CIFRAS REDONDEADAS

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 169.

Tabla 2A.204- 07 Elementos de Diseño para Curvas Horizontales y Velocidades de Diseño, e max. 10%

R (m)	V _d =30km/h			V _d =40km/h			V _d =50km/h			V _d =60km/h			V _d =70km/h			V _d =80km/h			V _d =90km/h			V _d =100km/h			V _d =110km/h		
	L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)		
	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs	e (%)	2 Crs	4 Crs
7000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0
5000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0
3000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	56	84	2.1	61	92
2500	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	50	75	2.2	56	84	2.5	61	92
2000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	44	66	2.2	50	75	2.7	56	84	3.1	61	92
1500	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	39	59	2.4	44	66	2.9	50	75	3.5	56	84	4.1	61	92
1400	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	33	50	2.1	39	59	2.6	44	66	3.1	50	75	3.8	56	84	4.3	61	92
1300	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	33	50	2.3	39	59	2.8	44	66	3.3	50	75	4.0	56	84	4.6	61	92
1200	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	33	50	2.4	39	59	3.0	44	66	3.6	50	75	4.3	56	84	5.0	61	92
1000	SN	0	0	SN	0	0	SI	28	42	2.2	33	50	2.9	39	59	3.5	44	66	4.2	50	75	5.1	56	84	5.9	61	92
900	SN	0	0	SN	0	0	SI	28	42	2.5	33	50	3.2	39	59	3.9	44	66	4.6	50	75	5.6	56	84	6.4	61	92
800	SN	0	0	SN	0	0	SI	28	42	2.7	33	50	3.5	39	59	4.3	44	66	5.1	50	75	6.2	56	84	7.1	61	92
700	SN	0	0	SI	22	33	2.3	28	42	3.1	33	50	4.0	39	59	4.8	44	66	5.8	50	75	6.9	56	84	8.0	69	103
600	SN	0	0	SI	22	33	2.7	28	42	3.6	33	50	4.5	39	59	5.5	44	66	6.5	50	75	7.8	62	94	9.0	77	116
500	SN	0	0	2.3	22	33	3.1	28	42	4.2	33	50	5.3	39	59	6.4	46	69	7.6	57	86	8.9	71	107	9.9	85	127
400	SI	17	26	2.8	22	33	3.8	28	42	5.0	33	50	6.3	41	62	7.5	54	81	8.8	67	100	9.8	78	117	R _{min} = 455		
300	2.2	17	26	3.6	22	33	4.8	28	42	6.3	38	57	7.8	51	77	9.0	65	97	9.9	75	112	R _{min} = 360					
250	2.6	17	26	4.2	22	33	5.6	30	45	7.1	43	64	8.7	57	86	9.7	70	105	R _{min} = 275								
200	3.1	17	26	5.0	26	39	6.6	36	53	8.2	49	74	9.6	63	94	R _{min} = 210											
175	3.5	17	26	5.6	29	43	7.1	38	58	8.8	53	79	9.9	65	97.0	R _{min} = 160											
150	4.0	19	29	6.2	32	48	7.8	42	63	9.4	57	85	R _{min} = 160														
140	4.3	21	31	6.4	33	49	8.1	44	66	9.6	58	87	R _{min} = 160														
130	4.5	22	32	6.7	34	52	8.5	46	69	9.8	59	88	R _{min} = 160														
120	4.8	23	34	7.0	36	54	8.8	48	71	10.0	60	90	R _{min} = 115														
110	5.1	24	37	7.4	38	57	9.1	49	74	R _{min} = 115																	
100	5.5	26	40	7.7	40	59	9.5	51	77	R _{min} = 115																	
90	5.9	28	42	8.2	42	63	9.8	53	79	R _{min} = 75																	
80	6.4	31	46	8.6	44	66	10.0	54	81	R _{min} = 75																	
70	6.9	33	50	9.1	47	70	R _{min} = 75																				
60	7.5	36	54	9.6	49	74	R _{min} = 75																				
50	8.2	39	59	10.0	51	77	R _{min} = 45																				
40	9.1	44	65	R _{min} = 45																							
30	9.9	47	71	R _{min} = 25																							

$e_{max} = 10.0\%$
R = Radio de curva
V = Velocidad de diseño
e = Tasa de superelevación
L = Longitud mínima de transición
SN = Sección Normal
SI = Sección Invertida, peralte similar a la pendiente normal
C = Carriles
CIFRAS REDONDEADAS

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p.170

Tabla 2A.204- 08 Elementos de Diseño para Curvas Horizontales y Velocidades de Diseño, e max. 12%

R (m)	V _D =30KM/H			V _D =40KM/H			V _D =50KM/H			V _D =60KM/H			V _D =70KM/H			V _D =80KM/H			V _D =90KM/H			V _D =100KM/H			V _D =110KM/H									
	L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)			L (m)									
	e	2	4	e	2	4	e	2	4	e	2	4	e	2	4	e	2	4	e	2	4	e	2	4	e	2	4	e	2	4				
(%)	C	RS	C	RS	C	RS	(%)	C	RS	C	RS	C	RS	(%)	C	RS	C	RS	C	RS	(%)	C	RS	C	RS	C	RS	(%)	C	RS	C	RS	C	RS
7000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0				
5000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0				
3000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	56	84	2.1	61	92	2.1	61	92				
2500	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	50	75	2.2	56	84	2.5	61	92				
2000	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	44	66	2.3	50	75	2.7	56	84	3.2	61	92				
1500	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	39	59	2.5	44	66	3.0	50	75	3.6	56	84	4.2	61	92	4.2	61	92				
1400	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	33	50	2.1	39	59	2.6	44	66	3.2	50	75	3.8	56	84	4.4	61	92	4.4	61	92				
1300	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	33	50	2.3	39	59	2.8	44	66	3.4	50	75	4.1	56	84	4.8	61	92	4.8	61	92				
1200	SN	0	0	SN	0	0	SN	0	0	SI	33	50	2.5	39	59	3.0	44	66	3.7	50	75	4.4	56	84	5.1	61	92	5.1	61	92				
1000	SN	0	0	SN	0	0	SI	28	42	2.3	33	50	2.9	39	59	3.6	44	66	4.4	50	75	5.3	56	84	6.1	61	92	6.1	61	92				
900	SN	0	0	SN	0	0	SI	28	42	2.5	33	50	3.3	39	59	4.0	44	66	4.8	50	75	5.8	56	84	6.7	61	92	6.7	61	92				
800	SN	0	0	SN	0	0	2.1	28	42	2.8	33	50	3.6	39	59	4.4	44	66	5.3	50	75	6.5	56	84	7.5	64	96	7.5	64	96				
700	SN	0	0	SI	22	33	2.4	28	42	3.2	33	50	4.1	39	59	5.0	44	66	6.0	50	75	7.3	58	88	8.5	73	109	8.5	73	109				
600	SN	0	0	SI	22	33	2.7	28	42	3.7	33	50	4.7	39	59	5.7	44	66	6.9	52	78	8.3	66	100	9.7	83	125	9.7	83	125				
500	SN	0	0	2.4	22	33	3.2	28	42	4.3	33	50	5.5	39	59	6.7	48	72	8.1	61	92	9.7	78	116	11.3	97	145	11.3	97	145				
400	SI	17	26	2.9	22	33	3.9	28	42	5.3	33	50	6.7	44	66	8.1	58	87	9.7	73	110	11.4	91	137	Rm m = 415			Rm m = 415						
300	2.2	17	26	3.8	22	33	5.1	28	42	6.7	40	60	8.5	56	84	10.1	73	109	11.6	88	132	Rm m = 330			Rm m = 330									
250	2.6	17	26	4.4	23	34	5.9	32	48	7.7	46	69	9.7	64	95	11.2	81	121	Rm m = 255			Rm m = 255												
200	3.2	17	26	5.3	27	41	7.1	38	58	9.1	55	82	11.1	73	109	12	86	130	Rm m = 195			Rm m = 195												
175	3.6	17	26	5.9	30	46	7.8	42	63	10.0	60	90	11.7	77	115	Rm m = 195			Rm m = 195															
150	4.2	20	30	6.7	34	52	8.7	47	70	10.8	65	97	12.0	79	118	Rm m = 150			Rm m = 150															
140	4.4	21	32	7	36	54	9.1	49	74	11.2	67	101	Rm m = 150			Rm m = 150																		
130	4.7	23	34	7.4	38	57	9.5	51	77	11.5	69	104	Rm m = 150			Rm m = 150																		
120	5.1	24	37	7.8	40	60	10.0	54	81	11.8	71	106	Rm m = 150			Rm m = 150																		
110	5.4	26	39	8.2	42	63	10.5	57	85	12.0	72	108	Rm m = 105			Rm m = 105																		
100	5.9	28	42	8.7	45	67	11.0	59	89	Rm m = 105			Rm m = 105																					
90	6.4	31	46	9.3	48	72	11.4	62	92	Rm m = 105			Rm m = 105																					
80	6.9	33	50	9.9	51	76	11.8	64	96	Rm m = 70			Rm m = 70																					
70	7.6	36	55	10.5	54	81	12.0	65	97	Rm m = 70			Rm m = 70																					
60	8.4	40	60	11.2	58	86	Rm m = 70			Rm m = 70																								
50	9.3	45	67	11.8	61	91	Rm m = 45			Rm m = 45																								
40	10.4	50	75	Rm m = 45			Rm m = 45																											
30	11.6	56	83	Rm m = 25			Rm m = 25																											

E_{max} = 12.0%
R = RADIO DE CURVA
V = VELOCIDAD DE DISEÑO
E = TASA DE SUPERELEVACIÓN
L = LONGITUD MÍNIMA DE TRANSICIÓN
SN = SECCIÓN NORMAL
SI = SECCIÓN INVERTIDA, PERALTE SIMILAR
 A LA PENDIENTE NORMAL
CRS = CARRILES
CIFRAS REDONDEADAS

2A.204.2.5 Sobre anchos en Curvas

Los sobre anchos se diseñan siempre en las curvas horizontales de radios pequeños, combinados con carriles angostos, para facilitar las maniobras de los vehículos en forma eficiente, segura, cómoda y económica. Los sobre anchos son necesarios para acomodar la mayor curva que describe el eje trasero de un vehículo pesado y para compensar la dificultad que enfrenta el conductor al tratar de ubicarse en el centro de su carril de circulación. En las carreteras modernas con carriles de 3.65 metros y buen alineamiento, la necesidad de sobre anchos en curvas se ha disminuido a pesar de las velocidades, aunque tal necesidad se mantiene para otras condiciones de la vía.

Para establecer el sobre ancho en curvas deben tomarse en cuenta las siguientes consideraciones:

- a) En curvas circulares sin transición, el sobre ancho total debe aplicarse en la parte interior de la calzada. El borde externo y la línea central deben mantenerse como arcos concéntricos.

b) Cuando existen curvas de transición, el sobre ancho se divide igualmente entre el borde interno y externo de la curva, aunque también se puede aplicar totalmente en la parte interna de la calzada. En ambos casos, la marca de la línea central debe colocarse entre los bordes de la sección de la carretera ensanchada.

c) El ancho extra debe efectuarse sobre la longitud total de transición y siempre debe desarrollarse en proporción uniforme, nunca abruptamente, para asegurarse que todo el ancho de los carriles modificados sean efectivamente utilizados. Los cambios en el ancho normalmente pueden efectuarse en longitudes comprendidas entre 30 y 60 m.

d) Los bordes del pavimento siempre deben tener un desarrollo suave y curvado atractivamente, para inducir su uso por el conductor.

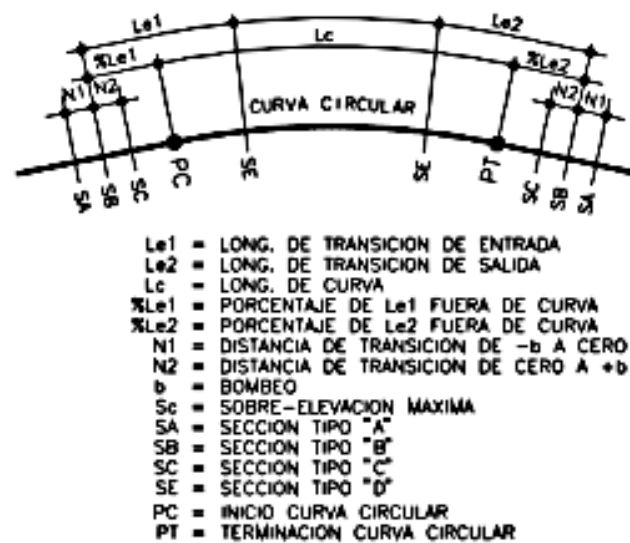
**Tabla 2A.204- 09 sobre ancho de la calzada en curvas circulares (m)
(Carreteras tipo C1-C2-C3)**

TIPO	C1							C2							C3						
	Velocidad de diseño (Km/h)							Velocidad de diseño (Km/h)							Velocidad de diseño (Km/h)						
Radio de Curva (m)	50	60	70	80	90	100	110	50	60	70	80	90	100	110	50	60	70	80	90	100	110
1500	0	0	0	0	0	0	0	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.4	0.4	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0.6
1000	0	0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.3	0.3	0.3	0.4	0.4	0.4	0.5	0.4	0.4	0.4	0.5	0.5	0.5	0.6
750	0	0	0.1	0.1	0.1	0.2	0.3	0.3	0.3	0.3	0.4	0.5	0.5	0.6	0.6	0.6	0.7	0.7	0.7	0.8	0.8
500	0.2	0.3	0.3	0.4	0.4	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6	0.7	0.7	0.8	0.8	0.8	0.9	0.9	1.0	1.0	1.1	1.1
400	0.3	0.3	0.4	0.4	0.5	0.5		0.6	0.6	0.7	0.7	0.8	0.8	0.9	0.9	1.0	1.0	1.1	1.1		
300	0.3	0.4	0.4	0.5	0.5			0.6	0.7	0.7	0.8	0.8	0.9	1.0	1.0	1.1					
250	0.4	0.5	0.5	0.6				0.7	0.8	0.8	0.9			1.0	1.1	1.1	1.2				
200	0.6	0.7	0.8					0.9	1.0	1.1				1.2	1.3	1.3	1.4				
150	0.7	0.8						1.0	1.1					1.3	1.4						
140	0.7	0.8						1.0	1.1					1.3	1.4						
130	0.7	0.8						1.0	1.1					1.3	1.4						
120	0.7	0.8						1.0	1.1					1.3	1.4						
110	0.7							1.0						1.3							
100	0.8							1.1						1.4							
90	0.8							1.1						1.4							
80	1							1.3						1.6							
70	1.1							1.4						1.7							

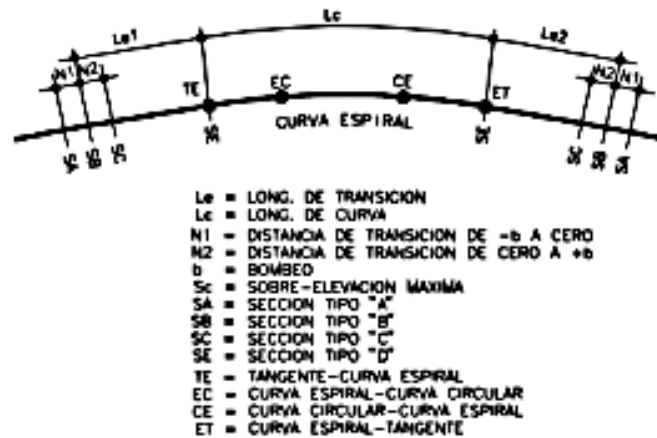
2A.204.2.6 Distancia de Visibilidad en Curvas Horizontales

Obstrucciones a la visibilidad, localizadas en el interior de las curvas horizontales, tales como edificaciones, muros, árboles o bosques, barreras longitudinales, taludes en cortes y otros similares, deben ser tomados en cuenta para aplicarles el tratamiento de despeje que acompaña a un buen diseño. Los controles que se utilizan para un diseño apropiado son la distancia de visibilidad y la velocidad de diseño, elementos que deben ser bien estudiados y revisados para conciliarlos con las condiciones del sitio, ya sea para recomendar cambios de alineamientos ó remoción de obstrucciones, según la solución que califique de ser más factible.

La línea de vista es la cuerda de la curva y la distancia de visibilidad de parada se mide a lo largo de la línea central del carril interior de la referida curva. Se requiere que la ordenada media desde el centro de la curva hasta la obstrucción, no obstaculice la visibilidad de parada requerida en sus valores alto y bajo, para satisfacer las necesidades del conductor.



Posición de secciones tipo en curva circular



Posición de secciones tipo en curva espiral

Figura 2A.204- 04 Componentes de la curva circular y espirales

2A.204.3 EL ALINEAMIENTO VERTICAL

2A.204.3.1 Consideraciones para el alineamiento vertical

En el diseño vertical, el perfil longitudinal conforma la rasante que está constituida por una serie de rectas enlazadas por arcos verticales parabólicos a los cuales dichas rectas son tangentes.

Para fines de proyecto, el sentido de las pendientes se define según el avance del kilometraje, siendo positivas aquellas que implican un aumento de cota y negativas las que producen una pérdida de cota.

Las curvas verticales entre dos pendientes sucesivas permiten conformar una transición entre pendientes de distinta magnitud, eliminando el quiebre brusco de la rasante. El diseño de estas curvas asegurará distancias de visibilidad adecuadas.

El sistema de cotas del proyecto se referirá en lo posible al nivel medio del mar, para lo cual se enlazarán los puntos de referencia del estudio con los B.M. de nivelación del Instituto Geográfico Militar (IGM).

A efectos de definir el perfil longitudinal, se considerarán como muy importantes las características funcionales de seguridad y comodidad que se deriven de la visibilidad disponible, de la deseable ausencia de pérdidas de trazado y de una transición gradual continuada entre tramos con pendientes diferentes.

Para la definición del perfil longitudinal se adoptarán, salvo casos suficientemente justificados, los siguientes criterios:

- El eje que define el perfil, coincidirá con el eje central de la calzada. Para el caso de Autopistas o Autovías en que se necesite carriles de servicio, y en los cuales dichos carriles se encuentren en una cota diferente al de los carriles principales se deberá contar con perfiles independientes
- Salvo casos especiales en terreno llano, la rasante estará por encima del terreno a fin de favorecer el drenaje.
- En terrenos montañosos y en terreno escarpados, también se acomodará la rasante al relieve del terreno, evitando los tramos en contra pendiente, cuando debe vencerse un desnivel considerable, ya que ello conduciría a un alargamiento innecesario del recorrido de la carretera
- Es deseable lograr una rasante compuesta por pendientes moderadas que presente variaciones graduales entre los alineamientos, de modo compatible con la categoría de la carretera y la topografía del terreno.
- Los valores especificados para pendiente máxima y longitud crítica, podrán emplearse en el trazado cuando resulte indispensable. El modo y oportunidad de la aplicación de las pendientes determinarán la calidad y apariencia de la carretera.
- Rasantes de lomo quebrado (dos curvas verticales de mismo sentido, unidas por una alineación corta), deberán ser evitadas siempre que sea posible. En casos de curvas convexas, se generan largos sectores con visibilidad restringida y cuando son cóncavas, la visibilidad del conjunto resulta antiestética y se generan confusiones en la apreciación de las distancias y curvaturas.

2A.204.3.2 Curvas verticales

Los tramos consecutivos de rasante serán enlazados con curvas verticales parabólicas cuando la diferencia algebraica de sus pendientes sea mayor a 1% para carreteras pavimentadas. Las curvas verticales serán proyectadas de modo que permitan, cuando menos, la visibilidad en una

distancia igual a la de visibilidad mínima de parada, y cuando sea razonable una visibilidad mayor a la distancia de visibilidad de paso.

Para la determinación de la longitud de las curvas verticales se seleccionará el Índice de Curvatura K. La longitud de la curva vertical será igual al Índice K multiplicado por el valor absoluto de la diferencia algebraica de las pendientes (A).

$$L = KA$$

(Ec. 2A.204 -09)

Los valores de los índices K se muestran en la Tablas 2A.204.10, para curvas convexas y en la Tablas 2A.204.11 para curvas cóncavas.

Tabla 2A.204- 10 Índice K para el cálculo de la longitud de curva vertical convexa

Velocidad (Km/h)	Longitud Controlada por Visibilidad de Frenado		Longitud Controlada por Visibilidad de Adelantamiento	
	Distancia de visibilidad de frenado (m)	Indice de Curvatura K	Distancia de visibilidad de adelantamiento (m)	Indice de Curvatura K
20	20	0,6	-	-
30	35	1,9	200	46
40	50	3,8	270	84
50	65	6,4	345	138
60	85	11	410	195
70	105	17	485	272
80	130	26	540	338
90	160	39	615	438

El índice de curvatura es la Longitud (L) de la curva de las pendientes (A) $K = L/A$ por el porcentaje de la diferencia algebraica

Tabla 2A.204- 11 Índice para el cálculo de la longitud de curva vertical cóncava

Velocidad (Km/h)	Distancia de visibilidad de frenado (m)	Indice de Curvatura K
20	20	3
30	35	6
40	50	9
50	65	13
60	85	18
70	105	23
80	130	30
90	160	38

El índice de curvatura es la longitud (L) de la curva de las pendientes (A) $K = L/A$ por el porcentaje de la diferencia algebraica.

2A.204.3.3 Pendientes

En los tramos en corte se evitará preferiblemente el empleo de pendientes menores a 0.5%. Podrá hacerse uso de rasantes horizontales en los casos en que las cunetas adyacentes puedan ser dotadas de la pendiente necesaria para garantizar el drenaje y la calzada cuente con un bombeo igual o superior a 2%.

En general, se considera deseable no sobrepasar los límites máximos de pendiente que están indicados en la Tablas 2A.204.12

Tabla 2A.204- 12 Pendientes Máximas

Orografía	Terreno Plano	Terreno Ondulado	Terreno Montañoso	Terreno Escarpado
Velocidad (Km/h)				
20	8	9	10	12
30	8	9	10	12
40	8	9	10	10
50	8	8	8	8
60	8	8	8	8
70	7	7	7	7
80	7	7	7	7
90	6	6	6	6
100	6	5	5	5
110	5	5	5	5

En el caso de ascenso continuo y cuando la pendiente sea mayor del 5%, se proyectará, más o menos cada tres kilómetros, un tramo de descanso de una longitud no menor de 500 m con pendiente no mayor de 2%. Se determinará la frecuencia y la ubicación de estos tramos de descanso de manera que se consigan las mayores ventajas y los menores incrementos del costo de construcción.

En general, cuando en la construcción de carreteras se emplee pendientes mayores a 10%, se recomienda que el tramo con esta pendiente no exceda 180 m. Distancias mayores requieren un análisis en conformidad con el tipo de tráfico que circulará por la vía

Es deseable que la máxima pendiente promedio en tramos de longitud mayor a 2000 m no supere el 6%. Las pendientes máximas que se indican la Tabla 2A.204.12 son aplicables.

En curvas con radios menores a 50 m de longitud debe evitarse pendientes en exceso a 8%, debido a que la pendiente en el lado interior de la curva se incrementa muy significativamente.

2A.204.3.4 Coordinación entre el diseño horizontal y del diseño vertical

El diseño de los alineamientos horizontal y vertical no debe realizarse independientemente. Para obtener seguridad, velocidad uniforme, apariencia agradable y eficiente servicio al tráfico, es necesario coordinar estos alineamientos.

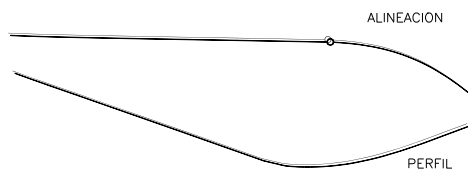
La superposición (coincidencia de ubicación) de la curvatura vertical y horizontal generalmente da como resultado una carretera más segura y agradable. Cambios sucesivos en el perfil longitudinal no combinados con la curvatura horizontal pueden conllevar una serie de depresiones no visibles al conductor del vehículo.

No es conveniente comenzar o terminar una curva horizontal cerca de la cresta de una curva vertical. Esta condición puede resultar insegura, especialmente en la noche, si el conductor no reconoce el inicio o final de la curva horizontal. Se mejora la seguridad si la curva horizontal guía a la curva vertical. La curva horizontal debe ser más larga que la curva vertical en ambas direcciones

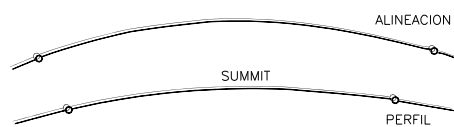
Para efectos del drenaje, deben diseñarse las curvas horizontal y vertical de modo que éstas no se ubiquen cercanas a la inclinación transversal nula en la transición del peralte. El diseño horizontal y vertical de una carretera deberá estar coordinado de forma que el usuario pueda circular por ella de manera cómoda y segura. Concretamente, se evitará que circulando a la velocidad de diseño, se produzcan pérdidas visuales de trazado, definida ésta como el efecto que sucede cuando el conductor puede ver, en un determinado instante, dos tramos de carretera, pero no puede ver otro situado entre los dos anteriores.

Para conseguir una adecuada coordinación de los diseños, se tendrán en cuenta las siguientes condiciones:

- Los puntos de tangencia de toda curva vertical, en coincidencia con una curva circular, estarán situados dentro de la zona de curvas de transición (clotoide) en planta y lo más alejados del punto de radio infinito o punto de tangencia de la curva de transición con el tramo en recta.
- En tramos donde sea previsible la aparición de hielo, la línea de máxima pendiente (longitudinal, transversal o la de la plataforma) será igual o menor que el diez por ciento (10%).



A. APARIENCIA DE ANGULO RECTO
NOTA: ESTA COMBINACION PRESENTA UNA POBRE APARIENCIA
LA CURVA HORIZONTAL PARECE UN ANGULO RECTO



B. CURVAS COINCIDENTES EN DIMENSIONES VERTICAL Y HORIZONTAL
NOTA: CUANDO LAS DIMENSIONES VERTICAL Y HORIZONTAL COINCIDEN
RESULTA UNA MUY SATISFACTORIA APARIENCIA

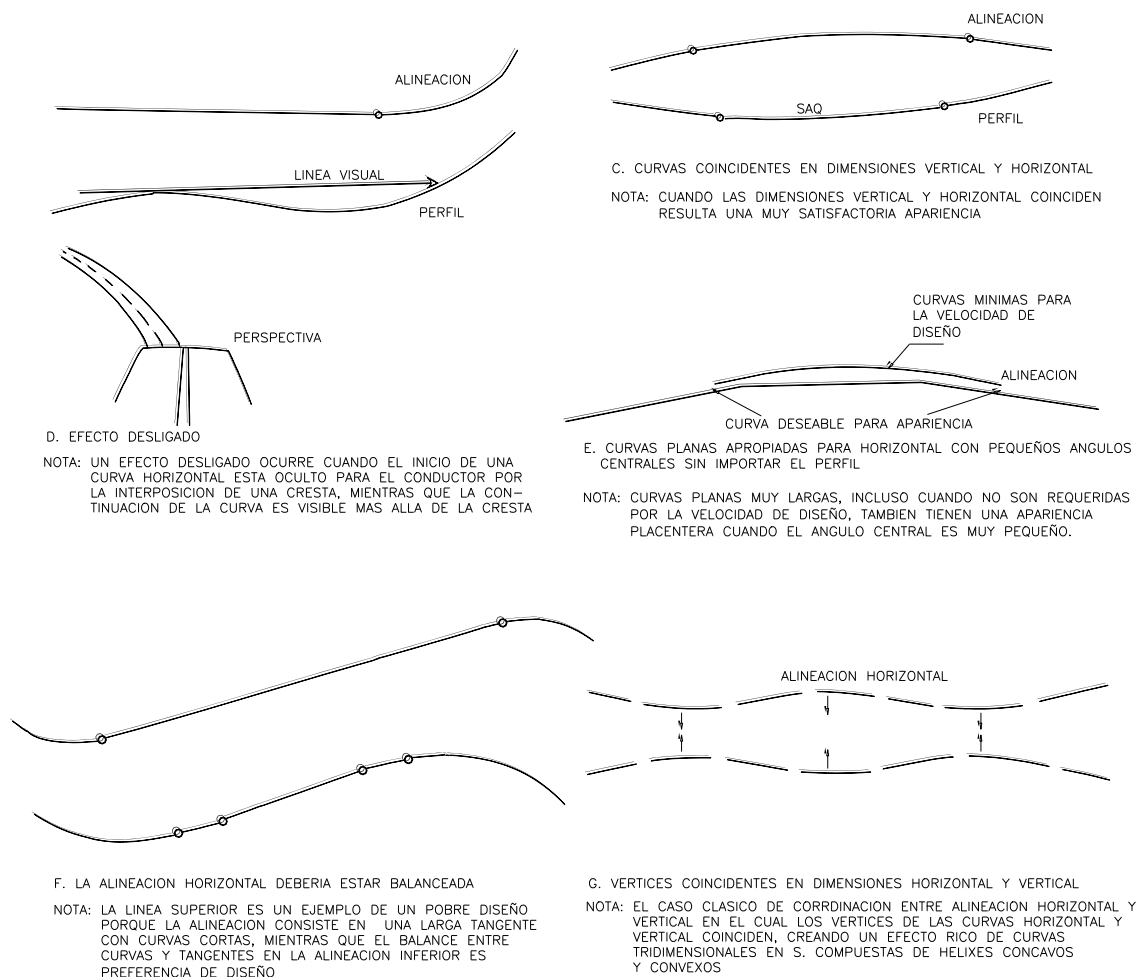


Figura 2A.204- 05 Ejemplos de coordinación entre alineamiento y pendiente (AASHTO)

2A.204.3.5 Propaganda a lo largo de las carreteras.

Como norma general, bajo ninguna circunstancia debe permitirse que dentro del derecho de vía de una carretera, sean colocados anuncios publicitarios de carácter comercial o de otra índole, que no corresponda a la información que debe llegar, en forma clara y expedita, al conductor en la forma de señales verticales, marcas en el pavimento y dispositivos aprobados para el control del tránsito. Las leyes de tránsito y de derecho de vía deben dejar expresamente asentada esta prohibición.

Inevitable es que fuera de los linderos del derecho de vía se contamine la visión del paisaje circundante, con bosques de anuncios comerciales de todo tipo, entre los cuales no es posible distinguir aquellos que llenan una función informativa positiva para los usuarios, como la localización de hoteles y centros de servicio, de aquellos otros que promueven con gran despliegue el consumo de bebidas, cigarrillos, marcas determinadas de alimentos y productos varios.

2A.204.4 SECCIÓN TRANSVERSAL

2A.204.4.1 Generalidades

La sección transversal, que comprende los carriles de circulación cuyo número será determinado por el procedimiento establecido por el H.C.M, sobreechamientos, espaldones y demás dispositivos de seguridad, se dispondrá según lo establecido en la normativa vigente determinada en la Clasificación Funcional de las vías. En los tramos en recta, la sección transversal de la calzada presentará inclinaciones transversales (bombeo) desde el centro hacia cada uno de los bordes para facilitar el drenaje superficial y evitar el empozamiento del agua.

Las carreteras pavimentadas estarán provistas de bombeo con valores entre 1.5% y 3%. En los tramos en curva, el bombeo será sustituido por el peralte. La sección de los puentes, pontones y túneles deben mantener la sección de la carretera que la contiene. En casos especiales, la aproximación de la carretera a estas infraestructuras debe tomar en cuenta las medidas de seguridad vial, transitabilidad continua y conservación.

2A.204.4.1 (1) Taludes, Cunetas y otros Elementos

Los taludes, cunetas, y elementos de dotación vial (señalización vertical y horizontal, balizamiento, defensa, iluminación), se dispondrán según lo establecido en la normativa vigente.

2A.204.4.1 (2) Altura libre

La altura libre mínima bajo pasos superiores sobre cualquier punto de la plataforma no será inferior a seis metros (6. m) Cualquier modificación de las alturas libres mínimas prescritas en esta sección deberá ser debidamente justificada.

2A.204.5 INTERSECCIONES

2A.204.5.1 Introducción

En aplicación de la clasificación Funcional de Vías, las intersecciones a nivel serán requeridas para las vías tipo AV1-C1-C2-C3 y AV2 (si la autoridad decide control parcial de accesos).

La solución de una intersección vial depende de una serie de factores asociados fundamentalmente a la topografía del sitio, a las características geométricas de las carreteras que se cruzan y a las condiciones de su flujo vehicular. Como generalmente existen varias soluciones, los ingenieros deben proponer alternativas para ser evaluadas y con sus resultados seleccionar la más conveniente.

En la presente Norma no se restringen los tipos de solución para una intersección dada. Los ingenieros, con su creatividad y buen juicio, podrán proponer las alternativas que consideren adecuadas para las condiciones particulares del proyecto.

Solo con el propósito de presentar en forma ordenada los criterios geométricos básicos requeridos para el diseño de los diferentes elementos que integran una intersección, como son las isletas, carriles de aceleración, desaceleración y giro a la izquierda, entrecruzamiento, ramales, etc., se ofrecen algunos diseños típicos para las carreteras ya mencionadas.

2A.204.5.2 Criterios Generales

Con la finalidad de obtener el diseño más conveniente, se presentan los siguientes criterios generales, destacando que se debe optar por la solución más sencilla y comprensible para los usuarios.

2A.204.5.2 (1) Priorización de los movimientos.

Los movimientos más importantes deben tener preferencia sobre los secundarios. Esto obliga a limitar los movimientos secundarios con señales adecuadas, reducción de ancho de vía e introducción de curvas de Radio pequeño. Eventualmente, convendría eliminarlos totalmente.

2A.204.5.2 (2) Consistencia con los volúmenes de tránsito

La mejor solución para una intersección vial es la más consistente entre el tamaño de la alternativa propuesta y la magnitud de los volúmenes de tránsito que circularán por cada uno de los elementos del complejo vial.

2A.204.5.2 (3) Sencillez y claridad.

Las intersecciones que se prestan a que los conductores duden son inconvenientes; la canalización no debe ser excesivamente complicada ni obligar a los vehículos a movimientos molestos o recorridos demasiado largos

2A.204.5.2 (4) Visibilidad.

La velocidad de los vehículos que acceden a la intersección debe limitarse en función de la visibilidad, incluso llegando a la detención total. Entre el punto en que un conductor pueda ver a otro vehículo con preferencia de paso y el punto de conflicto debe existir, como mínimo, la distancia de parada

2A.204.5.2 (5) Perpendicularidad de las trayectorias.

Las intersecciones en ángulo recto son las que proporcionan las mínimas áreas de conflicto. Además, disminuyen los posibles choques y facilitan las maniobras, puesto que permiten a los conductores que cruzan juzgar en condiciones más favorables las posiciones relativas de los demás.

2A.204.5.3. Esquemas de intersecciones frecuentes carreteras

2A.204.5.3 (1) Intersecciones Sin canalizar

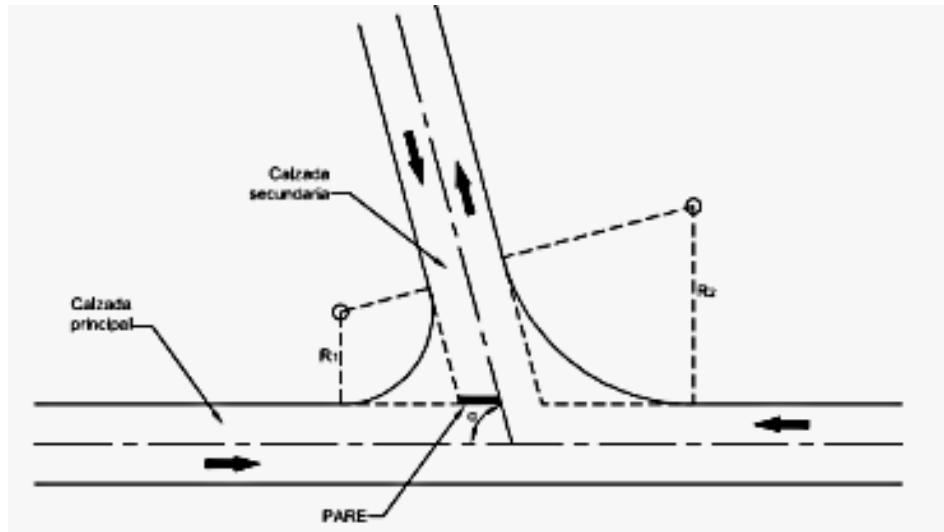


Figura 2A.204- 06 Esquema base intersección en “T”o”Y”

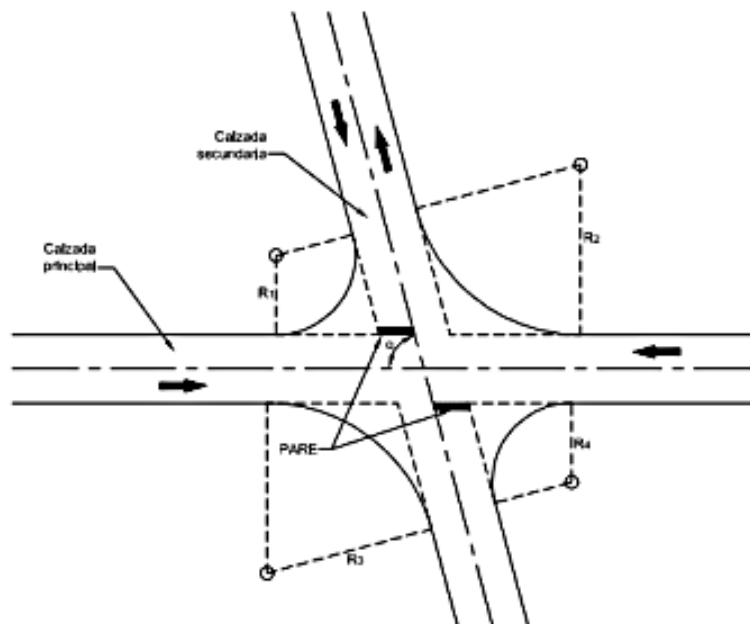


Figura 2A.204- 07 Esquema base intersección en Cruz “+”o Equis”x”

Criterios básicos de diseño:

- El ángulo de entrada (α) debe estar comprendido entre sesenta y noventa grados ($60^\circ - 90^\circ$).
- El Radio mínimo de las curvas R_1 , R_2 , R_3 y R_4 debe corresponder al Radio mínimo de giro del vehículo de diseño seleccionado.

- La pendiente longitudinal de las calzadas que confluyen debe ser, en lo posible, menor de cuatro por ciento (4.0 %) para facilitar el arranque de los vehículos que acceden a la calzada principal.

2A.204.5.3 (2) Intersecciones Canalizadas

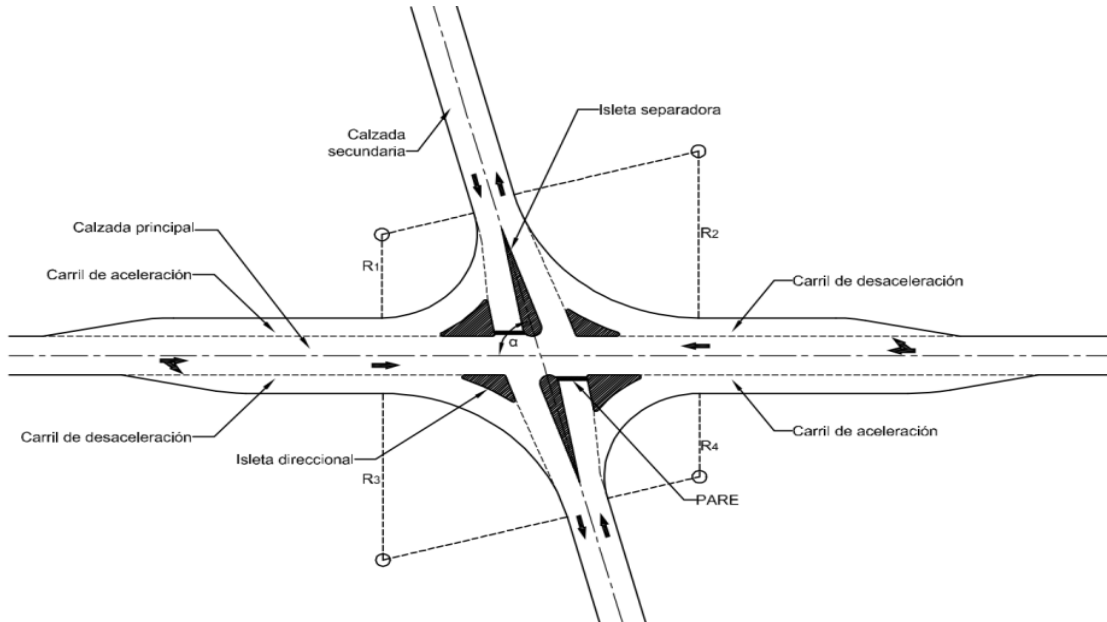


Figura 2A.204- 08 Esquema base intersección en “T”o”Y”

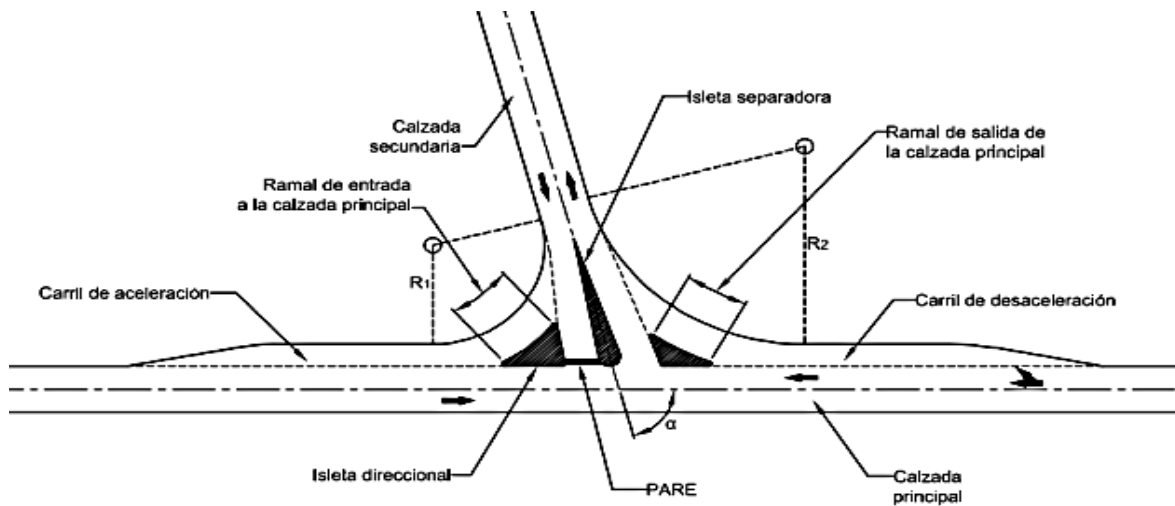


Figura 2A.204- 09 Esquema base intersección en “T”o”Y” con separador y carril de giro a la izquierda

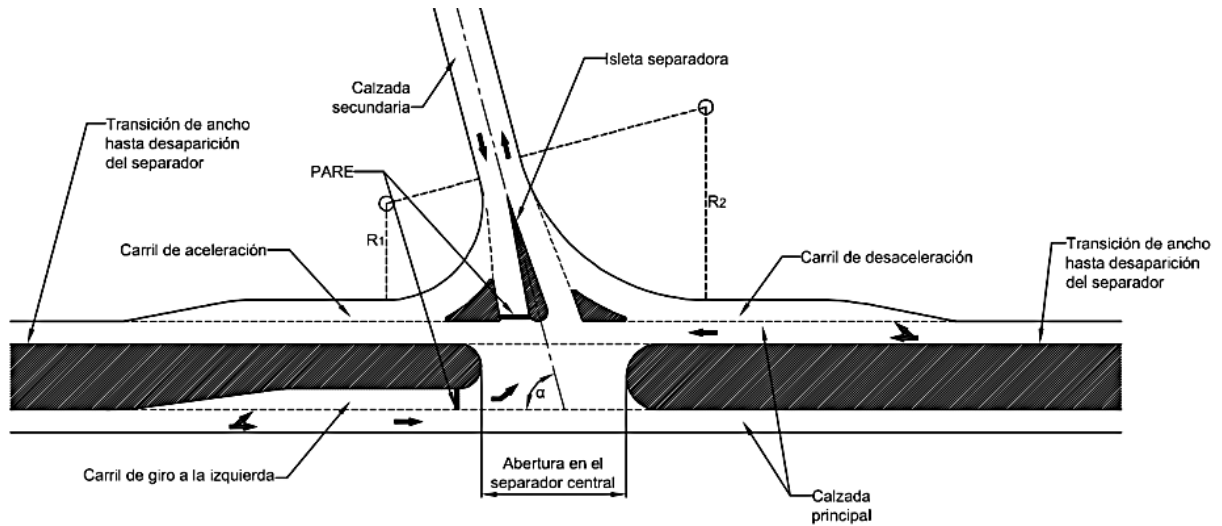


Figura 2A.204- 10 Esquema base intersección en Cruz “+”o Equis”x”

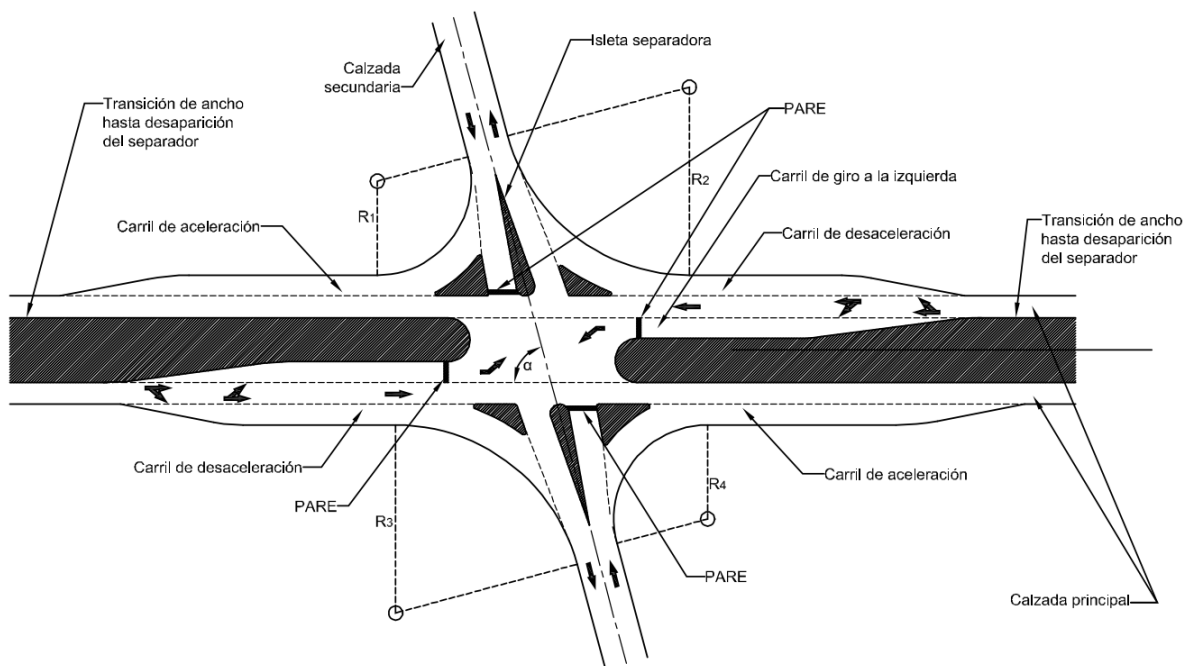


Figura 2A.204- 11 Esquema base intersección en Cruz “+” o Equis “X” con separador y carril de giro a la izquierda

Criterios básicos de diseño:

- El ángulo de entrada (α) debe estar comprendido entre sesenta y noventa grados ($60^\circ - 90^\circ$).
- El Radio mínimo de las curvas R1, R2, R3 y R4 debe corresponder al Radio mínimo de giro del vehículo de diseño seleccionado.

- La pendiente longitudinal de las calzadas que confluyan debe ser, en lo posible, menor de cuatro por ciento (4.0 %) para facilitar el arranque de los vehículos que acceden a la calzada principal.
- La intersección debe satisfacer la Distancia de visibilidad de cruce (DC).
- Diseño de carriles de cambio de velocidad

2A.204.5.3 (3) *Visibilidad en las Intersecciones*

El conductor que se aproxima a una intersección a nivel debe tener una visión sin obstáculos de la intersección completa y de suficiente longitud de la carretera que intercepta, para tener el control necesario del vehículo que le evite colisiones con otros vehículos. Debe existir una distancia de visibilidad suficiente sin obstáculos a lo largo de ambos accesos de las carreteras en una intersección, para permitir que los conductores de los vehículos que se aproximan simultáneamente alcancen a verse el uno al otro con tiempo suficiente para prevenir colisiones.

Cada conductor dispone de tres posibilidades, acelerar, reducir la velocidad y detenerse. Para cada caso, la relación espacio-tiempo-velocidad determinará el triángulo de visibilidad libre de obstrucciones que debe existir o, de otra manera, establecer las restricciones operativas necesarias para la seguridad de los movimientos donde se presenten condiciones inferiores a las deseables. Cualquier objeto dentro del triángulo de visibilidad mostrado en la Figura 2A.204- 12, que sea suficientemente alto sobre la elevación de la carretera adyacente, como para ser un obstáculo visual, debe ser removido o reducido en su altura.

De manera análoga, cualquier vehículo que se ha detenido en una intersección, debe contar con suficiente distancia de visibilidad hacia uno y otro lado, formando un triángulo de visión completa e irrestricta, para realizar una maniobra segura dentro de la zona de la intersección, sea que desee cruzar la otra vía o se desee integrar a la corriente del tránsito en dicha vía.

Dentro de este concepto, se pueden considerar varias situaciones posibles:

- Intersecciones sin control, donde los vehículos que se aproximan para realizar sus maniobras previstas, deben ajustar su velocidad.
- Intersecciones controladas por señales de CEDA EL PASO, diseñadas conforme las normas de señalización vigentes
- Intersecciones donde los vehículos de la carretera secundaria deben responder al mandato de la reconocida señal de ALTO.
- Intersecciones donde todos los accesos son controlados por señales de ALTO (four way stop) o por luces de semáforos.
- Intersecciones donde los vehículos que giran a la izquierda desde la vía principal, deben ceder el paso a la corriente opuesta sobre la vía principal

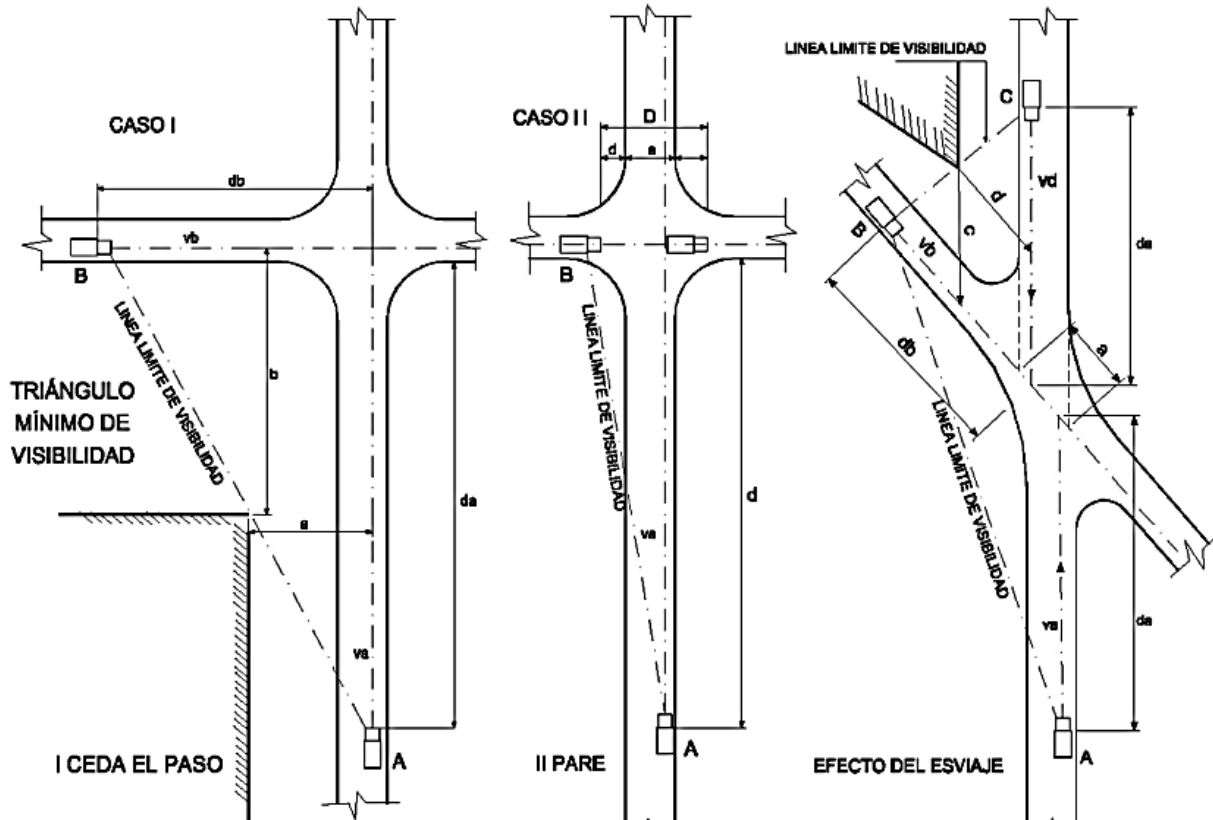


Figura 2A.204- 12 Visibilidad en intersecciones

2A.204.5.4. Diseño de Carriles de Cambio de Velocidad Carreteras.

Antes de entrar en un ramal de salida (o de enlace en el caso de intersecciones a desnivel), normalmente los vehículos tienen que frenar, así como acelerar al salir de un ramal de entrada (o de enlace en el caso de intersecciones a desnivel), ya que su velocidad es inferior a la de la vía principal. Para que estos cambios de velocidad no generen fuertes perturbaciones al tránsito, máxime cuando los volúmenes sean altos, se deben habilitar carriles especiales, que permitan a los vehículos hacer sus cambios de velocidad fuera de la calzada.

2A.204.5.4 (1) Carriles de aceleración

Se diseña un carril de aceleración para que los vehículos que deben incorporarse a la calzada principal puedan hacerlo con una velocidad similar a la de los vehículos que circulan por ésta. Los carriles de aceleración deben ser paralelos a la calzada principal. En la Figura 2A.204- 13 se presenta el esquema de un carril de aceleración

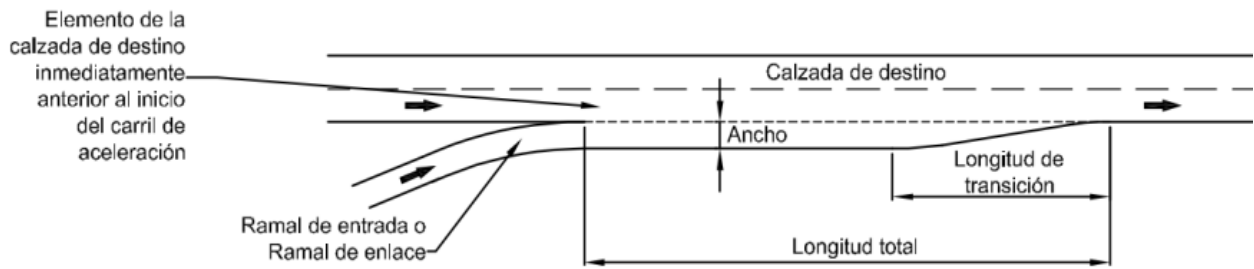


Figura 2A.204- 13 Esquema de un carril de aceleración.

2A.204.5.4 (2) Carriles de desaceleración

Tienen por objeto permitir que los vehículos que vayan a ingresar en un ramal de salida o en un ramal de enlace puedan reducir su velocidad hasta alcanzar la de la calzada secundaria o la del ramal de enlace. Su utilidad es tanto mayor cuanto mayor sea la diferencia de velocidades.

En la Figura 2A.204- 14 se presentan esquemas de carriles de desaceleración

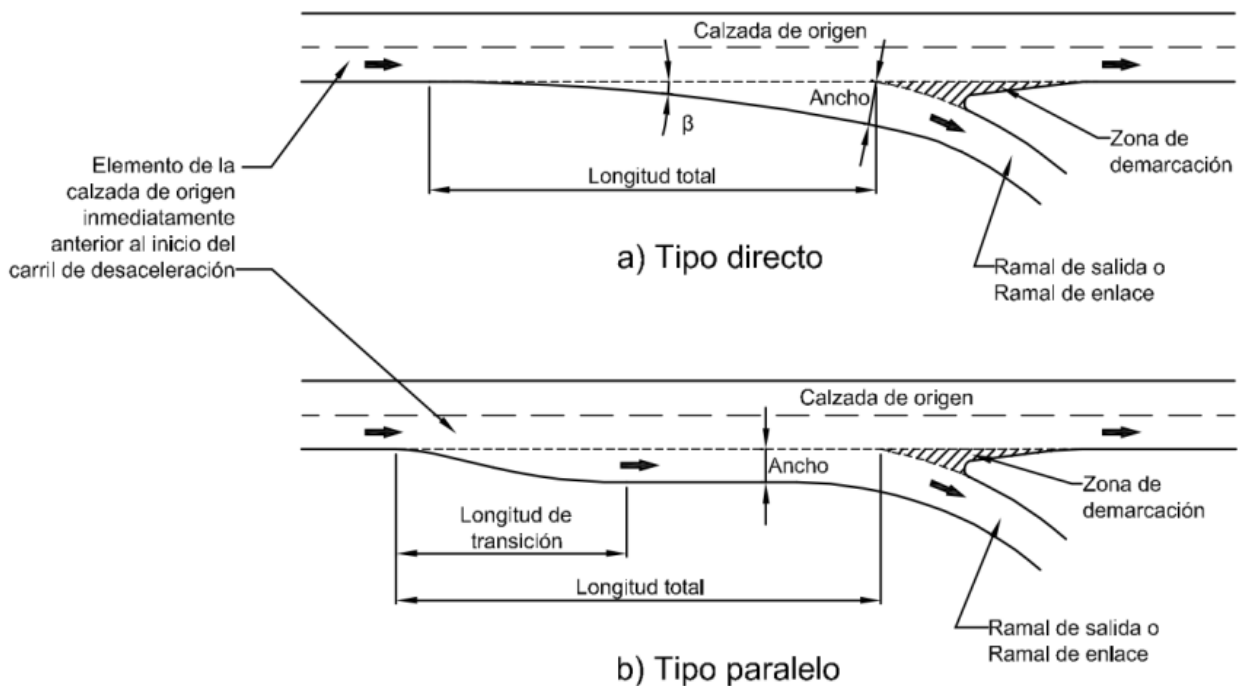


Figura 2A.204- 14 Esquemas de carriles de desaceleración.

2A.204.5.5. Curvatura para Giros

Los parámetros más importantes que se utilizan en el diseño geométrico de las intersecciones son el vehículo de diseño, el ángulo de giro, el radio de los bordillos, el ancho de los carriles y el tamaño ó área de la isla, cuando exista el propósito de construir una intersección canalizada.

En el mercado existen diferentes softwares que resultan de gran utilidad para el profesional del diseño de carretera, ya que le permite simular rápida y en forma simple las maniobras de giro de los vehículos en dibujos CAD o de otro tipo. Se utilizan estas herramientas para el diseño de intersecciones, áreas de carga, estacionamientos, estaciones de servicio y otras instalaciones que requieran facilitar el movimiento de vehículos automotores. El programa escoge el vehículo de diseño, simula movimientos hacia adelante y de retroceso para uno o varios vehículos a la vez, y describe la trayectoria del vehículo en los alineamientos proyectados en intersecciones y otros lugares críticos*

2A.204.5.6. Veredas

Superficies tratadas, adyacentes a la calzada, libres de obstáculos, que son de uso exclusivo de los peatones. En las intersecciones, se distingue aceras externas, que dan continuidad a la ruta de los peatones en zonas pobladas. Sera mandatorio incluirlas en los diseños de una vía en rehabilitación o en vías nuevas.

En ocasiones las veredas se pueden separar de las calzadas a través de un espacio verde o cerca verde, dispositivo para controlar el cruce de peatones de una manera más ordenada hacia una zona claramente demarcada como zona zebra (paso peatonal a nivel) o a los pasos a desnivel

2A.204.5.7. Islas

Las islas son elementos básicos para el manejo y separación de conflictos y áreas de maniobras en las intersecciones. Las isletas son zonas definidas situadas entre carriles de circulación, cuyo objeto es guiar el movimiento de los vehículos, servir de refugio a los peatones y proporcionar una zona para la ubicación de la señalización y la iluminación. Las isletas pueden estar físicamente separadas de los carriles o estar pintadas en el pavimento.

2A.204.5.7 (1) Tipos de Islas

- **Direccionales.** Se muestran en la Figura 2A.204- 15. Son de forma triangular, sirven de guía al conductor a lo largo de la intersección indicándole la ruta por seguir.

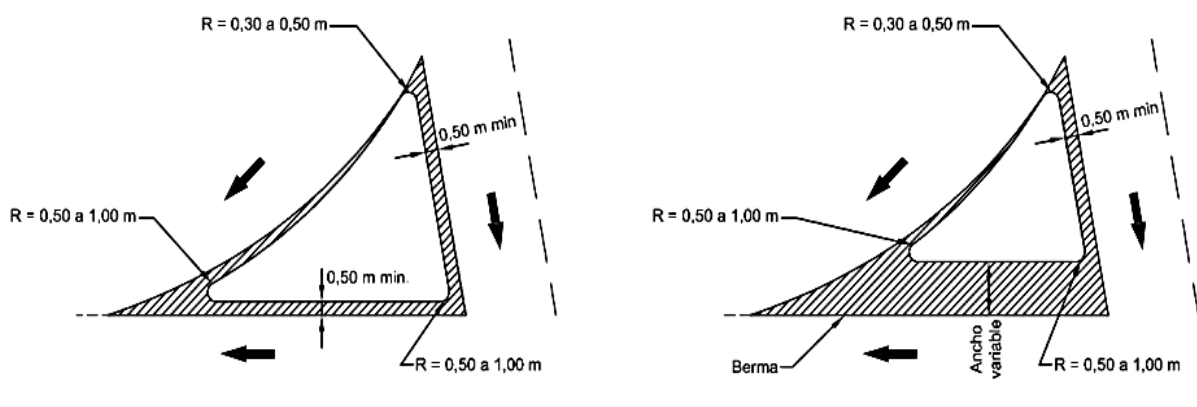


Figura 2A.204- 15 Islas Direccionales.

- Separadoras. Tienen forma de lágrima y se usan principalmente en las cercanías de las intersecciones, en carreteras no divididas. El esquema se muestra en la Figura 2A.204- 16.

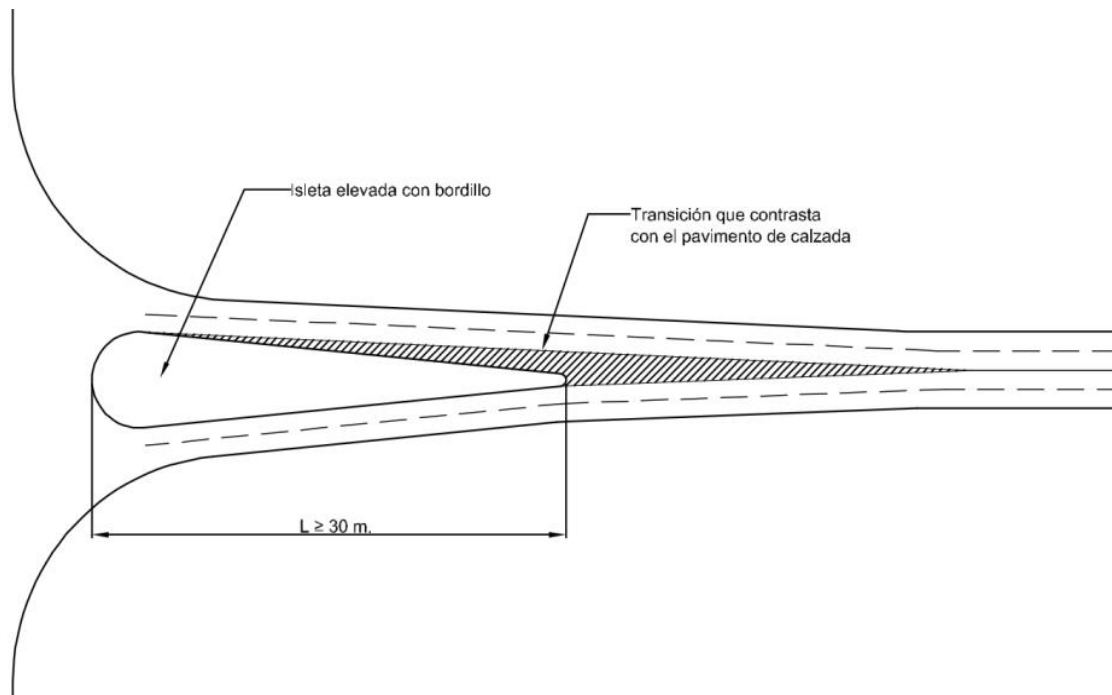


Figura 2A.204- 16 – Islas separadoras.

2A.204.5.8.Carriles centrales de Desaceleración.

Se pueden diseñar carriles de deceleración para vehículos que giran a la izquierda desde las carreteras principales. Estos carriles se sitúan, por lo general, en el centro de la carretera, si los volúmenes lo requieren, se deben recurrir el ensanchamiento de la zona de cruzamiento e incluso introducir un separador central en caminos de calzada simple, en la zona de la introducción. Si el separador central tiene 4 ó más metros de ancho será posible diseñar vías de deceleración aprovechando este espacio sin necesidad de ensanches especiales en la carretera.

2A.204.5.8 (1) Trazados Mínimos para Giros a la izquierda.

En las Figura 2A.204- 17, 2A.204- 18 y 2A.204- 19 se muestran algunos cruces de separador central para giros a la izquierda.

2A.204.5.8 (2) Giros en U en Torno al Separador Central

Los giros en U cuando son inevitables, deben diseñarse y señalizarse adecuadamente, según el ancho del separador, el tipo de vehículo de diseño y la categoría de la vía donde se diseñara tal elemento.

TRAZO MINIMO CON CANALIZACION PARA GIROS A LA IZQUIERDA CON ENSANCHE DEL CAMINO Y PINTURA

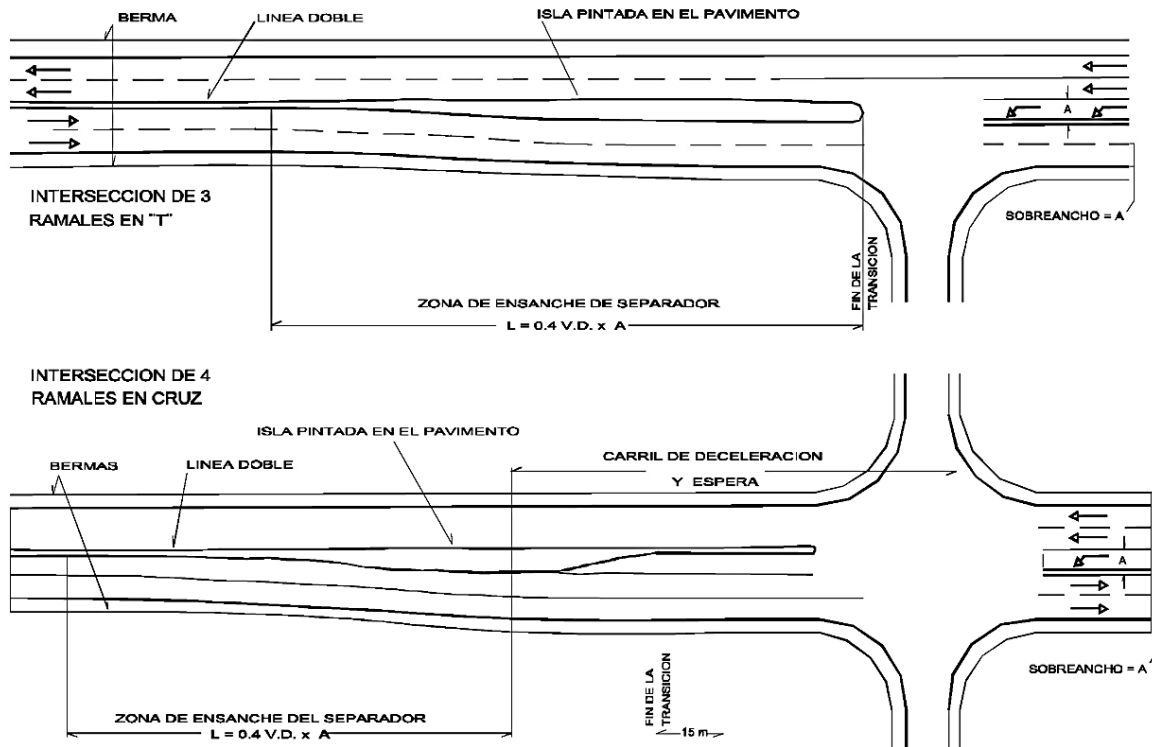
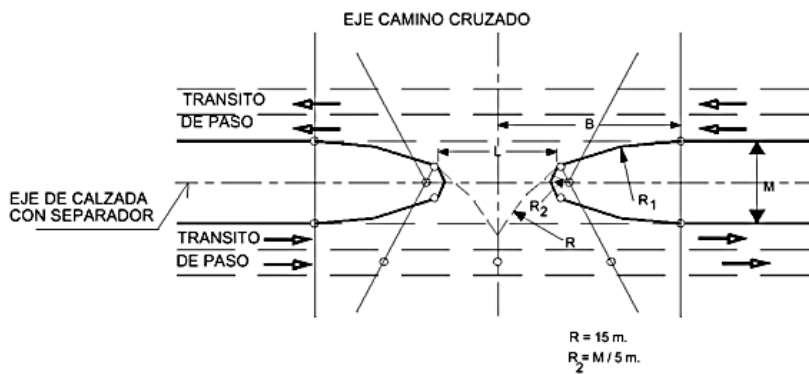


Figura 2A.204- 17 – Trazo mínimo con canalización para giros a la izquierda con ensanche del camino y pintura.



M ANCHO SEPARADOR mts.	DIMENSIONES					
	R = 30 m.		R = 45 m.		R = 70 m.	
	L	B	L	B	L	B
6	18	20	20	24	21.5	27.5
9	15	21	17	26	19.5	31
12	12.5	22	15	27.5	17.5	33
15	--	--	13.5	29	15.5	35
18	--	--	--	--	14	37
21	--	--	--	--	12.5	39

Figura 2A.204- 18 – Aberturas de separador.

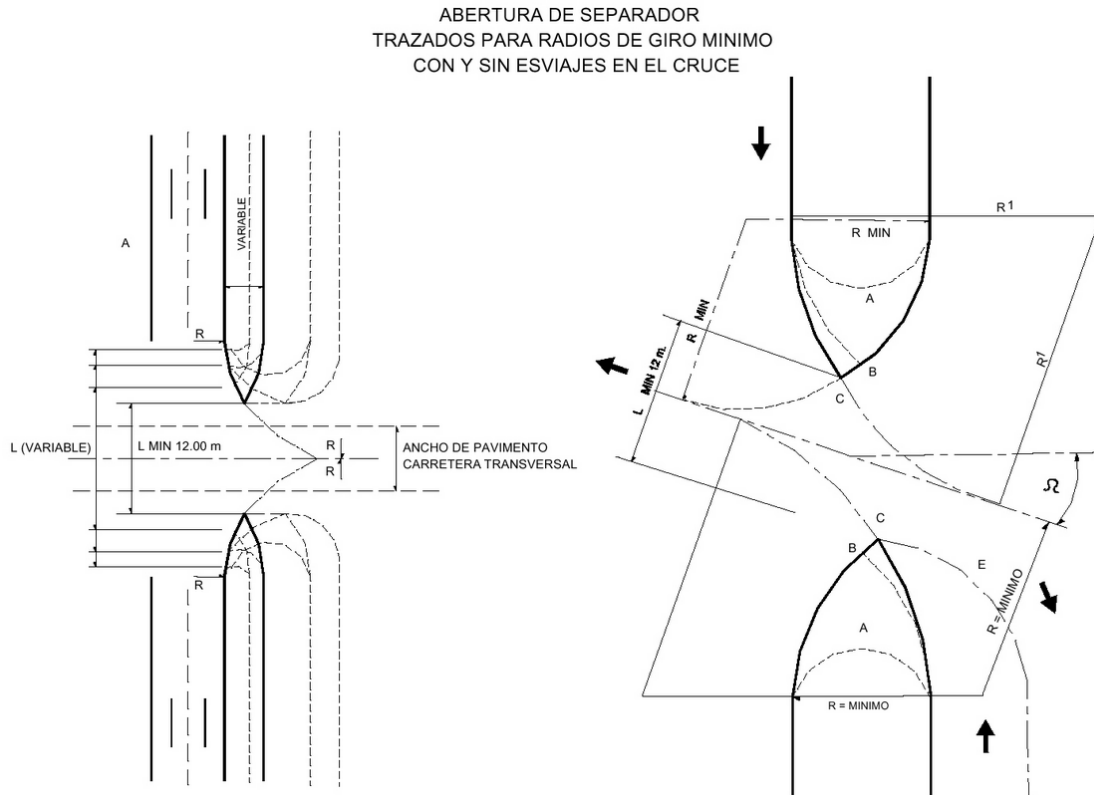


Figura 2A.204- 19 – Aberturas de separador.

2A.204.5.9. Software CAD para diseño y planificación de intersecciones viales

En el mercado existen diferentes softwares que resultan de gran utilidad para el profesional del diseño de carretera, ya que le permite generar diseños de intersecciones viales rápida y fácilmente con marcas esquemáticas en el pavimento, haciendo uso de uno o varios métodos que incluyen: definición de la configuración esquemática de carriles, importación de datos de capacidad, selección de una plantilla predefinida de calzada o utilización de una plantilla de intersección vial.

2A.204.5 INTERCAMBIADORES

2A.204.5.1 Aspectos Generales

2A.204.5.1 (1) Definición de intercambiador de tráfico

Se llama Intercambiador a un dispositivo vial, compuesto por estructuras de diferente nivel y ramales de interconexión, llamadas también ramales de Intercambiador, que permite el intercambio de vehículos entre dos o más vías. La característica principal de un Intercambiador es que no se dan en él conflictos de cruce franco entre los tránsitos de paso directo de una y otra carretera.

Para ello, en la zona de los Intercambiadores existen una serie de elementos que pueden dar servicio a parte o a la totalidad de los movimientos de cambio de dirección, encauzándolos y

dirigiéndolos en forma segura, limitando lo menos posible la capacidad de las vías en los sectores involucrados.

Los conflictos previstos en un Intercambiador, descartando el cruce franco, son:

- El inherente a las maniobras de entrecruzamiento entre vehículos con orígenes y destinos distintos.
- El de ingreso a una calzada principal, desde un ramal, cediendo el paso.
- El de ingreso a una calzada principal desde un ramal con acceso controlado por señal “pare”.

Cuando el intercambio se realiza fluidamente, sin controles de tránsito y sin conflictos distintos que el de entrecruzamiento y el de ingreso normal con carriles de aceleración y balance de carriles, el Intercambiador es de libre circulación.

Cuando alguno de los movimientos está restringido, como pueden ser las existentes en una intersección a nivel (para giros fuera del camino principal), se dice que el Intercambiador tiene condición de parada. Cuando hay cruce de carreteras a distinto nivel sin dispositivos para el intercambio de vehículos, no es aplicable el término Intercambiador. A tales cruces se les llama simplemente “paso a desnivel”.

2A.204.5.1 (2) El problema de diseñar un intercambiador

2A.204.5.2 (1) a) El problema de diseñar un intercambiador

Las ventajas operativas que presentan los intercambiadores de tráfico con respecto a las intersecciones a nivel –mayor capacidad, eficiencia y seguridad- se traducen en diferencias de costos –privados y sociales- que son favorables a la operación desnivelada. Que dichos beneficios (ahorros) justifiquen invertir en un Intercambiador es materia de evaluaciones económicas en las que estos ahorros, expresados principalmente en disminuciones de tiempo de viaje, de costos de operación y de sobre todo accidentes de tránsito, son comparados con los costos sociales asociados a la materialización de la inversión, incluyendo en estos costos los de construcción y mantenimiento. El marco teórico para tal comparación está definido, en el caso de inversiones públicas, por el Estado

Al análisis técnico del problema se incorpora, en forma cada vez más convincente, la valoración de aspectos de tipo urbanístico y ambiental que antes concurrían sólo externamente a las decisiones de inversión. Asimismo, en las comunidades crece la conciencia con respecto a los valores pertenecientes a este último ámbito, como son los paisajes no obstruidos, la estética en general. Esto ha hecho más complejos y onerosos los estudios que asisten dicha toma de decisiones, pero la consideración de estos aspectos tiene consecuencias positivas que compensan holgadamente el esfuerzo.

Las evaluaciones pueden ser de índole o ámbito local, entendiendo por tal el análisis de factibilidad económica de intercambiadores aislados, cuya construcción afecta sólo

marginalmente la demanda en el sistema al que las intersecciones tratadas pertenecen, o pueden tener como objeto aumentos de la oferta vial que afectan dicha demanda. El segundo caso se da generalmente cuando se planea la construcción o ampliación significativa de ejes viales inmersos en una red saturada o cercana a la saturación, y en especial, en el diseño de Autopistas.

Como la evaluación económica se aplica a proposiciones físicas surgidas del proceso del diseño, ya en éste se debe considerar las combinaciones de factores que gravitan sobre la decisión de desnivelar una intersección, y pre evaluar de manera experta las soluciones posibles, que suelen ser numerosas, para que dicha evaluación ayude a despejar dudas o a confirmar las bondades previstas por el experto

2A.204.5.2 (2) b) *Justificación para la separación de Niveles y/o construcción*

Si se desea construir una carretera con carácter de Autopista, vale decir, con control total de acceso, es condición indispensable proveer separación de niveles o un Intercambiador para todo camino importante que la cruce con el fin de evitar interrupciones al tráfico manteniendo su velocidad de diseño y evitando los accidentes de tránsito.

Ciertos puntos obligados de cruce pueden tener visibilidad inconveniente o pendientes fuertes que aumenten la peligrosidad, los tiempos de viaje y los costos de operación hasta niveles propios de intersecciones fuertemente demandadas. Ello también puede justificar la separación de niveles.

El trazado geométrico es la actividad central y coordinadora de un conjunto de otras tareas que se analizan con ella, ya sea para definir algunas partes de la obra o para aportar datos y criterios imprescindibles para un adecuado diseño del conjunto. Estas otras actividades se han agrupado de la siguiente manera:

- **Geología y Geotecnia:** disciplinas que intervienen en la obtención información relativa, en lo principal, a la capacidad de soporte de suelos y a la estabilidad de las obras de tierra proyectadas.
- **Hidrología y drenaje:** disciplinas involucradas principalmente en el diseño de desagües y drenajes, obras que persiguen impedir o minimizar la acción de las aguas sobre la obra proyectada mediante encauzamientos y evacuación inocua de las mismas, que pueden provenir directamente de la lluvia caída sobre las superficies expuestas o de las infiltraciones y escurrimientos subterráneos del caso.
- **Modificaciones de servicios:** es necesario reponer los servicios afectados, tales como los de paso, de aguas (servidas, riego y potable), de líneas (telefónicas, eléctricas, etc.), según proyectos específicos.-
- **Tránsito:** actividades relativas a la cuantificación y caracterización de las demandas actuales y futuras para garantizar el adecuado nivel de servicio y seguridad durante la vida útil de la obra

- **Diseño de pavimentos:** de acuerdo con una serie de antecedentes de tráfico, de disponibilidades de materiales, climáticos y económicos, se diseñan las sub-bases, bases y pavimentos adecuados.-
- **Seguridad y señalética:** se refiere al conjunto de actividades que definen la señalización horizontal o demarcación; la señalización vertical reglamentaria, preventiva e informativa, y las obras de protección y balizamiento que sean necesarias proveer para minimizar los riesgos en la operación y velar por el concepto de ante el evento de un accidente, que este sea el de menor severidad posible.
- **Iluminación, arquitectura y paisajismo:** disciplinas que deben ser considerados como complementos importantes del proyecto. Casos especiales son las autopistas, donde suele existir instalaciones para cobro de peajes, para mantenimiento y para descanso.-
- **Electrónica y sistemas:** disciplinas que intervienen en la definición de los dispositivos de control en general, incluyendo principalmente semáforos, peajes y telepeajes.-
- **Obras de arte:** las actividades anteriores pueden dar lugar a la necesidad de proyectar una serie de obras peculiares (túneles, puentes, alcantarillas, ductos, zanjas, torres, etc.).-
- **Afecciones a la propiedad y al ambiente:** son tareas relativas a la definición y valoración de las propiedades y derechos de los afectados, y de las obras y medidas de mitigación de las afecciones al ambiente que las obras pudiesen generar.

La demanda, las obras de arte, las modificaciones de servicios, los pavimentos, las estructuras y las áreas especiales condicionan activamente las características geométricas del trazado, al imponer dimensiones y gálibos que pueden ser limitantes drásticas en algunos casos.

El proyecto se completa con las cubicaciones o metrado de las obras, las especificaciones generales y especiales de construcción, los planos definitivos y los presupuestos parciales y generales de la obra. Todo lo anterior queda reflejado en la memoria final del proyecto.

2A.204.5.2 Antecedentes para abordar el diseño de un intercambiador

2A.204.5.2 (1) Aspectos generales

Para pensar una o más soluciones tipo, para planear los elementos que las constituyen y, por último, para decidir una disposición definitiva y diseñar cada parte de ella en detalle, se requiere tener en cuenta una serie de antecedentes, de los cuales se expondrán aquí los más significativos. Se reitera que cada proyecto es único, que por lo tanto estos antecedentes y sus interdependencias deben ser estudiados en cada caso, y que es preciso estar alerta a singularidades que puedan añadir condicionantes no consignados aquí:

2A.204.5.2 (2) Antecedentes físicos

Entre los propósitos de un buen diseño están los de realizar un Intercambiador con el mínimo movimiento de tierras, tratando de integrar sus elementos al paisaje de la zona en que éste se implantará.

A diferencia del caso de las intersecciones, las topografías llanas no siempre son las mejores para lograr esto. En terrenos ondulados los intercambiadores suelen acomodarse bien al terreno y los caminos transversales pueden ser diseñados con un estándar superior que el que puede resultar en un terreno plano. Por lo general algunos ramales podrán desarrollarse con pendientes moderadas y poco movimiento de tierra en tanto que otros requerirán lo contrario.

En terreno plano el diseño del Intercambiador resulta simple, pero la separación de niveles implica que uno de los caminos y los ramales del Intercambiador resulten con pendientes importantes.

Los cortes de gran superficie cambian el paisaje, del mismo modo que los terraplenes aislados. Cuando el trazado se adapta a la topografía, se produce una mejor armonía entre ésta y los elementos viales. Obviamente, primero es defender la funcionalidad y la seguridad vial para luego emplazar toques artísticos y/o paisajísticos para que encajen perfectamente en el entorno

2A.204.5.2 (3) Antecedentes funcionales

Se engloba bajo este título aquellos antecedentes relacionados con las características del tránsito en las vías que se han de enlazar y con las capacidades de ellas y de los elementos del Intercambiador, que son fundamentales en la elección de la solución y en su dimensionamiento.

2A.204.5.2 (4) Antecedentes económicos

Un Intercambiador es una obra de costo superior a una intersección a nivel. Sin embargo, el tema de Seguridad Vial debe ser el principal criterio que se debe considerar cuando se compare este tipo de solución con otras de menor costo.

Por otra parte, en algunos casos muy especiales, estos dispositivos pueden ser construidos por etapas, cuando el tránsito provisto para algunos ramales no justifica su realización inmediata. Cuando las estructuras de separación de niveles se proyectan independientes, una para cada calzada, la construcción por etapas permite postergar la construcción de una de ellas hasta que los volúmenes así lo justifiquen. Si la estructura proyectada es única, su construcción por etapas no suele resultar conveniente en términos económicos; sin embargo, las rampas asociadas a ella pueden ser construidas de acuerdo a las necesidades.

2A.204.5.2 (5) Antecedentes humanos

Existen, como ya se ha apuntado anteriormente, una serie de factores que influyen en el diseño de un Intercambiador y que pueden ser llamados así, aunque sea reduciendo el sentido del término. Hasta aquí estos factores han estado presentes -en forma tácita- cuando se considera los hábitos humanos, sus capacidades de reacción, los tiempos empleados para tomar decisiones, las limitaciones económicas que impone la necesidad de asignar recursos según prioridades que ellos determinan, etc.

La interconsulta entre ingenieros, urbanistas y ecólogos debiera ser una práctica corriente. A veces, con muy poco costo adicional, o ninguno, es posible transformar una obra que afecta al paisaje en una obra que concilie la presencia del hombre con la belleza del medio, sin sacrificar funcionalidad ni seguridad. Esto es particularmente importante en el caso de los intercambiadores, en los que se cubre áreas importantes y se altera la naturaleza y la topografía del terreno, con la consiguiente notoriedad de la obra.

Por último debe decirse que el aspecto humano fundamental a ser considerado es el de la seguridad. En una intersección a nivel puede producirse toda una gama de accidentes de tránsito y nunca será posible eliminarlos del todo, por bueno y completo que sea el diseño. La separación de niveles *elimina toda posibilidad de accidente* entre los tránsitos directos que se cruzan. Eventualmente pueden producirse algunos choques con las estructuras de separación de niveles, pero estos son mínimos en comparación con los accidentes que ocurren en una intersección a nivel, tendiendo a desaparecer cuando se mantienen luces libres laterales como las que se recomiendan más adelante

2A.204.5.3 Elección de la solución tipo

2A.204.5.3 (1) Aspectos generales

El diseño de un Intercambiador en una ubicación dada está regido por cuatro variables fundamentales: definición funcional de las carreteras que se cruzan, condiciones de tránsito, características topográficas y análisis de accidentes y costos, incluyendo entre estos últimos los sociales y ambientales. Como es muy difícil que estas cuatro variables coincidan para dos situaciones distintas, raramente el diseño apropiado para un Intercambiador va a poder ser adaptado en otro lugar. El diseñador no debe tener una idea preconcebida que lo limite a la aplicación de un determinado patrón de solución antes de haber analizado el conjunto de soluciones posibles. Aunque para un corredor por lo general es preferible homogenizar en lo posible los diseños para acostumar a los conductores y usuarios a un patrón de movimiento y circulación.

2A.204.5.3 (2) Denominación y clasificación de los intercambiadores de tráfico

Los intercambiadores, al igual que las intersecciones, se clasifican de acuerdo con el número de ramales que a él concurran. Así, los intercambiadores de Tráfico pueden clasificarse como de tres, cuatro o más ramales.

2A.204.5.3 (3) a) Intercambiadores de tráfico de tres ramas

El enlace tipo trompeta es el característico de este tipo de Intercambiador, se trata de un intercambiador completo (todos los cruces entre vías se realizan a distinto nivel) de tres tramos o ramales (entran y salen tres corrientes de tráfico).

En estos intercambiadores existe una carretera principal que predomina sobre la secundaria. Como se observa en la Figura 2A.204-20, se produce un giro a derechas resuelto mediante

enlaces directos. El giro a izquierdas, en cambio, puede variar según las intensidades de tráfico de entrada y salida de la carretera secundaria: desde la vía principal se puede realizar mediante un ramal semidirecto o un lazo, mientras que el de la vía secundaria se realiza también mediante lazo o con un ramal directo

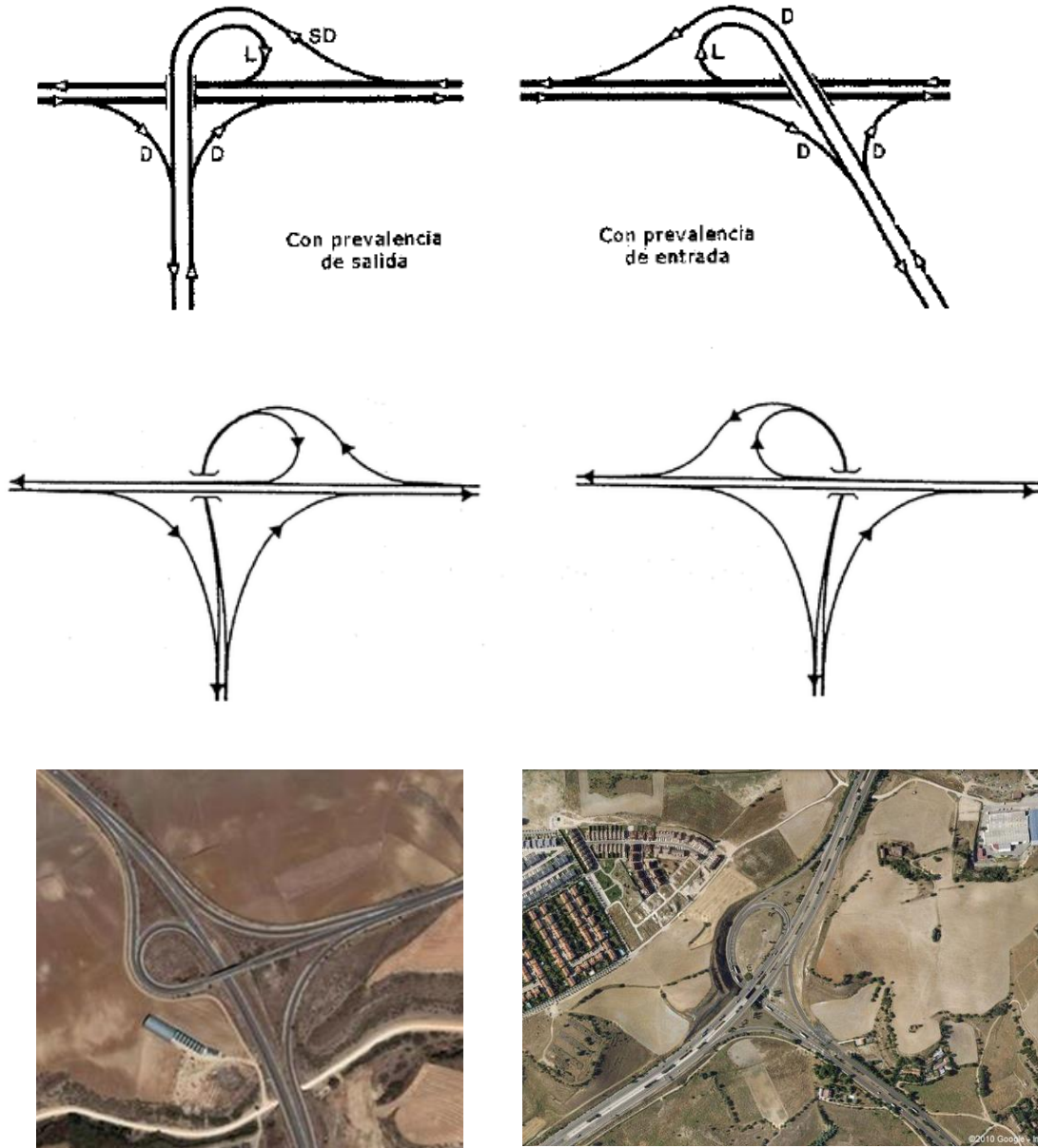


Figura 2A.204–20 Intercambiadores de Trafico de 3 ramales. (Trompeta)

Los principios básicos de este tipo de intercambiador son la sencillez y la uniformidad, es decir, se trata de diseños simples y evidentes, pensados para conductores poco experimentados o con limitaciones. Además, se intenta conseguir una homogeneidad de criterios de diseño en las intersecciones consecutivas de una misma carretera.

Estas características fundamentales pueden resumirse en temas tales como: conectividad, seguridad, capacidad, coste.

El intercambiador direccional, también se lo clasifica como de tres ramales, es una intersección con todos los cruces a diferente nivel, de tres ramales, donde los giros a la derecha son directos y los giros a la izquierda semidirectos. Este intercambiador se emplea si los dos giros a la izquierda tienen una demanda similar con el fin de no penalizar un giro con menor funcionalidad.



Figura 2A. 204–21 Intercambiadores de Trafico de 3 ramales. (Direccional)

2A.204.5.3 (3) b) Intercambiadores de tráfico de cuatro ramales

Intercambiador tipo diamante es un enlace mixto de cuatro ramales donde las entradas y salidas a la carretera principal se resuelven con ramales unidireccionales; los movimientos se resuelven con intersecciones en la carretera secundaria, y permite un total de ocho movimientos de giro posibles. Está formado por cuatro ramales del tipo semidirecto, cada uno de los cuales permite un giro a la izquierda y un giro a la derecha. Los giros a la izquierda se desarrollan a nivel a través de los flujos de paso por la vía secundaria.

El cruce entre la vía principal y la secundaria se puede solucionar con un paso inferior o superior.

A los intercambiadores tipo diamante se les pueden agregar estructuras adicionales. Los puntos de parada pueden regularse mediante intersecciones convencionales, glorietas desniveladas, dobles glorietas o semáforos, dependiendo de las intensidades de tráfico y el suelo disponible

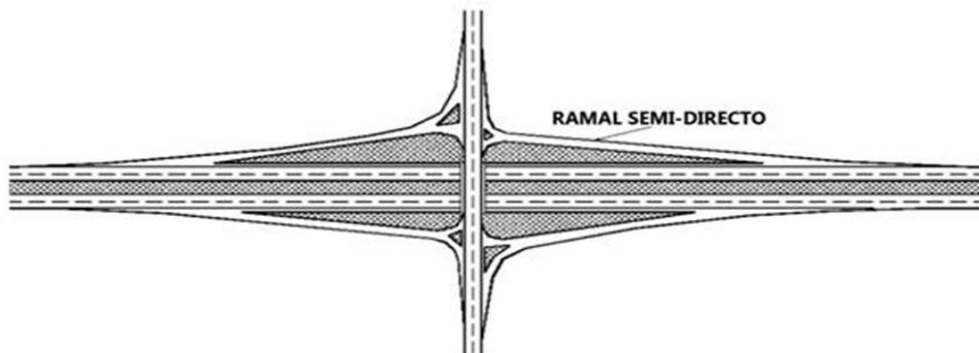




Figura 2A. 204-22 Intercambiadores de Tráfico de 4 ramales. (Diamante)

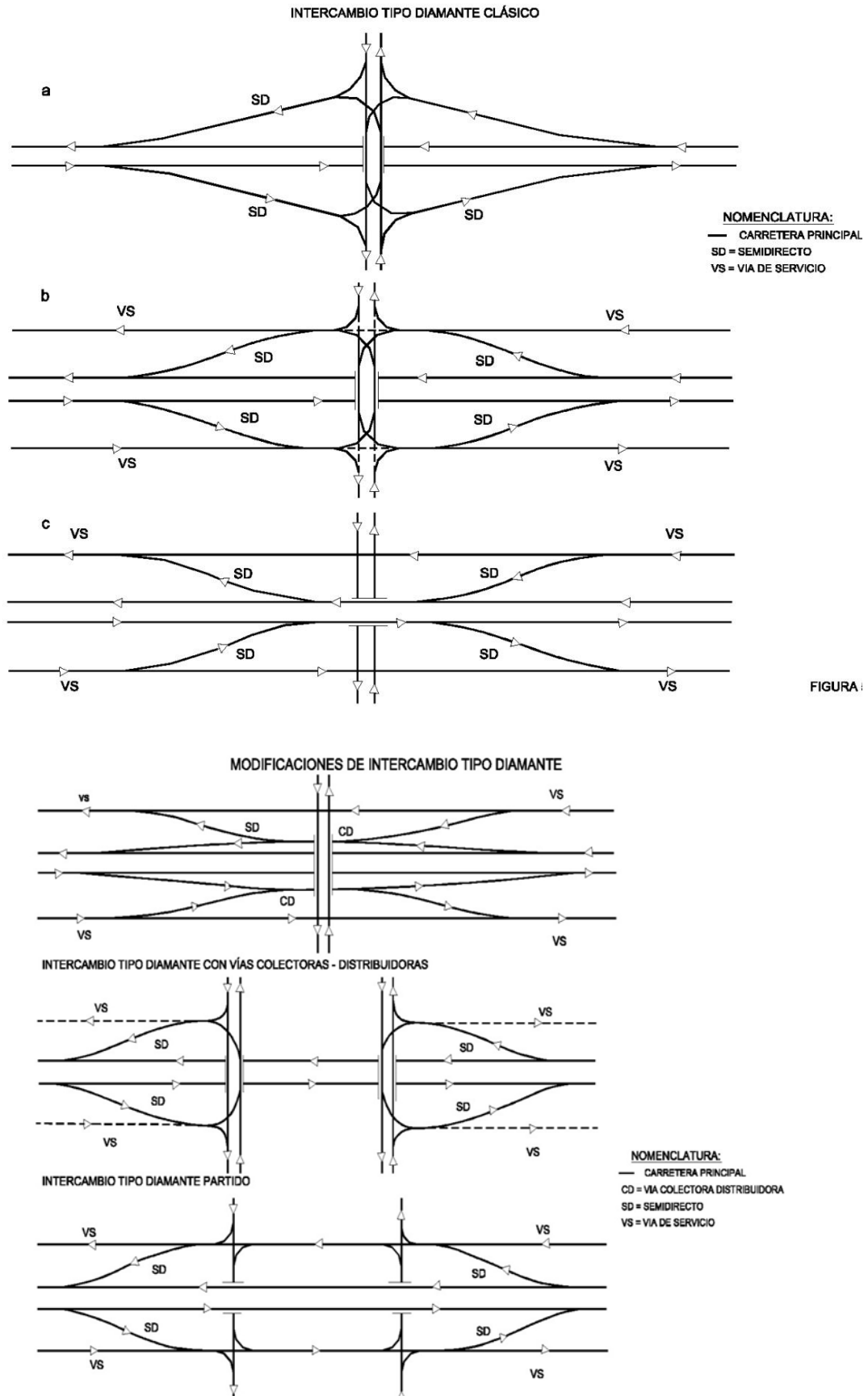


Figura 2A. 204-23 Intercambiadores de Tráfico de 4 ramales. (Diamante)

Intercambiador tipo trébol completo (4 cuadrantes) Se trata de un enlace de cuatro ramales con todos los cruces a distinto nivel que permite el cruce de dos vías. Realiza giros a la derecha de forma directa, utilizando lazos para los giros a izquierda, proporcionando una forma similar a la hoja de un trébol de cuatro hojas. Se utiliza cuando las dos vías que se cruzan forman un ángulo de aproximadamente 90° en dicha zona, requiriendo la construcción de una obra de paso (ya sea superior o inferior) y donde ambas vías tienen aproximadamente la misma jerarquía funcional



Figura 2A. 204-24 Intercambiadores de Trafico de 4 ramales. (Trébol)

Esta tipo de intercambiador se caracteriza por:

Aspectos positivos:

- Simplicidad, ya que sólo necesita una única estructura auxiliar (paso superior ó paso inferior), utilizada tanto para el cruce a distinto nivel de las carreteras principales, como para realizar todos los movimientos necesarios en el enlace.
- Fácilmente interpretable por los conductores.
- Todos los movimientos se producen sin intersecciones a nivel.
- El enlace tiene una forma aproximadamente simétrica que proporciona tanto seguridad vial como facilidad en el diseño del mismo (al no tener que realizar diseños distintos en cada uno de los cuadrantes de la intersección).

- Se suprime el poco evidente giro a la derecha mediante un ramal semidirecto propio de los tréboles parciales, lo que redunda en una mayor capacidad y una gran eficiencia en autopistas y carreteras convencionales.

Aspectos Negativos:

- Requieren de una gran área de afectación, para su implantación
- Para los peatones que desean cruzar de un lado a otro de estas vías, esta solución no es muy amigable.
- Incrementan considerablemente la longitud de recorrido de los vehículos, en mayor medida según sean mayores las velocidades de diseño
- Otra desventaja de los tréboles son las cortas distancias disponibles para las peligrosas maniobras de entrecruzamiento

Dentro de la solución tipo trébol se encuentran los de trébol modificado en los que en uno o dos ramales de giro a izquierdas se sustituyen el lazo por otro ramal más funcional, como uno circular o uno semidirecto. El giro circular a izquierdas (que al igual que el lazo es un tipo de giro inverso) consiste en que la salida y llegada se realicen por la derecha.

En cambio en el giro semidirecto también a izquierdas (que es un tipo de giro indirecto) se realiza la salida por la derecha y la incorporación por la izquierda, o viceversa.

Esto puede ser necesario cuando uno o dos de los ramales tiene mucha más afluencia de tráfico que el resto.



Variante tipo media estrella

Figura 2A. 204-25 Intercambiadores de Trafico de 4 ramales. (Trébol Modificado)



Variante tipo media turbina

Figura 2A. 204-26 Intercambiadores de Trafico de 4 ramales. (Trébol Modificado)

Los ramales son los elementos fundamentales de los intercambiadores de tráfico. Ellos conectan las vías que se cruzan, pudiendo adoptar una gran variedad de formas, ser unidireccionales o bidireccionales, empalmar por uno u otro lado de las calzadas, tener o no condición de parada y servir giros a la izquierda o a la derecha.

A pesar de la gran variedad de tipos de ramales que resultan de la combinación de estos aspectos, ellos serán agrupados en tres grandes categorías, atendiendo principalmente a sus formas, y serán descritos para una posterior definición de los tipos más frecuentes de intercambiadores.

2A.204.5.3 (3) c) Ramales Directos

Son aquellos que mantienen el mismo sentido de curvatura a lo largo de su desarrollo. Pueden atender giros a la izquierda o a la derecha, y sus empalmes, de salida en la carretera de origen y de entrada en la carretera de destino, están situados ambos a la derecha o a la izquierda en una y otra carretera. Los ramales directos, por su breve desarrollo y la simplicidad de su forma, son deseables para movimientos mayoritarios, debiendo procurarse un trazado que permita velocidades del orden de aquellas correspondientes a las Autopistas. Es inusual requerir ramales directos para flujos minoritarios

En la figura 2A. 204 – 26 se muestra los casos posibles de ramales directos: el caso “a” es el de giro a la derecha, con salida y entrada por la derecha de las calzadas de origen y destino respectivamente, y el caso “b” es el de giro a la izquierda, con salida y entrada por la izquierda. Este último caso debe evitarse siempre que sea posible, ya que las maniobras se desarrollan en los carriles de mayor velocidad.

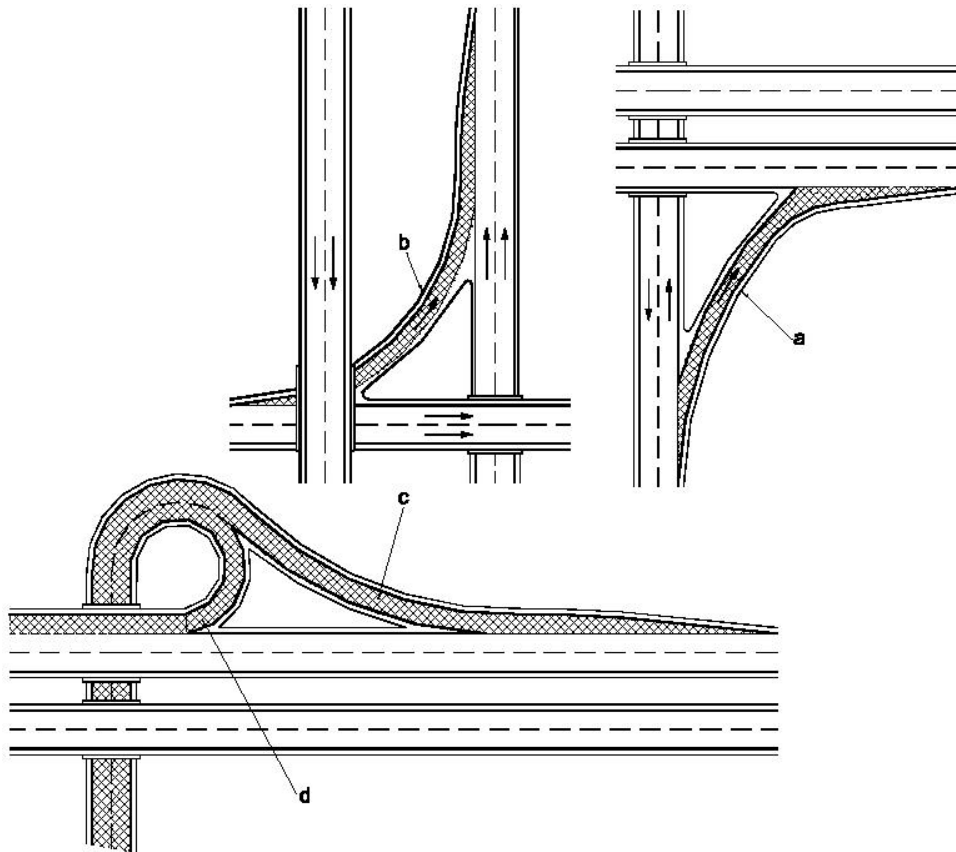


Figura 2A. 204–26 Ramales de Intercambiador

2A.204.5.3 (3) d) Ramales Semidirectos

Son aquellos en los que se produce, a lo largo de su desarrollo, al menos un cambio del sentido de curvatura. Para efectos de diseño serán considerados semi-directos también aquellos con la fisonomía de los directos pero con alguna condición de parada o con giros a la izquierda en la carretera de destino. Los ramales semi-directos, que por lo general tienen un desarrollo mayor que los directos y trazados más complejos, son preferibles para volúmenes intermedios a los que se puede disminuir la velocidad sin grandes inconvenientes y sin sacrificar funcionalidad ni seguridad vial, aunque su uso, una vez más, estará también regido por las demás circunstancias del proyecto.

Así definidos, estos ramales pueden servir giros a la izquierda o a la derecha, con salida y entradas también por la izquierda o la derecha indistintamente. Se debe considerar las mismas prevenciones aplicables a los ramales directos en lo tocante a salidas o entradas por la izquierda. Sin embargo, vale mencionar que por las Autopistas, dada la velocidad de diseño y características funcionales donde el control de accesos es fundamental, es recomendable para estos casos estandarizar las salidas y entradas para que siempre sean por la derecha.

En la figura 2A. 204 - 26, letra c, se muestra un tramo de ramal semi-directo con salida por la derecha. Esta configuración es típica de los intercambiadores tipo trompeta, cuando se completa con un ramal como el indicado con la letra d.

En la figura 2A. 204 - 27, letras a y b, se ilustran dos casos de ramales semi-directos para giros a la izquierda -el primero con salida por la izquierda y entrada por la derecha y el segundo con la salida por la derecha y entrada por la izquierda. En la misma Lámina, con la letra c, se indica un ramal semi-directo, propio de los intercambiadores de Tráfico tipo diamante, que presenta condición de parada en la carretera secundaria de destino. Esta parada hace más amigable la maniobra dado que controla mejor la velocidad en el ingreso a la vía secundaria que tendrá una menor jerarquía funcional y menor velocidad de operación

2A.204.5.3 (3) e) *Ramales u Orejas*

Son aquellos ramales utilizados para dirigirse a la izquierda, mediante una curva cerrada hacia la derecha que se desarrolla en más de 200^g-unos 300^g- como se aprecia en la figura d de la figura 2A. 204 -27.

Frecuentemente se da el caso de unión de un lazo con un ramal semidirecto, lo que produce configuraciones como la indicada en la letra e de la figura 2A. 204 - 27 o como la llamada "trompeta", parte de la cual aparece en la figura 2A. 204 - 27, letra d.

Por las características geométricas de las orejas, que generalmente obligan a velocidades de proyecto bajas, éstos deben preferirse para volúmenes reducidos, debiendo recurrirse a los otros tipos de ramales si los volúmenes son importantes incorporando longitudes de transición así como carriles auxiliares para no afectar la operación de los carriles principales

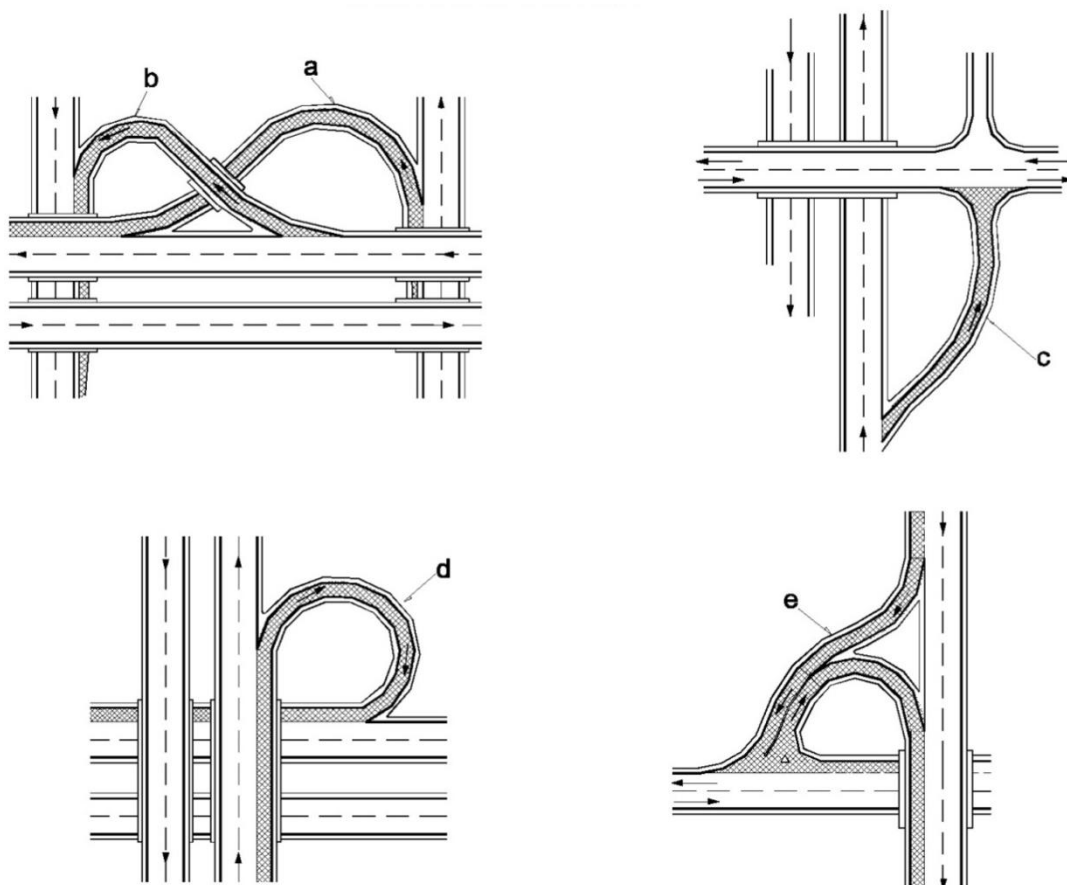


Figura 2A. 204–27 Ramales de Intercambiador

2A.204.5.3 (3)f) Carriles Auxiliares

Se denomina así, en el contexto de un Intercambiador, a los carriles adicionales y adyacentes a una carretera que proveen espacio y oportunidades adicionales para maniobras de entrecruzamiento, de ingreso a ella y de salida desde la misma, para no afectar su operación ni su seguridad. El ancho de estos carriles debe ser igual a los que constituyen el ancho tipo del carril de la carretera.

La eficiencia operacional en un Intercambiador puede ser mejorada usando carriles auxiliares continuos entre un terminal de entrada a una carretera y uno de salida de ella cuando los intercambiadores de tráfico están próximos, cuando la distancia entre el final de una longitud de incorporación y de transición de una entrada o de una salida es corta, y cuando no existe calzada colectora distribuidora que ayude a la operación vehicular en tal circunstancia.

Un carril auxiliar puede generarse de manera simple, manteniendo la configuración determinada por el empalme de los carriles que converge (ramal) a la calzada principal, o en conjunto con un empalme de dos carriles. La desaparición de un carril auxiliar puede conseguirse de varias maneras:

Cuando se aplica estos métodos para hacer desaparecer un carril auxiliar se debe asegurar que la zona de la nariz sea visible desde cualquier punto de dicho carriles auxiliar.

Si las maniobras de reingreso a los carriles principales son recurrentes, la zona de recuperación puede extenderse entre 150 y 300 m después de la nariz, antes de hacerla desaparecer mediante una transición normalizada (item D de Figura 2A. 204-28). En grandes Intercambiadores de Trafico, donde se procesan volúmenes superiores a los 100,000 vehículos diarios, esta longitud pudiera aumentar hasta 450m dependiendo del volumen de entrecruzamientos

Cuando un carril auxiliar se mantiene a través de varios intercambiadores, puede desaparecer según las especificaciones anteriores o puede desaparecer unos 750 m después de concluida la influencia del último de dichos intercambiadores de tráfico (item D de Figura 2A. 204 - 28)

Estos carriles de servicio deberán ser al menos de 2 carriles, veredas y espacio adicional para ciclo vías.

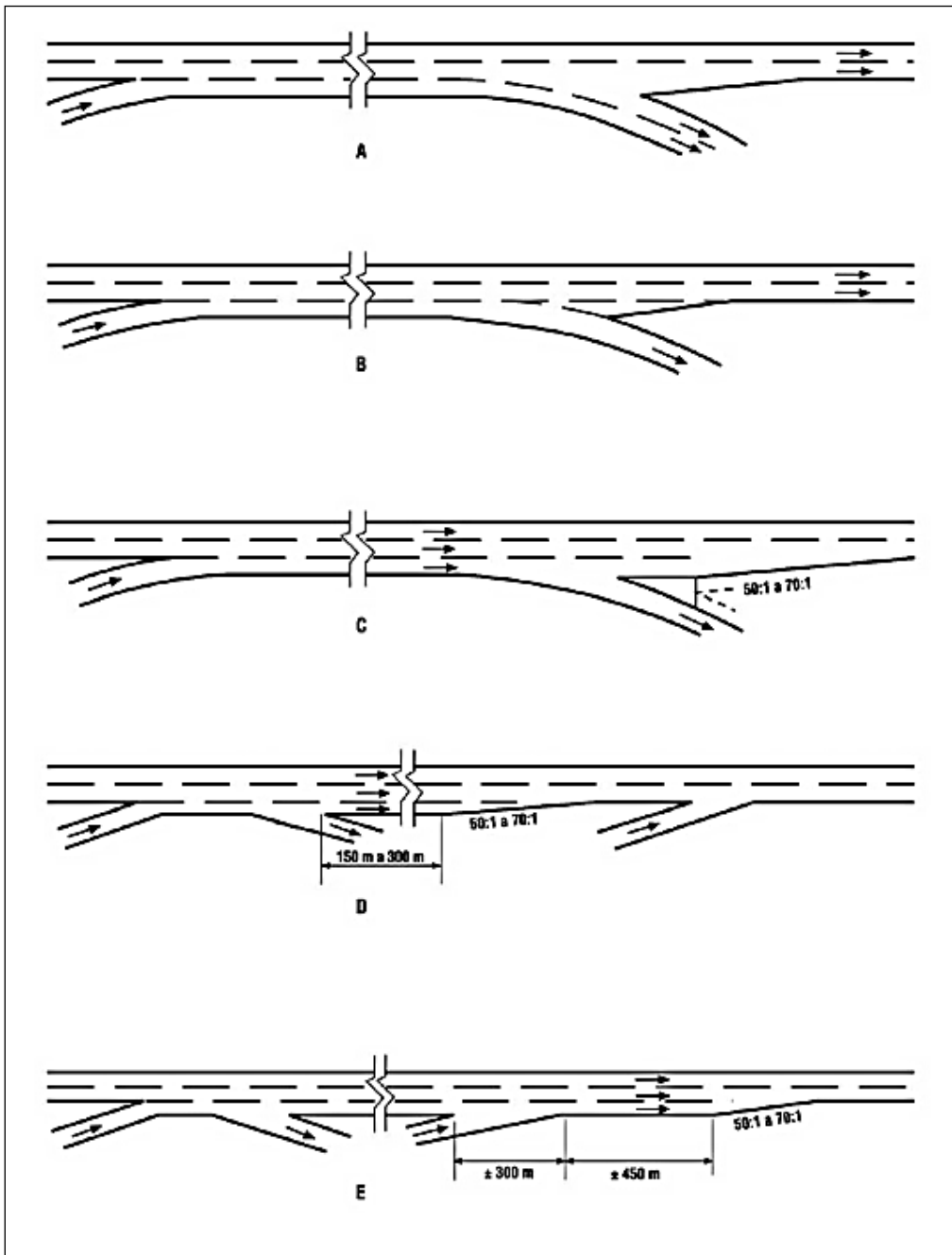


Figura 2A. 204–28 Formas de desaparición de Carriles Auxiliares

2A.204.5.4 Número y equilibrio de carriles

2A.204.5.4 (1) Número básico de carriles

Las carreteras deben mantener un número constante de carriles entamos tan largos como sea posible, excluyendo de la contabilidad los carriles auxiliares que puedan ser necesarias ocasionalmente.

Este número constante de carriles es denominado “básico”. Esto significa que no se debe reducir el número de carriles en forma ocasional por reducciones locales de la demanda.

En cuanto a la ampliación del número de carriles por aumentos puntuales de la demanda, éstos deben ser resueltos con carriles auxiliares.

2A.204.5.4 (2) *Equilibrio de carriles*

Para que la operación vehicular sea eficiente en la zona del Intercambiador y posteriormente a él, debe existir un adecuado equilibrio entre el número de carriles de los ramales y de las carreteras de paso. Los volúmenes de diseño y el análisis de capacidad respectivo determinan el número básico de carriles en la carretera y el número de carriles de los ramales. Se reitera la conveniencia de mantener la continuidad del número básico de carriles en zonas de entradas y salidas, aunque entre intercambiadores de tráfico puedan aparecer disminuciones locales de flujos, y recurrir a carriles auxiliares para resolver demandas puntuales superiores. En la figura 2A. 204-29 se ilustran estos principios.

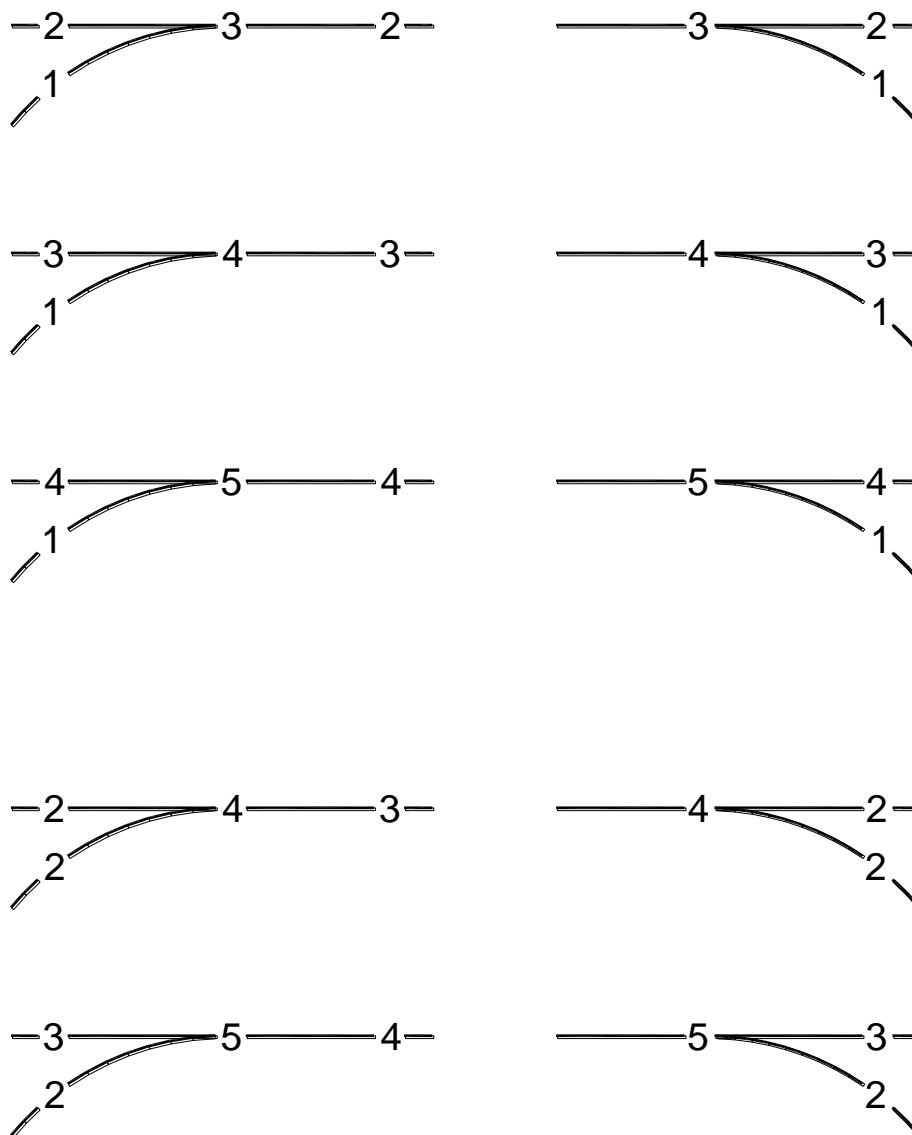


Figura 2A. 204-29 Ejemplo de Equilibrio de Carriles

2A.204.5.5 Diseño geométrico de un intercambiador

2A.204.5.5 (1) Aspectos generales

2A.204.5.5 (1) a) El Intercambiador

Las variables que condicionan el proyecto de un Intercambiador serán más mientras mayor sea el número de las vías a enlazar y mientras mayores sean las posibilidades de modificar o proyectar totalmente el trazado de dichas vías. En todo caso, suceda esto o lo contrario –que sería tener que adecuar el Intercambiador a una vialidad existente e inmutable- para una eficiente solución del problema es fundamental abordarlo entendiendo que su diseño abarca toda el área de la construcción, en vez de limitarlo a la definición de cada uno de sus elementos.

2A.204.5.5 (1) b) Distancias y Visibilidad

Los valores mínimos de distancia de visibilidad son los mismos que se aplican en intersecciones, que corresponden a las distancias mínimas de parada. Distancias mayores que éstas deben ser provistas cuando ello sea posible. Las limitaciones de visibilidad horizontal producida por pilares, estribos y barandas (en pasos superiores) suelen ser más importantes que las que se originan por las características en elevación, lo que refuerza lo dicho en relación a la conveniencia de trazados más amplios en estas zonas.

2A.204.5.5 (2) Trazado en planta

2A.204.5.5 (2) a) Aspectos generales

Como en todo trazado vial, la planta de un ramal es el resultado del calce sucesivo de alineaciones rectas y curvas, acordadas entre sí por otras curvas circulares de radio más amplio o por clotoides de transición. Tal sucesión debe constituir un eje cuya tangente sea una función continua de su desarrollo. A continuación se describirá los aspectos normativos que deben regir dichos trazados de las carreteras en la zona de Intercambiador, de los ramales y de sus empalmes con otros elementos del diseño.

2A.204.5.5 (2) b) Ajuste de las carreteras que se enlazan

Con la excepción del caso en que se proyecta enlazar carreteras que no se cruzan, todos los tipos de Intercambiador requieren modificar o rediseñar una de ellas o ambas en la zona del dispositivo a diseñar.

La aparición de pilares, estribos, barreras de protección, cunetas especiales, soleras y otras protuberancias, supone un aumento de los riesgos para los usuarios con respecto a las secciones normales de las carreteras que acceden al Intercambiador. Esto hace que sea necesario respetar los estándares de dichas carreteras en la zona del Intercambiador y, si es posible, mejorarlos.

Se debe evitar las curvaturas horizontales que se inician o terminan cerca de un vértice cóncavo o convexo con pendientes de acceso acusadas.

En un Intercambiador, una carretera de cuatro carriles debe ser de calzadas separadas. Muchas veces es preciso desdoblar una carretera bidireccional de dos carriles para evitar giros indebidos a la izquierda y para permitir la incorporación de carriles de aceleración que no están contempladas en carreteras bidireccionales. Esto aumenta la capacidad en la zona del Intercambiador, afectada por los empalmes de entrada principalmente. También puede servir para ubicar pilares intermedios de la estructura.

2A.204.5.5 (2) c) Trazado de los ramales

Un ramal consta de dos terminales o empalmes y de un tramo de vía entre ambos o brazo. El terminal que empalma con una carretera secundaria puede contemplar giros a la izquierda con condición de parada. En tal caso se tendrá una intersección a nivel en un extremo del ramal. En cambio, el empalme sobre la vía principal siempre será unidireccional y con los carriles de cambio de velocidad que correspondan al caso proyectado, pudiendo los vehículos acceder o salir de ellas por sus lados izquierdo o derecho, evitando siempre que sea posible la primera alternativa.

El tramo del ramal entre los empalmes, o brazo, puede estar formado por cualquier combinación de alineaciones que sirvan razonablemente al propósito de hacer cambiar de dirección a los vehículos. Estas alineaciones quedan condicionadas por la elección de una Velocidad de Proyecto para el ramal, la que a su vez depende del conjunto de circunstancias del proyecto.

2A.204.5.5 (2) d) Transiciones de Anchos

Es frecuente, dentro de un mismo ramal de Intercambiador, encontrar alineaciones que requieran distintos anchos de pavimento. Cuando esto ocurre, la transición de un ancho a otro se resuelve a lo largo de una curva o recta de manera lineal o gradual.

2A.204.5.5 (2) e) Longitud de transición, carril auxiliar y de incorporación

Los carriles de aceleración y deceleración en intercambiadores de tráfico presentan diferentes características ya anotadas para intersecciones.

Pero el éxito para el buen funcionamiento de un intercambiador consiste en la provisión de los apropiados carriles para el cambio de velocidad, para que los vehículos al entrar a la rampa y reducir la velocidad, lo hagan sin interferir inconvenientemente con el movimiento en los carriles principales y que, igualmente, al integrarse dichos vehículos al flujo principal, justo al salir de la rampa, lo hagan a velocidades compatibles con las del flujo mayor, para que el flujo vehicular conserve su régimen de operación libre sin turbulaciones.

Estos carriles de cambio de velocidad, incluyendo las áreas de transición, son concebidos para que la aceleración y deceleración de los vehículos que salen de o entran a las rampas, se

desarrolle en unas extensiones virtuales de las rampas, que siguen un recorrido paralelo a los carriles principales.

Construir intercambios sin la dotación de carriles de aceleración, es una invitación clara al fracaso funcional de la solución en el corto o en el mediano plazo.

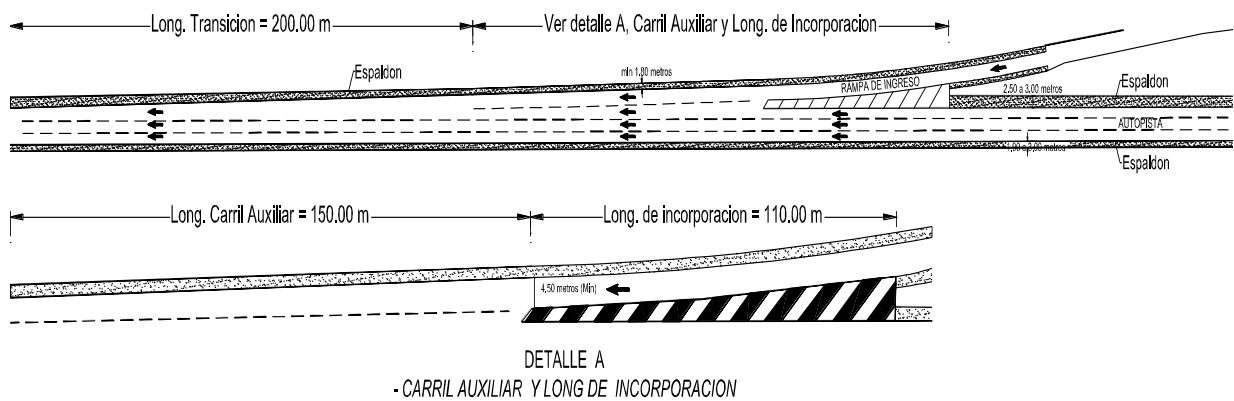


Figura 2A. 204–30 Longitud de transición, carril auxiliar y de incorporación

La Longitud de transición deberá tener una longitud de 200 metros, en este segmento de transición es donde nace o muere el carril auxiliar.

Para estandarizar, la Longitud de Carril Auxiliar debe tener una longitud mínima de 150 metros, en este segmento se cuenta desarrollado totalmente el carril auxiliar para el ingreso al ramal de servicio.

La Longitud de incorporación o salida de 110 metros es la longitud requerida como brecha de incorporación segura o brecha de bifurcación de salida segura. Aquí el ancho de la calzada se debe incrementar para demarcar una nariz apropiada de espacio seguro. Al final de la nariz de bifurcación de salida pudiera luego instalarse atenuadores de accidentes para reducir la severidad de los mismos en caso de su eventualidad.

2A.204.5.5 (2)f) Terminales Sucesivos

Cuando son necesarias entradas y salidas sucesivas en un tramo de carretera se generan interferencias entre los sucesivos carriles de cambio de velocidad y/o dificultades de maniobra tanto para el tránsito de paso como para el que gira. Además, se generan problemas de señalización en el caso de empalmes de salida que se suceden.

En la Lámina Figura 2A. 204 – 31 se muestra distintas soluciones para el proyecto de empalmes sucesivos. Son preferibles aquellas configuraciones en las que salidas y entradas aparecen en este

mismo orden (figura **a**). Sin embargo, cuando es necesario lo contrario aparecen una serie de posibilidades para el tratamiento de la situación.

En la figura **b** se muestra el caso relativo a los tramos de entrecruzamiento; aquí los carriles de cambio de velocidad empalman entre sí, generando un tramo de ese tipo.

En la figura **c** se muestra una solución cuando la entrada es seguida por una salida muy próxima, al punto que sus carriles de cambio de velocidad deben extenderse hacia cada lado de los empalmes. La isla divisoria dispuesta pretende minimizar las interferencias que produce el insuficiente tramo de entrecruzamiento en los carriles principales. En el ejemplo, la isla (de preferencia con solera) está separada de los carriles principales por una distancia equivalente al espaldón, que es lo deseable, y también está distante del carril auxiliar. Esta última distancia no debe ser inferior a 1.00 m.

En la figura **d** se muestra una sucesión de empalmes (entrada-salida-entrada-salida) en que se han unido los carriles auxiliares para constituir un carril continuo. Por último, en la figura **e**, se muestra la solución ideal a estos problemas, cual es la provisión de una calzada Colectora-Distribuidora (C-D), a la que se debe acudir cuando grandes volúmenes de tránsito son esperados y no se desea afectar la operación en la calzada principal.

Las dificultades mencionadas anteriormente, presentes en estos esquemas en mayor o menor grado, así como en otros no detallados en la Figura 2A. 204 - 31, deben ser limitadas mediante una separación mínima entre los empalmes sucesivos.

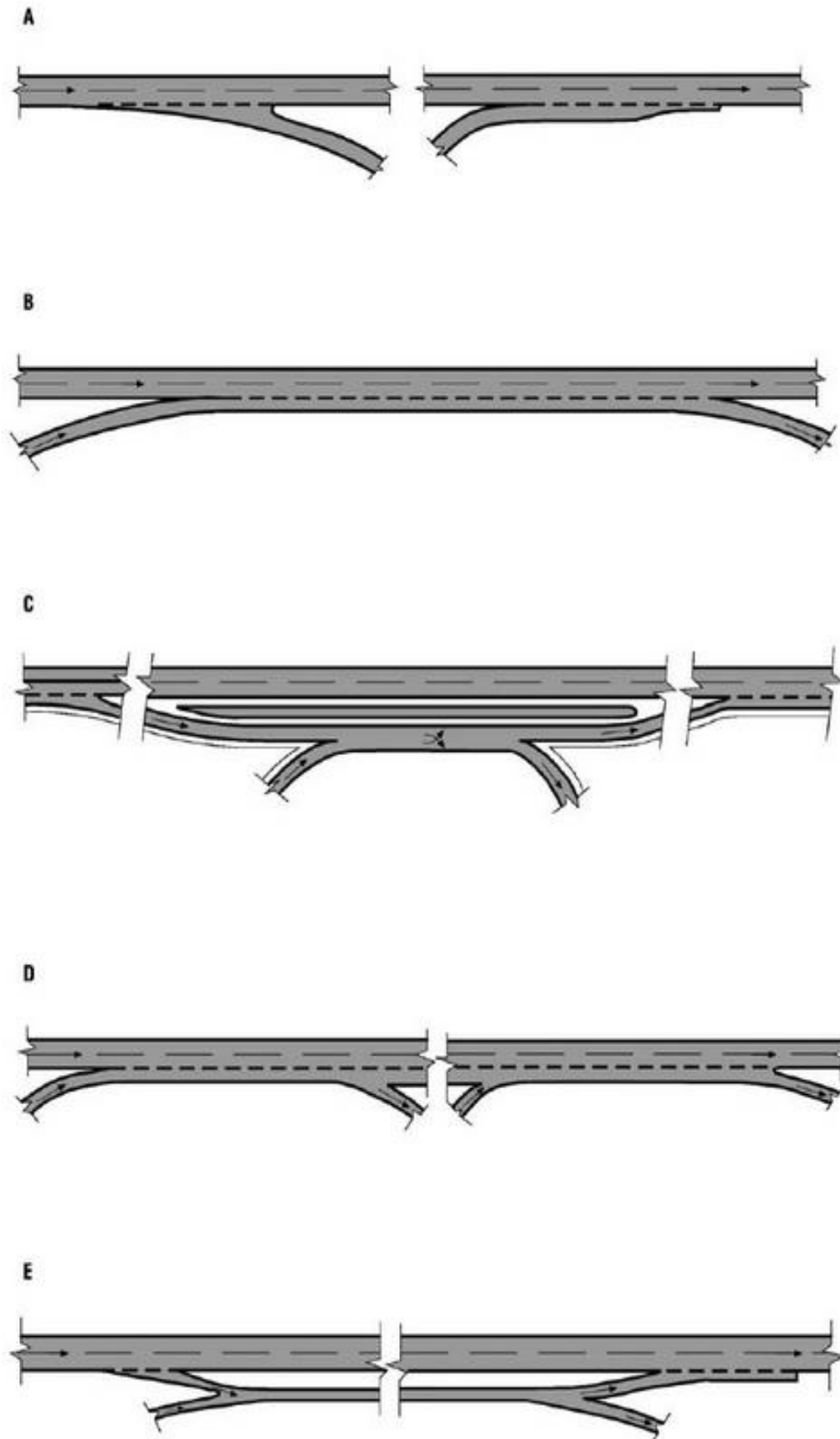


Figura 2A. 204-31 Terminales Sucesivos

2A.204.6. El Diseño de las Autopistas

2A.204.6.1 Aspectos generales.

Las autopistas son carreteras cuya función principal es de movilidad, no de acceso. De lo antes expresado se deriva que las autopistas son construidas con calzadas separadas y provistas de tres o más carriles de circulación por sentido; disponen además de control total en los accesos, por lo que se puede afirmar que son las carreteras con mayor nivel de calidad y costo dentro del entramado vial de una zona, un país o una región.

Las principales ventajas del control de los accesos son la preservación de la capacidad de la carretera, la operación de la corriente vehicular a velocidades relativamente altas y la mejoría significativa de la seguridad para todos los usuarios de la Autopista.

No existen en las autopistas intersecciones a nivel, semaforizadas o controladas por señales de ALTO, y el acceso y salida desde la Autopista está limitado a los lugares donde existen ramales. Los ramales están proyectados en general para permitir las maniobras de convergencia y divergencia a altas velocidades, minimizando por tanto las perturbaciones al tránsito en la vía principal. La circulación de los dos sentidos opuestos está separada generalmente por una barrera divisoria de hormigón tipo Jersey. La Figura 2A. 204 – 32, se muestra un ejemplo de estos criterios.



Figura 2A. 204-32 Imagen de Autopista, con control de accesos Total

2A.204.6.2 Secciones Básicas de Autopista.-

Son segmentos de la autopista cuya operación no se debe ver afectada por movimientos de convergencia o separación de los ramales cercanos ni por movimientos de entrecruzamiento.

De acuerdo a la clasificación funcional de las vías, que se indica en esta norma, las carreteras que en función del TPDA aplican a esta denominación son las AP2 y AP1; aunque las AV2 con control total de accesos por decisión de la autoridad, también encajarían dentro de esta denominación.

2A.204.6.3 Elementos Generales del Diseño Geométrico

2A.204.6.3 (1) Velocidad Directriz o de Diseño

Siendo catalogada una autopista como la categoría superior en la tipología de las carreteras, debe proyectarse para altas velocidades de diseño, con un máximo razonable de 110 kilómetros por hora. Una velocidad de diseño de 120 kilómetros por hora debe usarse en las autopistas regionales de características rurales o suburbanas. En terreno ondulado y montañoso puede restringirse la velocidad de diseño a 100 kilómetros por hora. Cabe mencionar que el manual de la AASHTO recomienda no bajar, bajo ningún concepto de 80 kilómetros por hora la velocidad de diseño de una autopista.

La velocidad de diseño en autopistas debe reflejar el deseo de brindar seguridad de operación fuera de las horas de punta, por lo que dicha velocidad no debe ser tan alta que exceda los límites prudentes de construcción, de adquisición de derechos de vía y de costos socioeconómicos del proyecto, dado que una gran proporción del tránsito circula durante el período del flujo de hora pico, o sea cuando la velocidad alcanza sus valores más conservadores.

2A.204.6.3 (2) Anchos de Carriles

Las autopistas deben tener un mínimo de tres carriles de circulación por sentido, con un ancho exigible de 3.65 metros por carril. El pavimento debe ser de alta calidad, disponer de una superficie de rodaje resistente al deslizamiento y capacidad estructural adecuada.

Los carriles deben tener una sección transversal con pendientes de 1.5 a 2.0 por ciento en los tramos en tangente, los cuales están constituidos en dos líneas en cada dirección con una corona en el centro de la línea del pavimento. En áreas de constantes o intensas lluvias, se recomienda incrementar a 2.5 por ciento la pendiente transversal del pavimento, para garantizar un adecuado drenaje. Se debe asegurar que la autopista cuente con espaldones pavimentados en ambos lados, tanto a la izquierda como a la derecha, siguiendo el nivel de los carriles. Para las autopistas, se recomienda que el ancho del pavimento del espaldón de la derecha sea de 2.5 metros.

Se recomienda que el color o la textura del espaldón sean diferentes que el de los carriles. La diferencia entre las vías y los espaldones es a menudo acentuada por franjas y marcas en el

pavimento o introduciendo irregularidades en la textura de la superficie de rodamiento, que se constituyen en atenuadores de velocidad. En la Figura 2A. 204 – 33, se muestra un ejemplo de estos criterios.



Figura 2A. 204-33 imágenes de dispositivos de seguridad, instalados en espaldones en las carreteras americanas

2A.204.6 .3 (3) *Pendientes o Gradientes Longitudinales*

La inclinación de la rasante estará determinada en función de la configuración del terreno y del volumen de tránsito previsto en el tramo a estudiar. La pendiente máxima será la mayor inclinación de rasante que se permita en el proyecto. Se pueden utilizar pendientes más pronunciadas, pero el menor espaciamiento entre los intercambiadores y la necesidad de frecuentes cambios de velocidad, hace aconsejable el uso de pendiente menor y restringido a sus rangos más bajos. Los niveles máximos de las pendientes longitudinales, concebidos como una función de la velocidad de diseño y el tipo de terreno, son dados en la Tablas 2A.204.13, aceptándose que las pendientes puedan ser uno por ciento más altas en casos extremos en áreas urbanas y para bajadas en un solo sentido, excepto en zonas montañosas

Tabla 2A.204- 13 Pendientes Máximas (Para Autopistas)

	Velocidades de Diseño, Km/h				
	80	90	100	110	120
Tipo de terreno	Pendientes en Porcentajes				
Plano	4	4	3	3	3
Ondulado	5	5	4	4	4
Montañoso	6	6	6	5	-

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets

2A.204.6 .3 (4) Ancho mínimo de autopista bajo estructuras

El diseño de puentes, alcantarillas, túneles y otras estructuras de drenaje mayor y de paso, debe guardar una estrecha correspondencia con las normas de la ASSHTO, Standard Specification for Highway Bridges.

El ancho efectivo de la sección transversal de los puentes de Autopistas no debe variar, ya que debe ser igual al de la carretera. El ancho de la estructura y su separación lateral para el caso de las carreteras y arterias que cruzan la autopista, deben diseñarse de acuerdo a su clasificación funcional.

Se deberá considerar una separación mínima igual a 3 metros desde el espaldón para edificar cualquier estructura de soporte de los tableros elevados en la Figura 2A. 204 – 34 muestra el esquema que debe ser considerado

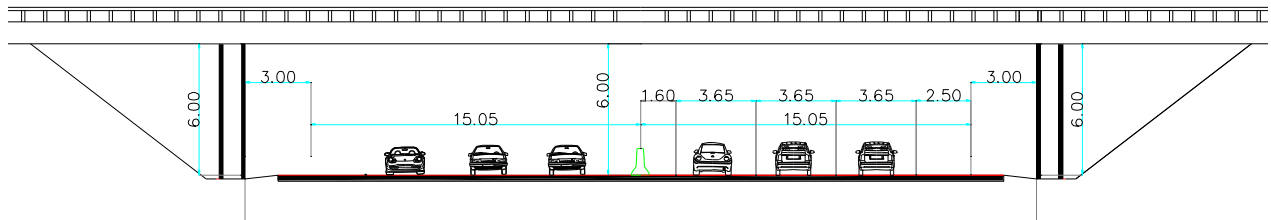


Figura 2A. 204-34. ancho mínimo de autopista bajo estructura

2A.204.6 .3 (5) Altura Libre en Estructuras

La altura libre para estructuras de paso sobre una autopista debe ser al menos 6 metros sobre el ancho total de la carretera, incluyendo carriles auxiliares y ancho usable de los espaldones. A esto puede añadirse una tolerancia de 15 centímetros, para tomar en consideración la pérdida de altura libre como efecto de los revestimientos o recapeos del pavimento que se pudiera dar durante su vida útil.

2A.204.6 .3 (6) Carriles de Servicio.

Existen casos en que la Autopista se convertirá en una barrera divisoria de haciendas, de recintos, etc. y cuyo acceso deberá ser restringido, los sectores donde se ubican justamente los intercambiadores de tráfico a desnivel permitirán dar esa conexión necesaria y con seguridad para un importante grupo de moradores.

Sin embargo, en los sectores que se ubican entre intercambiadores, habrá la necesidad de pensar en cómo atenderlos para que no arriesguen la vida ni afecten la operación de la Autopista.

En unos casos, habrá que plantear la necesidad de incorporar vías de servicio paralelas a la Autopista con separadores y/o muros divisorios a diferentes cotas para asegurar que ni persona ni animal alguno cruce sin control la autopista.

La Figura 2A. 204 – 35 muestra un esquema de una solución funcional como la mencionada que pudiera ser aplicable para algunos sectores de una autopista que cruza sectores poblados. En estos casos se deberá hacer el mayor de los esfuerzos con inventarios poblacionales para identificar los lugares donde pudieran requerir este tipo de solución.

En otros casos, habrá que plantear la necesidad de construir uno o algunos cruces, independientes de la Autopista para atender la conectividad requerida de los moradores y así no perturbar a la Autopista, preservando la seguridad de todos. Este es el caso de considerar la construcción de *Pasos Agrícolas -Puentes-Alcantarilla* que permitiría la conectividad de haciendas y poblados, incluso la continuidad de caminos vecinales independientes de una Autopista. Las Figuras 2A. 204 – 36 y Figuras 2A. 204 – 37 muestra un ejemplo de esta solución.

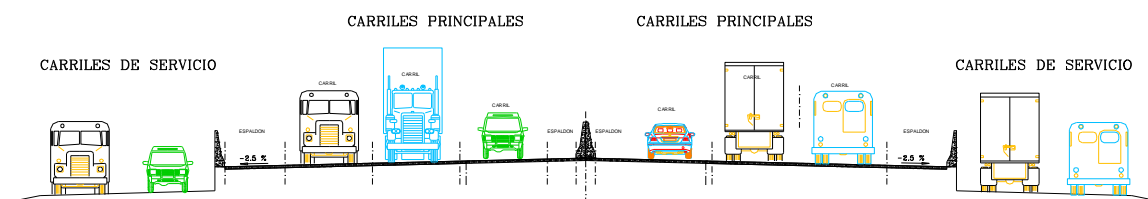


Figura 2A. 204-35. Esquema de la autopista con vías de servicio a cada lado a diferente nivel para el mejor control de los accesos.

Para los tramos de la Autopista en los que se considere el uso de vías de servicio, se deberá considerar todos los detalles altimétricos, por lo que, las secciones transversales se hacen necesarias. Así como se mencionó en 2A.204.5.3 (3) f) Carriles Auxiliares. El ancho mínimo de estos carriles será el necesario para albergar dos carriles, veredas e inclusive la posibilidad de ciclo vías.

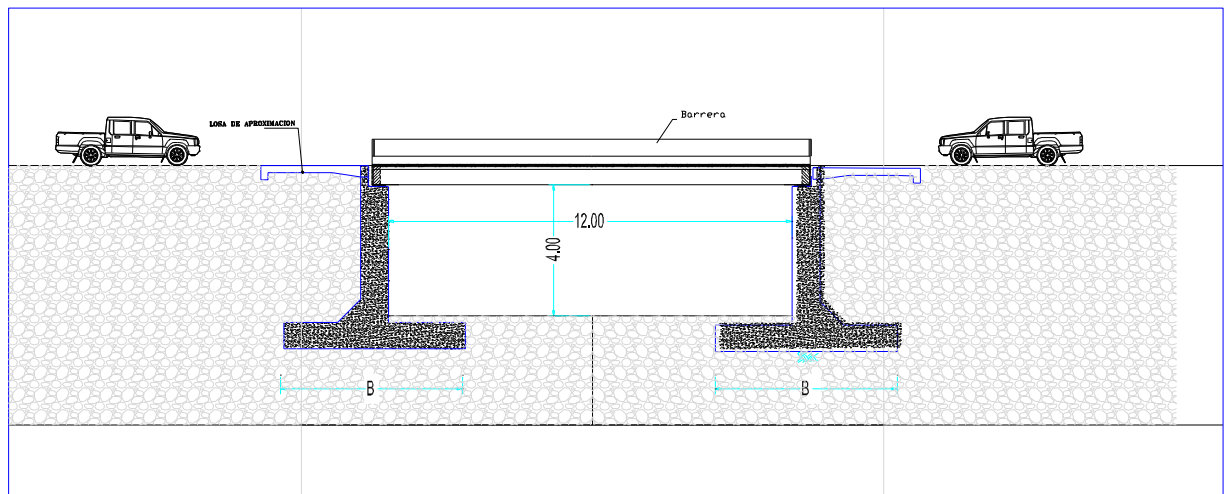
En este aspecto, se pueden conjugar varios conceptos. El concepto de seguridad y el concepto del control de accesos a la Autopista. Las vías de servicio que corren paralelas a los carriles principales de la Autopista pudieran estar a un nivel diferente para conseguir esa seguridad y ese control total de accesos; pero esto, conllevaría a la necesidad de elaborar perfiles longitudinales en cada vía de servicio, aprovechando al máximo la topografía existente.

Otra alternativa es manejar el diseño con carriles de servicio al mismo nivel de los principales, lo cual exige por seguridad, el uso de barreras de concreto tipo Jersey o cualquier tipo de barrera que impida el paso de peatones, animales y maquinaria a los carriles principales de la Autopista.

Con respecto a la sección libre que deberían tener los pasos agrícolas, se propone un ancho de 12 metros y una altura libre de 4 metros. Lo que permitiría el paso de animales y equipo agrícola, y contar con conexiones seguras en general entre predios, lotes y recintos; y así, defender la operación y la seguridad de la Autopista (Figuras 2A. 204 – 37).



Figura 2A. 204-36. Foto de un puente-alcantarilla que permite el cruce de maquinaria agrícola debajo de una autopista



PUENTE ALCANTARILLA

Figura 2A. 204-37. Esquema de paso agrícola

2A.204.6 .3 (7) Cerramiento.

Al cruzar zonas pobladas las Autopistas deberán controlar los accesos así como la generación de ruido. Una solución a esta problemática es el uso de cerramientos ubicados a los costados del carretero, cuyo propósito será el control de accesos hacia los carriles principales y puede tener aspectos arquitectónicos paisajísticos y estéticos. El tipo de material, dimensiones, construcción y mantenimiento será definido por el MTOP. En las Figuras 2A. 204 – 38, 2A. 204 – 39 y 2A. 204 – 40 se muestran ejemplos a considerar.



Figura 2A. 204-38. Ejemplos de cerramientos a los costados de la Autopista



Figura 2A. 204-39. Ejemplos de cerramientos a los costados de la Autopista



Figura 2A. 204-40. Ejemplos de cerramientos, con barreras Jersey a los costados de la Autopista

En los casos que los moradores asentados a los costados de la autopista, desean incorporarse deberán pedir autorización al MTOP, entidad que tendrá la potestad de negar o condicionar su decisión al interesado; En este aspecto, de permitirse el acceso, este deberá ser construido respetando las Normas aquí descritas, considerando las longitudes de incorporación, carril auxiliar y carril de transición requeridos.

En zonas rurales, también se deberán considerar medidas para el control de accesos, El tipo de material, dimensiones, construcción y mantenimiento será definido por el MTOP, El diseño de Autopistas debe constar de todos los elementos que garanticen el control de accesos, pues de no hacerlo se tendrían los siguientes inconvenientes:

- Se permite la aparición de asentamientos informales al pie de la Autopista, destruyendo el concepto de control y seguridad
- Los propietarios dueños del lotes adyacentes a la Autopista podrían subdividir sus propiedades para venderlas a mejor precio, generando "Lotes Chorizo", generando un sinnúmero de ingreso sin control.
- Cualquier otro riesgo si se omite este elemento de control.

SECCIÓN 2A.204 CICLOVIAS

Su diseño atenderá a lo dispuesto en lo dispuesto en las Normas AASHTO 2013 que se indica a continuación:

Bibliografía

- “Texas Highway Operations Manual.”
- “Policy on Geometric Design and Streets”
- “Highway Design Division operations and Procedures Manual
- “ Manual de Carreteras de Chile”
- “ Manual de Carreteras de Centroamerica”
- “ Normas interinas de Corpecuador”

**MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS
PÚBLICAS DEL ECUADOR**

SUBSECRETARÍA DE INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE

**NORMA ECUATORIANA VIAL
NEVI-12 - MTOP**

VOLUMEN N° 2 – LIBRO A
NORMA PARA ESTUDIOS VIALES

**CAPITULO 2A.300
ESTUDIOS DE GEODESIA Y TOPOGRAFIA**

QUITO 2013

INDICECAPÍTULO 2A.300

CAPITULO 2A.300: ESTUDIOS DE GEODESIA Y TOPOGRAFIA.....	202
SECCIÓN 2A.301 ASPECTOS GENERALES Y REFERENCIACION DE LOS ESTUDIOS	202
2A.301.1 OBJETIVOS Y ALCANCES	202
2A.301.2 DEFINICIONES BÁSICAS	202
2A.301.2.1 Sistema de Unidades.....	202
2A.301.2.1 (1) Aspectos Generales.....	202
2A.301.2.1 (2) Medidas Angulares	202
2A.301.2.1 (3) Medidas de Longitud.....	202
2A.301.3 PROCEDIMIENTOS GEODÉSICOS PARA REFERENCIAR LOS TRABAJOS TOPOGRÁFICOS	203
2A.301.3.1 Conceptos y Criterios Adoptados.....	203
2A.301.4 REFERENCIACION PLANIMETRICA EN TERRENO MEDIANTE GPS.....	206
2A.301.4.1 Aspectos Generales.....	206
2A.301.4.2 Referenciación de un STC de Orden Primario	206
2A.301.4.3 Referenciación de un STC de Orden Secundario	207
2A.301.4.4 Referenciación de un STC de Orden Terciario	208
2A.301.4.5 Monumentación de Figuras Base y Línea Base.....	208
2A.301.4.6 Verificaciones Obligatorias	209
2A.301.4.7 Referencia Altimétrica	209
2A.301.5SEPARACIÓN EN HUSOS LTM.....	210
2A.301.6DEFINICIÓN DE PLANOS PTL	211
2A.301.7REFERENCIACIÓN PLANIMÉTRICA EN TERRENO MEDIANTE GPS	211
2A.301.8 DEFINICIÓN DEL FACTOR DE ESCALA	212
2A.301.9TRANSFORMACIÓN A COORDENADAS PTL	213
2A.301.10 SISTEMA DE TRANSPORTE DE COORDENADAS ENTRE LÍNEAS BASE.....	216
2A.301.11 PLANIFICACIÓN DEL TRABAJO EN TERRENO	217
2A.301.12 ASPECTOS NORMATIVOS	219
SECCIÓN 2A.302 CONCEPTOS RELATIVOS A SISTEMAS DE REFERENCIA GEODESICOS	221
2A.302.1 SISTEMA TOPOCÉNTRICO (SISTEMA LOCAL DE COORDENADAS)	221
2A.302.1.1 Utilizar sólo un PTL.....	221
2A.302.1.2. Utilizar más de un PTL	221
2A.302.2 SISTEMAS GLOBALES DE REFERENCIA	223
2A.302.2.1 Sistema WGS-84	223
2A.302.2.2 Sistema SIRGAS	223
2A.302.3 SISTEMAS PSAD-56 Y SAD-69	223
2A.302.3.1 Transformación de Sistemas.....	223
2A.302.4 ASPECTOS NORMATIVOS.....	224
2A.302.4.1. Respecto de Sistemas de Referencia.....	224
2A.302.4.2 Respecto de Planos Topográficos Locales	224
SECCIÓN 2A.303 SISTEMAS DE PROYECCIÓN Y GPS	225
2A.303.1 TRANSVERSA DE MERCATOR.....	225

2A.303.2 PROYECCION TM LOCAL (LTM).....	225
2A.303.2.1 Transformación de LTM en PTL	227
2A.303.2.2 Transformación de Coordenadas PTL a UTM	227
2A.303.3 ASPECTOS NORMATIVOS.....	227
SECCIÓN 2A.304 CONCEPTOS, CRITERIOS Y METODOS GENERALES EN TRABAJOS DE TOPOGRAFIA VIAL.....	229
2A.304.1 OBJETIVOS Y ALCANCES	229
2A.304.2 ERRORES Y SU CUANTIFICACION.....	229
2A.304.2.1 Conceptos Básicos.....	229
2A.304.2.1 (1) <i>Precisión</i>	229
2A.304.2.1 (2) <i>Exactitud</i>	229
2A.304.2.1 (3) <i>Cifras Significativas</i>	230
2A.304.2.2 Faltas y Errores.....	230
2A.304.2.2 (1) <i>Faltas</i>	230
2A.304.2.2 (2) <i>Errores Sistemáticos</i>	231
2A.304.2.2 (3) <i>Errores Accidentales</i>	231
2A.304.2.3 Conceptos Básicos Relativos a la Probabilidad de Errores Accidentales.....	232
2A.304.2.3(1) <i>Valor más Probable</i>	232
2A.304.2.3(2) <i>Errores y Residuos</i>	232
2A.304.2.4 Cuantificación de Errores Accidentales	232
2A.304.2.4(1) <i>Indicadores de Precisión</i>	232
2A.304.2.5 Rechazo o Eliminación de Observaciones.....	233
2A.304.2.6 Cierre y Compensación de Errores.....	235
2A.304.3 PROCEDIMIENTOS DE MEDIDAS EN TOPOGRAFIA	236
2A.304.3.1 Objetivos y Alcances.....	236
2A.304.3.2 Medida de Distancias Horizontales.	236
2A.304.3.2 (1) <i>Aspectos Generales</i>	236
2A.304.3.2 (2) <i>Medidas de Precisión para Distancias Horizontales.</i>	236
2A.304.3.3 Medida de Distancias Verticales o Desniveles.....	241
2A.304.3.3 (1) <i>Aspectos Generales</i>	241
2A.304.3.3 (2) <i>Métodos Precisos para Determinar Desniveles</i>	242
2A.304.3.3(3) <i>Métodos de Mediana Precisión para Determinar Desniveles</i>	242
2A.304.3.3(4) <i>Métodos de Reducida Precisión Para Determinar Desniveles</i>	242
2A.304.3.3(5) <i>Métodos de Baja Precisión para Determinar Desniveles</i>	243
2A.304.3.4 Medidas de Ángulos	243
2A 304.3.4(1) <i>Aspectos Generales</i>	243
2A.304.3.4 (2) <i>Medida de Ángulos Horizontales</i>	244
2A.304.3.4.(3) <i>Medida de Ángulos Verticales</i>	248
2A.304.4 TRABAJOS TOPOGRAFICOS	249
2A.304.4.1 Objetivos y Alcances.....	249
2A.304.4.2 Levantamientos de Precisión de Expresión Numérica o Sistemas de Transporte de Coordenadas.	250
2A.304.4.2 (1) <i>Aspectos Generales</i>	250

2A.304.4.2 (2) Transporte de Coordenadas Planimétricas	250
2A.304.4.2 (3) Transporte de la Coordenada Altimétrica.....	250
2A.304.4.3 Levantamientos Gráficos y Numéricos.	251
2A.304.4.3 (1) Aspectos Generales.....	251
2A.304.4.3 (2) Levantamientos Topográficos de Planta.....	251
2A.304.4.3(3) Levantamiento Topográfico de Perfiles.....	251
2A.304.4.4 Replanteos.	251
2A.304.4.4(1) Aspectos Generales.....	251
2A.304.4.4(2) Replanteo de Puntos Corrientes	252
2A.304.4.4 (3) Replanteo de Curvas.....	252
2A.304.4.5 Levantamientos a Escala Intermedia.	252
2A.304.4.5(1) Aspectos Generales.....	252
2A.304.4.5(2) Por Fotogrametría.....	252
2A.304.4.5(3) Por Otros Métodos.....	252
2A.304.4.5(4) Precisión	252
SECCIÓN 2A.305 REDES DE APOYO.....	253
2A.305.1 ASPECTOS GENERALES	253
2A.305.2 CONTROLES TOPOGRAFICOS PARA SISTEMAS DE TRANSPORTE DE COORDENADAS (STC).....	253
2A.305.2.1 Órdenes de Control.....	253
2A.305.2.2 Elección de Ordenes de Control	254
2A.305.2.3 Tolerancias del Orden de Control.....	254
2A.305.2.3(1)CONTROL ALTIMETRICO:.....	254
2A.305.3 MONUMENTACION DE REFERENCIAS	255
2A.305.3.1 Aspectos Generales.....	255
2A.305.3.2 Monolitos y Puntos de Referencia Principales	255
2A.305.3.2(1) Oportunidad de Uso.....	255
2A.305.3.2(2) Selección del Emplazamiento	255
2A.305.3.2(3) Materiales, Forma y Dimensiones.....	255
2A.305.3.2(4) Materialización del Punto de Interés.....	256
2A.305.3.2(5) Identificación	256
2A.305.3.3 Monumentos Auxiliares o Provisorios	258
SECCIÓN 2A.306 TRIANGULACIONES, TRILATERACIONES, POLIGONALES Y NIVELACIONES	259
2A 306.1 ASPECTOS GENERALES	259
2A.306.1.1 Objetivos y Alcances	259
2A.306.2 EXIGENCIA DE LAS TRIANGULACIONES	259
2A.306.2.1 Objetivos y Alcances	259
2A.306.2.2 Monumentación	260
2A.306.2.3 Instrumental.....	260
2A.306.2.4 Tolerancias Admisibles	260
2A.306.3.4 (1) Aspectos Generales.....	260
2A.306.3.4(2) Tolerancias en las Bases de Ampliación y en los Lados Base de Cálculo	260

2A.306.3.4 (3) <i>Tolerancias en la Triangulación</i>	261
2A.306.4 TRILATERACIONES.....	262
2A.306.4.1 Aspectos Generales	262
2A.306.4.1(1) <i>Objetivos y Alcances</i>	262
2A.306.5 POLIGONALES.....	263
2A.306.5.1 Aspectos Generales	263
2A.306.5.1(1) <i>Objetivos y Alcances</i>	263
2A.306.5.1 (2) <i>Oportunidad de Uso de una Poligonal</i>	263
2A.306.6 NIVELACIONES	264
2A.306.6.1 Aspectos Generales	264
2A.306.6.2 Nivelación Geometrica de Alta Precision	264
2A.306.6.2(1) <i>Objetivos y Alcances</i>	264
2A.306.6.2 (2) <i>Monumentación</i>	264
2A.306.6.3 Instrumental.....	264
2A.306.6.3(1) <i>Aspectos Generales</i>	264
2A.306.6.3(2) <i>Niveles y Accesorios</i>	265
2A.306.6.3(3) <i>Miras y Accesorios</i>	265
2A.306.6.3(4) <i>Puntos de Apoyo de la Mira</i>	265
2A.306.6.4 Exigencias y Tolerancias Admisibles.	265
2A.306.6.4(1) <i>Aspectos Generales</i>	265
2A.306.6.4 (2) <i>Exigencias</i>	266
2A.306.6.4(3) <i>Tolerancias</i>	266
2A.306.7 NIVELACION GEOMETRICA DE PRECISION.....	267
2A.306.7.1 <i>Objetivos y Alcances</i>	267
2A.306.7.2 <i>Monumentación</i>	267
2A.306.7.3 Instrumental.....	267
2A.306.7.3(1) <i>Aspectos Generales</i>	267
2A.306.7.3(2) <i>Niveles y Accesorios</i>	267
2A.306.7.3 (3) <i>Miras y Accesorios</i>	267
2A.306.7.3 (4) <i>Puntos de Apoyo de la Mira</i>	268
2A.306.7.4 <i>Exigencias y Tolerancias Admisibles</i>	268
2A.306.7.4(1) <i>Aspectos Generales</i>	268
2A.306.7.4 (2) <i>Exigencias</i>	268
2A.306.7.4(3) <i>Tolerancias</i>	268
2A.306.8 NIVELACIÓN GEOMETRICA CORRIENTE	268
2A.306.8.1 <i>Objetivos y Alcances</i>	268
2A.306.8.2 <i>Monumentación</i>	269
2A.306.8.3 Instrumental.....	269
2A.306.8.3(1) <i>Aspectos Generales</i>	269
2A.306.8.3(2) <i>Niveles y Accesorios</i>	269
2A.306.8.3(3) <i>Miras y Accesorios</i>	269
2A.306.8.3(4) <i>Puntos de Apoyo de la Mira</i>	269

2A.306.8.4 Exigencias y Tolerancias Admisibles.....	270
2A.306.8.4(1) Aspectos Generales.....	270
2A.306.8.4 (2) Exigencias.....	270
2A.306.8.4(3) Tolerancias.....	270
2A.306.8.5 Registro, Cálculo y Compensacion de las Nivelaciones Geometricas	270
2A.306.8.5(1) Aspectos Generales.....	270
2A.306.8.6 Registros.....	270
2A.306.8.6 (1) Aspectos Generales.....	270
2A.306.8.6(2) Nivelación Geométrica de Alta Precisión.....	271
2A.306.8.6(3) Nivelación Geométrica de Precisión	271
2A.306.8.6 (4) Nivelación Geométrica Corriente.....	272
2A.306.8.6 (5) Cálculos	272
2A.306.8.7 Compensaciones	272
2A.306.8.7(1) Aspectos Generales.....	272
2A.306.8.7(2) Compensación de una Nivelación de Alta Precisión.....	273
2A.306.9 NIVELACION TRIGONOMETRICA DE PRECISION	273
2A.306.9.1 Objetivos y Alcances.....	273
2A.306.9.2 Monumentación.....	274
2A.306.9.3 Instrumental.....	274
2A.306.9.3(1) Aspectos Generales.....	274
2A.306.9.3 (2) Medidas Angulares	274
2A.306.9.3(3) Medidas de Distancia	274
2A.306.9.4 Tolerancias Admisibles	275
2A.306.9.4 (1) Aspectos Generales.....	275
2A.306.9.4(2) Tolerancia en Medida de Distancia.....	276
2A.306.9.4 (3) Tolerancia en Error de Cierre del Circuito.....	276
2A.306.10 NIVELACION TRIGONOMETRICA CORRIENTE.....	276
2A.306.10.1 Objetivos y Alcances.....	276
2A.306.10.2 Monumentación.....	276
2A.306.10.3 Instrumental.....	276
2A.306.10.3 (1) Aspectos Generales.....	276
2A.306.10.3 (2) Medidas de Ángulos Verticales.....	277
2A.306.10.3 (3) Medidas de Distancia	277
2A.306.10.4 Tolerancias Admisibles.	277
2A.306.10.4 (1) Aspectos Generales.....	277
2A.306.10.4 (2) Tolerancia en Medida Angular.....	277
2A.306.10.4 (3) Tolerancia en Medida de Distancia	277
2A.306.10.4 (4) Tolerancia en Error de Cierre del Circuito.....	277
SECCION 2A.307 TRANSPORTE DE COORDENADAS MEDIANTE GPS	279
2A.307.1 ASPECTOS GENERALES	279
2A.307.2 COMPATIBILIDAD Y LIMITACIONES.....	279
2A.307.2.1 Formato Rinex.....	279

2A.307.2.2	Receptores GPS	279
2A.307.3	Procedimientos Para El Transporte De Coordenadas Mediante GPS	279
2A.307.3.1	Conceptos Básicos	279
2A.307.3.2	Determinación de Bases GPS Para Proyectos Viales	280
2A.307.3.3	Azimut de una Línea Base.....	283
2A.307.3.4	Precisión	284
2A.307.5	METODOS ESTATICOS.....	284
2A.307.6	METODO DINAMICO	285
2A.307.7	ALTIMETRIA	286
2A.307.8	REDES ACTIVAS	288
2A.307.9	ASPECTOS NORMATIVOS.....	288
2A.307.9.1	Formato de Entrega de Datos	288
2A.307.9.2	Coordenadas de Partida.....	289
2A.307.9.3	Calidad de Procesamiento	289
2A.307.9.4	Cierre y Ajuste de Figuras	289
2A.307.9.5	Altimetría.....	289
SECCIÓN 2A.308 LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS GENERALES Y ESPECIALES		290
2A.308.1	ASPECTOS GENERALES	290
2A.308.2	LEVANTAMIENTOS DISTANCIOMETRICOS	290
2A.308.2.1	Objetivos y Alcances.....	290
2A.308.2.2	Monumentación.....	292
2A.308.2.3	Instrumental	292
2A.308.2.4	Tolerancias	292
2A.308.2.5	Tolerancia en Levantamientos Distanciométricos, Escala 1:2.000.	293
2A.308.2.5(1)	<i>Objetivos y Alcances</i>	293
2A.308.2.5(2)	<i>Tolerancias en la Poligonal Auxiliar</i>	293
2A.308.2.5(3)	<i>Tolerancia en los Puntos de Relleno</i>	293
2A.308.2.6	Tolerancia en los Levantamientos Distanciométricos , Escala 1: 1.000.....	293
2A.308.2.6(1)	<i>Aspectos Generales</i>	293
2A.308.2.6(2)	<i>Tolerancias en la Poligonal</i>	294
2A.308.2.6(3)	<i>Tolerancia en los Puntos de Relleno</i>	294
2A.308.2.7	Tolerancias en los Levantamientos Distanciométricos, Escala 1:500.....	294
2A.308.2.7(1)	<i>Aspectos Generales</i>	294
2A.308.2.7(2)	<i>Tolerancias en la Poligonal</i>	294
2A.308.2.7(3)	<i>Tolerancia en los Puntos de Relleno</i>	295
2A.308.2.8	Tolerancias en los Levantamientos Distanciométricos, Escala 1:200.....	295
2A.308.2.8(1)	<i>Aspectos Generales</i>	295
2A.308.2.8(2)	<i>Tolerancias en la Poligonal</i>	295
2A.308.2.8(3)	<i>Tolerancia en los Puntos de Relleno</i>	296
2A.308.2.9	Tolerancias en los Levantamientos Distanciométricos, Escala 1:100.....	296
2A.308.2.9(1)	<i>Aspectos Generales</i>	296
2A.308.2.9(2)	<i>Tolerancias en la Poligonal</i>	296
2A.308.2.9(3)	<i>Tolerancia en los Puntos de Relleno</i>	296

2A.308.2.10 Registro, Cálculo y Compensación de los Levantamientos Distanciométricos	297
2A.308.2.10(1) Registro	297
2A.308.2.10(2) Cálculos	297
2A.308.2.10(3) Compensación.....	297
2A.308.3 LEVANTAMIENTOS FOTOGRAMETRICOS	298
2A.308.3.1 Aspectos Generales	298
2A.308.3.2 Levantamientos por Fotogrametría Aérea o Aerofotogramétricos	299
2A.308.3.2 (1) <i>Objetivos y Alcances</i>	299
2A.308.3.2(2) <i>Instrumental</i>	300
2A.308.3.2(3) <i>Toma de las Fotografías Aéreas</i>	300
2A.308.3.2(4) <i>Apoyo Terrestre</i>	301
2A.308.3.2(5) <i>Restitución</i>	302
2A.308.3.2(6) <i>Tolerancias</i>	303
2A.308.3.3 Levantamientos Fotogramétricos a Escalas Grandes	304
2A.308.3.3 (1) <i>Aspectos Generales</i>	304
2A.308.3.3(2) <i>Escala 1:2.000 con Curvas de Nivel Cada 2 m.</i>	304
2A.308.3.3(3) <i>Escala 1:1.000 con Curva de Nivel Cada 1 m.</i>	304
2A.308.3.3(4) <i>Escala 1:500 con Curva de Nivel Cada 0,5 m.</i>	304
2A.308.3.4 Levantamientos Fotogramétricos a Escalas Intermedias.....	305
2A.308.3.4(1) <i>Aspectos Generales</i>	305
2A.308.3.4(2) <i>Escala 1:2.000 con Curvas de Nivel Cada 2 m.</i>	305
2A.308.3.4(3) <i>Escala 1:5.000 con Curvas de Nivel Cada 5 m.</i>	305
2A.308.3.4(4) <i>Escala 1:10.000 con Curvas de Nivel Cada 10 m.</i>	306
2A.308.4 LEVANTAMIENTOS CON GPS	306
2A.308.4.1 Precisión.	306
2A.308.4.2 Levantamiento de Detalles.....	307
2.308.4.3 Posicionamiento en Tiempo-Real.....	308
2A.308.4.4 Relevamiento de Ejes Mediante GPS.....	309
2A.308.5 LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS MEDIANTE LASER AEROTRANSPORTADO	311
2A.308.5.1 Aspectos Generales	311
2A.308.5.2 Aspectos Normativos.....	312
2A.308.5.2(1) <i>Referenciación Geodésica</i>	312
2A.308.5.2(2) <i>Tolerancias</i>	312
2A.308.6 LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS ESPECIALES	312
2A.308.6.1 Aspectos Generales	312
2A.308.6.2 Levantamientos por Interseccion de Visuales	313
2A.308.6.2(1) <i>Objetivos y Alcances</i>	313
2A.308.6.2(2) <i>Aplicación</i>	313
2A.308.6.2(3) <i>Cálculo de los Registros</i>	314
2A.308.6.2(4) <i>Tolerancias</i>	314
2A.308.6.3 Levantamientos por Coordenadas	315
2A.308.6.3(1) <i>Objetivos y Alcances</i>	315

2A.308.6.3(2) Aplicación	315
2A.308.6.3(3) Cálculo de los Registros	317
2A.308.6.3(4) Tolerancias	317
2A.308.6.4 Levantamientos Radiales.....	317
2A.308.6.4(1) Objetivos y Alcances.....	317
2A.308.6.4(2) Aplicación.....	317
2A.308.6.4(3) Cálculo de Registros.....	318
2A.308.6.5 Levantamiento por Reseccion sobre tres Puntos	318
2A.308.6.5(1) Objetivos y Alcances.....	318
2A.308.6.5(2) Aplicación.....	318
2A.308.6.5(3) Cálculo.....	319
2A.308.6.5(4) Tolerancias	319
2A.308.6.6 Levantamiento Por Metodo De Reseccion Trilaterada Sobre Dos Puntos	319
2A.308.6.6(1) Objetivos y Alcances.....	319
2A.308.6.6(2) Aplicación.....	320
2A.308.6.6(3) Cálculos	320
2A.308.6.6 (4) Tolerancias	320
2A.308.7 GPS Aplicado A Hidrografia.....	321
2A.308.7.1 Bases DGPS	321
2A.308.7.2 Navegación.....	322
SECCIÓN 2A.309 LEVANTAMIENTO DE PERFILES	324
2A.309.1 ASPECTOS GENERALES	324
2A.309.2 PERFIL LONGITUDINAL DEL TERRENO.....	324
2A.309.2.1 Objetivos y Alcances	324
2A.309.2.2 Revisión y Complementación del Estacado.....	324
2A.309.2.3 Nivelación del Perfil Longitudinal.....	324
2A.309.3 PERFILES TRANSVERSALES DE TERRENO	325
2A.309.3.1 Objetivos y Alcances.....	325
2A.309.3.2 Procedimiento del Levantamiento	325
2A.309.3.3 Tolerancias en la Determinación de Perfiles Transversales	326
2A.309.4 PERFILES ESPECIALES	326
2A.309.4 1 Objetivos y Alcances.....	326
SECCIÓN 2A.310 CUBICACIONES	327
2A.310.1 DETERMINACION DE SUPERFICIES	327
2A.310.1.1 Determinación de Superficies de Contorno Poligonal.....	327
2A.310.1.1 (1) Aspectos Generales.....	327
2A.310.1.1 (2) Método de las Superficies Parciales.....	327
2A.310.1.1 (3) Método de las Coordenadas de los Vértices.....	327
2A.310.1.1 (4) Software	328
2A.310.1.2 Determinación de Superficies de Contorno Curvo.....	329
2A.310.1.2 (1) Aspectos Generales.....	329
2A.310.1.2 (2) Asimilación a un Contorno Poligonal	330
2A.310.1.2 (3) Asimilación a un Contorno Parabólico	330

2A.310.1.2 (4) <i>Uso del Planímetro</i>	330
2A.310.1.2 (5) <i>Métodos Mixtos</i>	330
2A.310.1.3 Tolerancias y Cifras Significativas.....	330
2A.310.1.3 (1) <i>Tolerancias</i>	330
2A.310.1.3 (2) <i>Cifras Significativas</i>	331
2A.310.2 DETERMINACION DE VOLUMENES	331
2A.310.2.1 Aspectos Generales	331
2A.310.2.2 Cubicación de Casos Particulares.....	336
2A.310.2.3 Cubicación de Sectores en Curva	337
2A.310.2.4 Cubicación Mediante Computación	338
2A.310.2.5 Cifras Significativas	339
SECCIÓN 2A.311 REPLANTEO DE OBRAS VIALES.....	342
2A.311.1 ASPECTOS GENERALES	342
2A.311.1.1 Objetivos y Alcances.....	342
2A.311.1.2 Sistemas de Replanteo de una Obra Vial	342
2A.311.2 REPLANTEO MEDIANTE LA POLIGONAL QUE DEFINE LA ESTRUCTURA DEL EJE.....	343
2A.311.2.1 Aspectos Generales.....	343
2A.311.2.2 Instrumental para el Replanteo de la Poligonal	343
2A.311.2.2 (1) <i>Medida de Ángulos</i>	343
2A.311.2.2 (2) <i>Medida de Distancias</i>	343
2A.311.2.3 Exigencias y Tolerancias en la Poligonal de Replanteo.	343
2A.311.2.3 (1) <i>Ligazón al Sistema de Transporte de Coordenadas</i>	343
2A.311.2.3 (2) <i>Cierres Contra el Sistema de Transporte de Coordenadas</i>	344
2A.311.2.3 (3) <i>Puntos de Control para el Estacado de Relleno</i>	345
2A.311.2.4 Estacado de Relleno.....	345
2A.311.3 REPLANTEO DESDE EL SISTEMA DE TRANSPORTE DE COORDENADAS	346
2A.311.3.1 Aspectos Generales	346
2A.311.3.2 Instrumental para el Replanteo de los Puntos Principales.....	346
2A.311.3.2 (1) <i>Medida de Ángulos</i>	346
2A.311.3.2 (2) <i>Medida de Distancias</i>	346
2A.311.3.2 (3) <i>Mediante RTK</i>	347
2A.311.3.3 Exigencias y Tolerancias en el Replanteo de Puntos Principales.....	347
2A.311.4 ESTACADO DE RELLENO.....	347
2A.311.5 REPLANTEO DE CURVAS CIRCULARES.....	347
2A.311.5.1 Objetivos y Alcances.....	347
2A.311.5.2 Replanteo de los Puntos de Control o Cierre	348
2A.311.5.3 Replanteo de los Puntos de Relleno	348
2A.311.6 REPLANTEO DE CLOTOIDES	349
2A.311.6.1 Aspectos Generales	349
2A.311.6.2 Replanteo de los Puntos de Control o Cierre	350
2A.311.6.3 Replanteo de los Puntos de Relleno	350
SECCION 2A.312 VERIFICACION POR MUESTREO DE TRABAJOS TOPOGRAFICOS.....	352
2A.312.1 ASPECTOS GENERALES	352

2A.312.1 1 Objetivos y Alcances.....	352
2A.312.1 2 Antecedentes Requeridos para la Revisión.....	352
2A.312.1.2 (1) <i>Antecedentes Contractuales</i>	352
2A.312.1.2 (2) <i>Antecedentes Técnicos</i>	353
2A.312.1 3 Clasificación de Trabajos Topográficos para Ingeniería Vial.....	353
2A.312.1 4 Muestreo al Azar.....	353
2A.312.1 5 Identificación del Proyecto y Antecedentes Disponibles.....	354
2A.312.2 VERIFICACION DE LA MONUMENTACION Y BALIZADO.....	354
2A.312.2 1 Apreciación General de la Calidad de estos Trabajos.....	354
2A.312.2 2 Verificación por Muestreo de la Monumentación y Balizado.....	356
2A.312.2.2 (1) <i>Proyecto de Conservación Periódica o Específica (TT-1)</i>	356
2A.312.2.2 (2) <i>Sistema de Transporte de Coordenadas (TT-2)</i>	356
2A.312.2.2 (3) <i>Levantamientos (TT-3)</i>	357
2A.312.2.2 (4) <i>Ingeniería Básica para Repavimentaciones y Estacados (TT-4 y 5)</i>	358
2A.312.3 VERIFICACIÓN DE LAS DETERMINACIONES MEDIANTE INSTRUMENTAL TOPOGRAFICO.....	360
2A.312.3 1 Aspectos Generales.....	360
2A.312.3 1 (1) <i>Simultaneidad de las Verificaciones</i>	360
2A.312.3 1 (2) <i>Precisión y Exactitud en el Proceso de Verificación</i>	360
2A.312.3.2 Verificación por Muestreo de las Determinaciones.....	362
2A.312.3.2 (1) <i>Proyectos de Conservación Periódica (TT-1)</i>	362
2A.312.3.2 (2) <i>Sistemas de Transporte de Coordenadas (TT-2)</i>	363
2A.312.3.2 (3) <i>Levantamientos (TT-3)</i>	368
2A.312.3.2 (4) <i>Ingeniería Básica para Repavimentaciones y Estacados TT-4 y 5</i>	369
2A.312.3.3 La limitación de α máx = 300cc.....	370
2A.312.3.5 Perfiles Transversales.....	373
2A.312.4 VERIFICACIÓN MEDIANTE GPS.....	374
2A.312.4.1 Aspectos Generales.....	374
2A.312.4.2 Verificación de la Exactitud del STC.....	374
2A.312.4.3 Verificación de la Precisión del STC.....	375

CAPITULO 2A.300: ESTUDIOS DE GEODESIA Y TOPOGRAFIA**SECCIÓN 2A.301 ASPECTOS GENERALES Y REFERENCIACION DE LOS ESTUDIOS****2A.301.1 OBJETIVOS Y ALCANCES**

Los procedimientos, límites normativos y recomendaciones contenidas en el presente Capítulo se aplicarán a todos los trabajos topográficos de la MTOP, a excepción de aquellas partes que resulten modificadas por el texto del Contrato o por los Términos de Referencia Específicos de ese Contrato en particular.

Cuando en un contrato de estudio no se definan explícitamente los aspectos topográficos relativos a: referenciación, exactitud, precisión, calidad del trabajo, instrumentos, métodos y calidad de la presentación final, se entenderán válidos los procedimientos, normas y recomendaciones contenidas en el presente Capítulo.

Aun cuando todos los estudios quedarán referenciados geodésicamente, el orden de magnitud de los trabajos topográficos corresponde a las necesidades de la Dirección de Vialidad, por lo tanto, no se cubrirán aquí los casos correspondientes a trabajos geodésicos propiamente tales y las referencias que se hagan en cuanto a: tolerancias, instrumental, métodos, etc., tienen por objeto cubrir las necesidades de los proyectos viales.

2A.301.2 DEFINICIONES BÁSICAS**2A.301.2.1 Sistema de Unidades.***2A.301.2.1 (1) Aspectos Generales*

En todos los trabajos topográficos se aplicará el Sistema Internacional de Unidades (SI)

2A.301.2.1 (2) Medidas Angulares

Las medidas angulares se expresarán siempre en grados sexagesimales: grados (°) minutos (′) y segundos (″). Las coordenadas geodésicas que indican la latitud (ϕ) y la longitud (λ) de un punto sobre el elipsoide, se expresarán en grados sexagesimales (°) minutos (′) y segundos (″).

2A.301.2.1 (3) Medidas de Longitud

Las medidas de longitud se expresarán en metros (m) y cuando se esté indicando una distancia acumulada a un cierto origen, se le antepondrá la sigla “Dm”, que significa “Distancia Acumulada expresada en metros, que en nuestro medio la denominamos abscisa”. Ello reemplaza de ahora en adelante las distancias expresadas en kilómetros.

Por ejemplo km 252,324843 (6 decimales), se expresará en metros como Dm 252.324,843 empleando punto para los miles y coma para separar los submúltiplos, centímetros (cm) y

milímetros(mm).En el caso de la señalización vial las distancias a un cierto destino o la longitud de un tramo se expresarán en km, sin decimales y las velocidades en km/h.

Esa misma longitud acumulada se la puede representar de la siguiente manera: Abscisa 252+324,843

2A.301.3 PROCEDIMIENTOS GEODÉSICOS PARA REFERENCIAR LOS TRABAJOS TOPOGRÁFICOS

2A.301.3.1 Conceptos y Criterios Adoptados

La incorporación como práctica habitual de trabajo del Sistema de Posicionamiento Global (GPS), que opera referido a Sistemas Geodésicos, en particular el conocido como WGS-84 (World Geodetic System de 1984), hizo necesario considerar en esta versión actualizada del Nevi-12, los conceptos y definiciones de los principales Sistemas de Referencia Geodésicos y sus Ecuaciones de Transformación, los Sistemas de Proyección habitualmente empleados y sus derivaciones para uso en proyectos de ingeniería (Numeral [2A.303](#)), los conceptos operativos del Sistema GPS, las características de los Instrumentos GPS disponibles en la actualidad y, finalmente, los Métodos de Medición Mediante GPS.

El Sistema de Referencia WGS-84 es un sistema geocéntrico global (mundial) con origen en el centro de masa de la Tierra, cuya figura analítica es el Elipsoide Internacional GRS-80. Al determinar las coordenadas de un punto sobre la superficie de la Tierra mediante GPS, se obtienen las coordenadas cartesianas X, Y, Z y sus equivalentes geodésicas: latitud (ϕ), longitud (λ) y altura elipsoidal (h).

En diferentes zonas del planeta se han definido sistemas de referencia regionales que permitían lograr mayores precisiones en las determinaciones geodésicas antes de la era GPS; PSAD-56 y SAD-69 vigentes para Sudamérica.

En Ecuador, la cartografía publicada por el Instituto Geográfico Militar estaba referida al Sistema PSAD-56. En la actualidad el IGM ha elaborado cartografía digital referida al Sistema WGS-84. El PSAD-56 sigue figurando en una etapa de transición.

Existen parámetros y ecuaciones de transformación que permiten pasar desde el Sistema WGS-84 a los sistemas regionales y viceversa (Ver [2A.302.4.2](#)).

La representación de la configuración de una zona del globo terrestre sobre una superficie plana, carta o plano de escala reducida, requiere de un sistema de proyección con reglas precisas y claras, que considere la curvatura general del área por ser representada y, además, la variable que dice relación con las diferentes alturas a que se encuentran los puntos por ser representados, respecto de una superficie de referencia (Ver [2A.303](#) para el primer aspecto y [2A.302.3](#) para el segundo). En Ecuador, se utiliza a nivel nacional el Sistema de Proyección Universal Transversal de Mercator-UTM.

Básicamente este Sistema proyecta el territorio sobre el manto de un cilindro, cuyo eje es normal al eje de rotación de la tierra y de un radio tal, que corta al elipsoide según dos líneas separadas $1^{\circ} 37'$ (~ 180 km) respecto de un cierto meridiano central. Por convención internacional, la superficie de proyección sobre el cilindro se extiende más allá de dichos meridianos hasta cubrir 6° de longitud, lo que determina 60 husos de proyección para todo el planeta, correspondiéndole a Ecuador los husos 17 y 18 en el territorio continental y los husos 15 y 16 en el territorio insular.

No obstante ser el UTM un buen sistema de proyección, su empleo introduce ciertas deformaciones. En efecto, al interior de los puntos de corte entre ambas superficies ($K=1$), una distancia medida por la superficie del elipsoide, es decir siguiendo la curvatura teórica de la tierra, se proyecta disminuida en magnitud sobre la superficie del cilindro, llegando el factor de reducción a 0,9996 (4 por diez mil) o 1:2.500 en el meridiano central, en tanto que para la zona externa a los puntos de corte, las distancias se aumentan al proyectarlas sobre el cilindro, llegando el factor de incremento a casi 1 por mil. Es decir del orden de 1 metro por kilómetro en los bordes del huso.

Por otra parte, en la medida que se estén representando terrenos que posean una cota mayor que la del NMM (nivel de referencia altimétrica del sistema UTM), las distancias que se obtienen en el plano entre dos puntos cualesquiera, son menores que las que se medirán en terreno reducidas a la horizontal. Este hecho se hace más evidente cuanto mayor sea la altura (cota media al plano de referencia) y la distancia entre los puntos considerados (Ver Figura 2A.302-01), siendo esta discrepancia de mayor magnitud que la expuesta en el párrafo anterior.

Para la representación del territorio en cartas topográficas de pequeña escala (1:25.000 y menores), el efecto de estas discrepancias no es demasiado significativo, pues la resolución de dichas cartas no permite apreciarlas gráficamente. No ocurre así en los proyectos de ingeniería, que se elaborarán normalmente en escalas 1:5.000 y mayores (1:1.000; 1:500), situación en que las discrepancias se hacen evidentes y resultan incompatibles con las precisiones que los proyectos requieren, tanto gráficas como numéricas.

Todo lo anterior puede resolverse según alguno de los siguientes procedimientos:

a) Mantenerse en el sistema UTM, y para ejecutar un plano de levantamiento referido al NMM, reducir o ampliar todas las distancias determinadas en terreno y además corregir las direcciones determinadas (ángulos), empleando para ello las ecuaciones y factores propios del Sistema UTM, según se expone en [2A.303.3](#), luego corregir por efecto de la cota a la que se sitúan los elementos según 2B.201.3; diseñar sobre dicho plano y llegado el momento de replantear, hacer el proceso inverso para materializar lo proyectado en su real dimensión sobre el terreno.

Todo ello significa sin duda un trabajo de gabinete considerable y posiblemente traería consigo innumerables errores.

b) Alternativamente, se ha seleccionado el procedimiento que se expone a continuación, que

permite seguir usando coordenadas geodésicas, tal como se obtienen mediante GPS (WGS-84), pero trabajando en todo el resto de las mediciones directamente con dimensiones lineales y angulares idénticas a las determinadas en terreno, o que posteriormente se usen para replantear en terreno.

El procedimiento seleccionado consiste en:

- Definir “Sistemas Locales Transversales de Mercator” (LTM) cuya cobertura se extiende sólo $\frac{1}{2}$ grado a cada lado de un cierto meridiano central (Normalmente en los grados enteros o medios grados de las coordenadas geodésicas). Se puede estimar que para 1° (aprox 52,5 km a cada lado del meridiano central), se tienen precisiones en el borde del huso del orden de 1:33.000, es decir superiores a las de un control secundario según se define en [2A.307](#), y si la extensión utilizada no supera los 35 km a cada lado del meridiano central, las precisiones son del orden de 1:100.000, muy superior a la precisión de un orden de control primario. Con ello se solucionan los problemas de proyección que presenta el Sistema UTM.

Ahora bien, para proyectos de mucha longitud en sentido este-oeste, es posible que se deban definir dos y hasta tres husos de 1° , con sus respectivas fronteras, en las que existirán “ecuaciones de coordenadas” para puntos correspondientes.

- Definir “Planos Topográficos Locales” con los que se resuelve el problema de reducción de distancias que se deriva de la diferencia de cota de los distintos sectores de un proyecto. (Ver [2A.302](#)).

Es decir, para mantener una precisión planimétrica en términos de cálculo numérico de 1:40.000, que equivale a 25 mm por kilómetro, correspondiente a un orden de control primario, se requiere definir un plano de referencia altimétrico de cota tal, que las cotas extremas de terreno del sector asociado a dicho plano, difieran de éste como máximo en ± 150 m (Ver Figura 2A.302-01). Ello es más que suficiente para cumplir con la precisión gráfica de un plano escala 1:1.000 en el que se debe poder discriminar hasta $\frac{1}{3}$ de mm a la escala del plano, o sea 30 cm, e incluso para un 1:500 en que la exigencia es de 15 cm.

Del mismo modo si se exige una precisión de orden secundario, 1:20.000 ó 50 mm por kilómetro, las cotas extremas de terreno en el sector asociado al plano de referencia, no deberán diferir de la cota de éste en más de ± 300 m, cumpliendo también ampliamente con la precisión gráfica para 1:1.000 y 1:500.

En definitiva, lo anterior significa que altimétricamente se trabajará igual que se ha hecho hasta ahora, con cotas referidas al NMM, pero dejando constancia: entre qué kilómetros del proyecto la proyección está referida a tal o cual plano de referencia altimétrica. Para precisiones de 1:40.000 se definirán planos de referencia cada 300 m de variación de cota y para 1:20.000 cada 600 m.

En el Numeral [2A.301.5](#) se presenta un ejemplo de Referenciación Geodésica de proyectos Viales, explicitando las diversas transformaciones y correcciones que se deberán

considerar para las coordenadas geodésicas de una Figura Base GPS o una Línea Base GPS; sus distancias equivalentes sobre el terreno y el azimut de los elementos que las conforman, que son los únicos elementos que requieren este tratamiento.

2A.301.4 REFERENCIACION PLANIMETRICA EN TERRENO MEDIANTE GPS

2A.301.4.1 Aspectos Generales.

Los trabajos topográficos para el estudio de obras viales quedarán referidos a bases con coordenadas geodésicas (WGS-84), determinadas mediante GPS. Las características de dichas bases dependerán del Orden de Control del Sistema de Transporte de Coordenadas (STC) que se está implementando, cuyas características se definen cualitativamente en lo que sigue y cuantitativamente en [2A.307](#).

2A.301.4.2 Referenciación de un STC de Orden Primario

El Orden de Control Primario con una precisión planimétrica de 1:40.000, se reservará para el desarrollo de proyectos viales que requieren de altas precisiones tanto en la etapa de los estudios como en la de replanteo, como son los túneles, los puentes de más 500 m de longitud, o aquéllos que poseen una estructuración particularmente compleja, los estudios asociados a controles geotécnicos especiales, control de estructuras importantes y todos aquellos otros que se definan en los Términos de Referencia Específicos (TRE).

Por lo general estas obras no cubrirán extensiones superiores a 5 km, pudiendo en oportunidades extenderse hasta 10 km si se consideran sus accesos inmediatos.

La Base de Referenciación determinada con GPS deberá estar constituida por una Figura Base, figura geométrica con determinaciones redundantes que permitan su verificación, tal como un cuadrilátero y sus diagonales.

Las determinaciones de cada uno de los elementos que forman parte de la figura se deberá hacer mediante mediciones independientes, y la verificación de la calidad del cierre se tratará mediante los métodos y principios que se indican en [2A.306.4](#) TRILATERACIONES, Numeral [2A.306.8](#) “Cálculo y Compensación de un Cuadrilátero Aislado”.

En lo que sigue se ilustra un ejemplo de un cuadrilátero indicando el número de sesiones de medición con GPS geodésico que se deben hacer, para ligarse a un Punto Geodésico GPS del IGM y determinar las coordenadas de los vértices mediante medidas independientes.

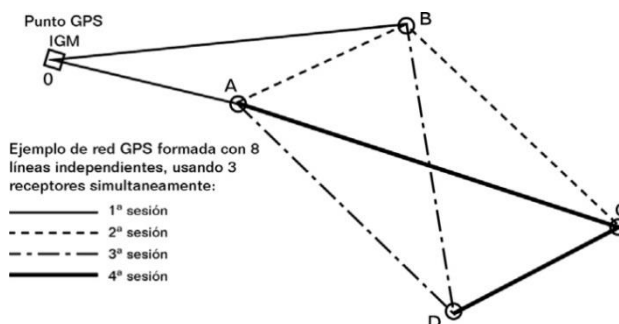


Figura 2A.301-01 Determinación de un Cuadrilátero Completo Mediante GPS

Para el caso en la ilustración anterior, se ha formado una red GPS compuesta por un cuadrilátero completo ligado en dos puntos a la Red GPS Geodésica del IGM, totalizando 8 bases GPS independientes. Considerando que el número de líneas determinadas independientemente (NL) en una sesión, respecto del número de receptores rastreando simultáneamente (NR), está dado por $NL = NR - 1$, se preparó la tabla que figura a continuación:

Tabla 2A.301-01 Líneas y receptores

N° de líneas por determinación	N° de receptores	N° de líneas independientes por sesión	N° de sesiones
8	2	1	8
8	3	2	4
8	4	3	3
8	5	4	2 o 3

2A.301.4.3 Referenciación de un STC de Orden Secundario

El Orden de Control Secundario con una precisión planimétrica de 1:20.000, se empleará en la referenciación de estudios de trazados de todo tipo de carreteras y caminos y de sus estructuras, siempre que éstas no correspondan al orden primario, y además para las intersecciones y enlaces, tanto en la etapa de levantamiento del terreno que dará origen a planos en escala 1:2.000, 1:1.000 ó 1:500 y la de replanteo de las obras.

Las Bases de Referenciación determinadas con GPS estarán constituidas en este caso por Líneas Base, ligadas a un Vértice Geodésico GPS del IGM, las que deberán tener una longitud mínima absoluta de 1.000 m, con vértices intervisibles cuya diferencia de cota no genere un ángulo vertical mayor que 5°. Las coordenadas deberán determinarse con observaciones independientes (sobre la Línea), y su precisión será mayor o igual que 1:60.000, de modo que si se mide con estación total (con distanciómetros infrarrojos o láser) se pueda comparar.

En el Numeral [2A.307.3.2](#) “Determinación de Bases GPS para Proyectos Viales” se detalla el procedimiento que deberá emplearse.

Para estudios cuya extensión no supere los 5 km bastará con establecer una sola Línea Base, sobre la cual se podrá iniciar y cerrar una poligonal para el transporte de coordenadas.

Para estudios con longitudes sobre 5 km se materializarán y medirán Líneas Bases cada aproximadamente 10 km o fracción si es el caso, cuyas exigencias serán las mismas establecidas precedentemente. Si el proyecto consulta más de un Huso LTM, se deberá establecer una Línea Base a no más de 1,0 km del extremo del huso, en uno u otro Huso indistintamente.

Se podrán establecer Líneas Base de las mismas características a distancias menores que 10 km, si ello resulta conveniente por condiciones topográficas o de otra índole. Por otra parte, en terrenos especialmente favorables (sin vegetación, pendientes moderadas, etc.) que faciliten poligonales con lados de 2 ó 3 km, las Líneas Base se podrán espaciar hasta 15 km.

La existencia de Líneas Bases separadas un máximo de 15 km o menos, justifica la elección de un Orden de Control Secundario, con una precisión planimétrica de 1:20.000, para estudios de cualquier longitud ya que, cada Línea Base constituye un patrón de comparación (cierre) de orden superior, que prácticamente no está afectado por la distancia al origen, si se hacen las determinaciones GPS con los equipos y procedimientos adecuados. Es decir, grabación de fase portadora L1 para distancias hasta ± 30 km y grabación de fases portadoras L1 y L2 para distancias sobre 30km.

2A.301.4.4 Referenciación de un STC de Orden Terciario

El Orden de Control Terciario con una precisión planimétrica de 1:15.000, está destinado a densificar un STC de orden secundario, es decir se deriva de él y se cierra contra él, por lo tanto la longitud del circuito no superará en estos casos los 3 a 4 km y no se requerirá un Línea Base determinada mediante GPS.

Si se establece un STC de orden terciario como sistema de control de un Levantamiento a Escala Intermedia, 1:5.000 ó 1:10.000, con el objeto de dar coordenadas y cotas a punto estereoscópicos de una restitución aerofotogramétrica a dichas escalas, la poligonal podrá tener una longitud total de hasta 15 km, ya sea que se trate de una poligonal cerrada contra sí misma o cerrada contra otro STC de orden superior. De todos modos se deberá materializar al menos una Línea Base de las mismas características definidas en [2A.301.4.4](#), localizada aproximadamente en el punto medio del estudio con el objeto de referenciar los trabajos topográficos encomendados.

2A.301.4.5 Monumentación de Figuras Base y Línea Base

Los monumentos con que se materializarán en terreno los vértices de las Figuras Base y Línea Base, serán de Hormigón Grado H-20, construidos en sitio, Se excluyen los prefabricados.

2A.301.4.6 Verificaciones Obligatorias

Ya sea que se trate de una Figura Base (Orden Primario) o de Líneas Base (Orden Secundario), antes de iniciar la materialización de la poligonal que se derivará y cerrará contra dichas bases, se procederá a medir con distanciómetro los elementos inter-visibles de la figura y/o todas y cada una de las líneas base, a fin de verificar simultáneamente la calidad de la determinación mediante GPS y el estado del equipo distanciométrico (estación total topográfica).

La precisión del promedio de las determinaciones distanciométricas horizontalizadas, hechas en ambos sentidos, respecto del elemento determinado mediante GPS, que se considerará como medida patrón, deberá ser igual o mejor que 1:40.000. Si así no ocurriera, se verificará la configuración del distanciómetro (en la estación total) y del prisma, en particular el aplome del bastón porta prisma y, si la situación no mejora, se deberá poner en duda el buen funcionamiento del distanciómetro, procediendo a medir con otro instrumento. Si el error o discrepancia se mantiene, se pondrá en duda la calidad de las determinaciones mediante GPS, debiendo repetirse las determinaciones GPS.

2A.301.4.7 Referencia Altimétrica

Los estudios de carreteras y caminos estarán referidos al nivel medio del mar (NMM), para lo cual bastará con enlazarse a un punto de nivelación (PN) de la Red de nivelación altimétrica materializada por el IGM. Si en la zona del estudio no existieran puntos de dicha red, el MTOP podrá autorizar que se determine la cota de partida desde un sistema local, determinándola con GPS de precisión, L1 / L2.

Las exigencias y tolerancias del transporte de la coordenada altimétrica se establecen en la Numeral [2A.307](#), según sean el orden de control asignado y la utilización que se le dará a la cota transportada (Red Altimétrica Básica y Redes Auxiliares).



Figura 2A.301-02 Ejemplo Separación de Husos

2A.301.5SEPARACIÓN EN HUSOS LTM

Para referenciar un sistema de transporte de coordenadas a la proyección LTM, bajo la tolerancia prescrita (1:20.000), se divide el área del proyecto (en este ejemplo Quevedo – Latacunga, E30) en dos Husos LTM, con Meridianos Centrales Locales (MCL) en las longitudes $-78^{\circ}30' O$ y $-79^{\circ}30' O$ de esta forma el límite entre los dos husos se encuentra en la longitud $-79^{\circ} O$, cortando el proyecto aproximadamente en el kilómetro 65. Por lo tanto los primeros 65 km quedarán referidos al huso de MCL $-79^{\circ}30' O$ y los restantes 60 km al MCL $-78^{\circ}30' O$.

El signo negativo en latitud y longitud implica, por convención, hemisferio sur y al oeste del meridiano de Greenwich, respectivamente. En Ecuador se da el caso de que cuando un proyecto se encuentre sobre la línea ecuatorial, en ese caso la latitud norte será positiva y la longitud negativa.

En el caso de proyectos de Vialidad Urbana, éstos deben relacionarse e interactuar con distintos servicios como Agua Potable u otros servicios, que generalmente utilizan otros sistemas de referencia. En estos casos se debe seguir utilizando el mismo sistema de referenciación geodésica propuesto por este Nevi-12, y sólo en casos excepcionales, cuando los servicios soliciten la utilización de sus sistemas para efectos de aprobación del proyecto, éste debe ser

referenciado bajo este último; por lo que en estos casos especiales el proyecto quedaría referenciado bajo dos sistemas de referencia.

2A.301.6 DEFINICIÓN DE PLANOS PTL

Considerando que el proyecto se desarrollará en escala 1:1.000 con precisión 1/20.000, equivalente a 50 ppm y, de acuerdo a lo especificado en [2A.302.3](#), los desniveles del terreno respecto al PTL no deben exceder de 318 m en altura; para este caso se adoptará 300 m como desnivel límite. En conformidad con lo anterior se definen nueve PTL distanciados verticalmente en 600 m, distribuidos aproximadamente de la siguiente manera:

Tabla 2A.301-02 Valores PTL y Altura del Terreno

PTL N°	Altura del	Altura terreno (m) N.M.M.		Kilometraje		Longitud	Huso
	PTL	Desde	Hasta	Desde	Hasta	(Km)	LTM N°
1	300	0	600	0	45	45	1
2	900	600	1200	45	53	8	1
3 (*)	1500	1200	1800	53	59	6	1
4 (*)	2100	1800	2400	59	63	4	2
5	2700	2400	3000	63	67	4	2
6	3300	3000	3600	67	70	3	2
7	3900	3600	4200	70	90	20	2
8	3300	3000	3600	90	95	5	2
9	2700	3000	2400	95	120	25	2

En otros casos, en que no exista un desnivel tan importante en las cotas extremas del terreno, se deberá preferir una definición de los PTL que considere un distanciamiento vertical menor que el empleado en el ejemplo, aun cuando ello implique definir uno o más planos adicionales, con lo cual se mejorará la precisión de trabajo. En todo caso, si sólo se requiere un único PTL, este deberá localizarse aproximadamente a la cota media de las cotas extremas del terreno que se va a representar en el plano, con lo cual se tendrán correcciones positivas y negativas que tienden a compensarse.

2A.301.7 REFERENCIACIÓN PLANIMÉTRICA EN TERRENO MEDIANTE GPS

Se establece una primera Línea Base (LB), que en este ejemplo se definió de aproximadamente 1800 m de longitud (Ver Tabla 2A.301-05, “Coordenadas y Azimut de las Líneas Base” y Tabla 2A.301-06 “Distancias Planas PTL y Distancias Horizontales en Terreno”)

Las coordenadas del primer vértice se determinan mediante equipo GPS geodésico, ligándose a un vértice GPS Geodésico del IGM, para luego medir la Línea Base con observaciones simultáneas sobre los vértices de la Línea. Todo ello queda por lo tanto referido al Datum WGS-84. De modo similar se establecen Líneas Bases aproximadamente cada 10 km una de otra. Al llegar al cambio

de Huso, - 69° 30' de longitud, se materializará una Línea Base en la zona del km 91,5, la que servirá para cerrar el tramo de poligonal que viene desde el km 80 y, de la mayor importancia, para establecer sobre sus vértices la “ecuación de coordenadas” entre el Huso 1 y el Huso 2. Es decir, para esa Línea Base se calcularán las coordenadas que le corresponden en ambos Husos. Se continúa con otras Líneas Base hasta el km 125.

Las coordenadas de los vértices de las Líneas Base estarán como se dijo antes referidas al Datum WGS84, corresponde a continuación transformarlas al Sistema LTM que se va a emplear y referirlas a los Planos PTL en que ellas se localizan. Nótese que cada Línea Base debe tener ambos vértices en el mismo PTL, lo que en oportunidades obligará a alargar o acortar la distancia entre LB.

Para mantener la precisión de orden superior de estas Líneas Bases (1:100.000 o mayor) y para transformar las distancias entre los vértices de cada línea en distancias topográficas (las que se miden con distanciómetro de estación total), y su azimut geodésico en azimut plano PTL que serán los de partida y cierre de las Poligonales, se deberán hacer las siguientes transformaciones.

2A.301.8 DEFINICIÓN DEL FACTOR DE ESCALA

Se calculará la corrección debida a la altura del PTL, como un factor de escala específico K , el que queda dado por:

$$KH = \frac{R + H_{PTL}}{R}$$

(Ec.2A.301-01)

KH = Factor de Escala por efecto de la altura, a la cota H_{PTL} .

R = Radio medio (6.378.000 m).

H_{PTL} = Altura del Plano PTL referida al NMM.

Para los efectos del Factor de Escala una distancia geodésica (DE) sobre el elipsoide, se puede considerar equivalente a la distancia DN sobre el NMM, la que se transforma en una distancia sobre el PTL mediante la expresión:

$$DN \cdot KH = D_{PTL}$$

Aplicando las definiciones de la proyección LTM pero reemplazando el factor de escala $K_0=0,999995$ por KH , se logra la definición de un sistema PTL georeferenciado, individualizado, por la altura H_{PTL}

Con la anterior definición “Sistema PTL”, se logra una buena concordancia entre las distancias proyectadas y las medidas sobre la superficie terrestre, según se ilustra en la Figura 2A.301-03. En la misma lámina se presenta una tabla que muestra los valores de K_H en el Meridiano Central Local (MCL), para alturas desde 0 m hasta 4.000m sobre el NMM, a intervalos de 100 m.

Eventualmente, también pueden definirse Planos Topográficos Locales (PTL) para cualquier altura intermedia.

En definitiva, para transformar coordenadas geodésicas a LTM y PTL, se utilizan las mismas rutinas computacionales empleadas en los cálculos UTM, salvo que los parámetros constantes dentro de ellas se reemplazan por los parámetros LTM y para PTL se reemplaza en el MCL el factor de escala K_0 por K_H .

2A.301.9 TRANSFORMACIÓN A COORDENADAS PTL

Las coordenadas geodésicas obtenidas mediante GPS en el sistema WGS-84 para todas las Líneas Bases del Sistema de Transporte de Coordenadas, deben transformarse a coordenadas planas en el PTL seleccionado, de acuerdo a los tramos que se encuentran en el ejemplo, salvo que el factor de escala en el MCL debe ser reemplazado por el factor de escala K_H por efecto de la altura, calculado para la altura del PTL específico, o extraído por interpolación de la tabla anterior. De esta forma queda definida una proyección en PTL. Los datos considerados, como: Datum de Referencia (WGS84), Meridiano Central Local (MCL), Altura del Plano de Referencia (HPTL) y Factor de Escala utilizado para cada PTL (K_H), deben constar explícitamente en la memoria y planos del proyecto.

En el ejemplo, las coordenadas geodésicas referidas al sistema WGS-84, se convierten a los diferentes PTL empleando los siguientes parámetros que permiten cumplir con la precisión de 1/20.000 requerida para el plano 1:1.000 de este ejemplo:

Tabla 2A.301-03 Valores Altura PTL y K_H

Plano PTLN°	Altura PTL(m)	K_H	MCL	Intervalo de Alturas(m)
1	300	1,000047036	-79°30'	0 a 600
2	900	1,000141110	-79°30'	600 a 1200
3	1500	1,000235183	-79°30'	1200 a 1800
4 (*)	2100	1,000329257	-79°30'	1800 a 2400
5 (*)	2700	1,000423330	-78°30'	2400 a 3000
6	3300	1,000517404	-78°30'	3000 a 3600
7	3900	1,000611477	-78°30'	3600 a 4200

El listado de coordenadas finales de las Líneas Base, se debe entregar acompañado de los siguientes datos: Coordenadas Geodésicas en WGS-84, Coordenadas Planas PTL, Azimut Plano PTL, Distancias Planas. A continuación se ilustran los cuadros para entregar estos datos:

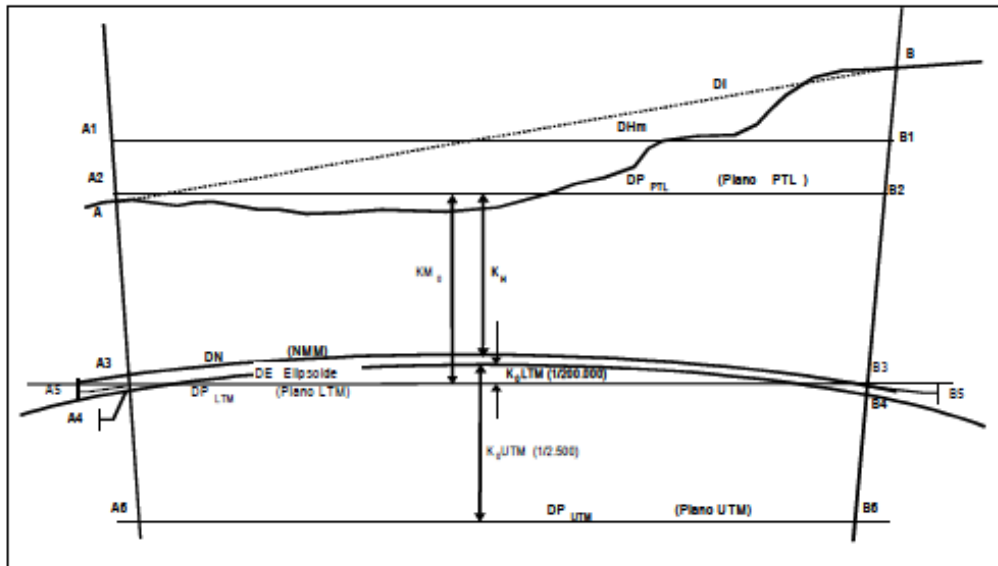


Figura 2A.301-03 Relación Entre Distancias Y Factores De Escala Asociados

Distancias:

- A-B: inclinada (DI)
- A1-B1: horizontal media (DHm)
- A2-B2: proyectada al PTL (DPPTL)
- A3-B3: al NMM (DN)
- A4-B4: al elipsoide (DE)=DN
- A5-B5: proyectada al plano LTM (DPLTM)
- A6-B6: proyectada al plano UTM (DPUTM)

Factores de Escala:

- $K_0(LTM)=0.999995$
- $K_0(UTM)=0.9996$
- KH : factor de escala debido a la altura del PTL
- KM₀ : factor de escala modificado (TM a PTL)
- $KM_0=KH/K_0(LTM)$
- $DP_{ptl}=K_hDN$ a K_hDE

Tabla 2A.301-04 Valores de los factores de escala Kh en el MCL por la altura

Altura del PTL respecto al NMM	Factor de escala Kh debido a la altura	Altura del PTL respecto al NMM	Factor de escala Kh debido a la altura
0	1.00000000	2100	1.000329257
100	1.00001568	2200	1.000344936
200	1.00003136	2300	1.000360615
300	1.00004704	2400	1.000376294
400	1.00006272	2500	1.000391972
500	1.00007839	2600	1.000407625
600	1.00009407	2700	1.00042333
700	1.00010975	2800	1.000439009
800	1.00012543	2900	1.000455469
900	1.00014111	3000	1.000470367
1000	1.00015679	3100	1.000486046
1100	1.00017247	3200	1.000501725
1200	1.00018815	3300	1.000517404
1300	1.00020383	3400	1.000533082
1400	1.00021951	3500	1.000548761
1500	1.00023518	3600	1.00056444
1600	1.00025086	3700	1.000580119
1700	1.00026654	3800	1.000595798
1800	1.00028222	3900	1.000611477
1900	1.0002979	4000	1.000627156
2000	1.00031358		

Tabla 2A.301-05 Coordenadas y azimut de líneas base

Línea Base (PTL N°)	Vértice	Coordenadas Geodésicas WGS-84 (ϕ, λ, h)	Coordenadas Planas PTL (*) (N,E,h)	Azimut Plano PTL (directo)
I	1	-01°00'44,15"	9'888.070,080	334°36'07,05"
		-79°28'10,41"	203.388,209	
		120,26	120,26	
"(1)"	2	-00°59'51,15"	9'889.697,983	
		-79°28'35,41"	202.615,292	
		128,50	128,50	
II	3	-00°58'44,15"	9'891.755,651	25°25'31,94"
		-79°22'40,41"	213.591,009	
		147,00	147,00	
"(2)"	4	-00°58'08,15"	9'892.861,374	
		-79°22'23,41"	214.116,649	
		153,00	153,00	

2A.301.10 SISTEMA DE TRANSPORTE DE COORDENADAS ENTRE LÍNEAS BASE

Para el caso de un sistema de transporte de coordenadas mediante una poligonal, se consulta dar inicio a la poligonal sobre la primera Línea Base definida por sus coordenadas PTL y un cierre sobre una Línea Base cada aproximadamente 10 km de avance. El cálculo para el transporte de la poligonal sigue los mismos procedimientos de una poligonal topográfica, con puntos de control con coordenadas en la proyección PTL.

La medición de los tramos de la Poligonal entre Líneas Base y el propio levantamiento posterior, debe ser realizada dentro de los límites de cada PTL definido anteriormente, partiendo y cerrando en coordenadas PTL de los puntos GPS del plano correspondiente. Las mediciones, en este caso particular de proyección PTL, son tratadas como topográficas. Lo anterior implica que se deberán establecer Líneas Base en las fronteras de cambio de un PTL a otro y determinar para ellas las coordenadas PTL que les correspondan, estableciendo “ecuaciones de coordenadas” para pasar de un PTL al siguiente.

Para calcular la distancia horizontal media de terreno de la Línea Base, a partir de aquélla en el plano PTL, se debe aplicar la corrección que se muestra la Tabla 2A.301-06, por efecto de la cota media de la Línea Base respecto al PTL dada por:

$$\Delta s = \frac{Cm * DP_{ptl}}{R}$$

(Ec.2A.301-02)

y obtener así $DH_m = DP_{ptl} + \Delta s$
 ($DP_{ptl} = S_p$ de la fig 2A.301-03)
 $DH_m = S_H$ de la fig 2A.301-03)

Con:

$Cm =$ cota media de la Línea Base respecto al PTL: $\frac{H_1 + H_2}{2} H_{pt}$

$DH_m =$ distancia media horizontal en terreno entre los vértices de la Línea Base

$R =$ radio medio = 6 378.000 m

Tabla 2A.301-06 Distancias planas ptl y distancias horizontales en terreno

Línea Base (PTL N°)	Vértice	Distancia Plana PTL	Cota Media Cm respecto PTL	Corrección	Distancia Horizontal
I	1	1.802,073	124,380	0,035	1.802,108
1	2				
II	3	1.224,304	150,000	0,029	1.224,333
1	4				

Para H_1 y H_2 se pueden usar las alturas elipsoidales (h_1, h_2) que entrega el GPS, ya que su discrepancia respecto de las alturas referidas al NMM afecta muy levemente el valor de la corrección Δs .

Los procedimientos descritos permitirán generar planos de cualquier escala, aptos para obras de ingeniería, compatibles con las magnitudes medidas sobre el terreno, con precisión de 1/20.000, debidamente referidos en su origen al sistema geodésico WGS-84, los que siempre podrán ser compatibilizados con otros planos debidamente referidos a dicho sistema, cualesquiera sean las proyecciones (UTM, LTM, PTL, etc.) empleadas para los distintos trabajos.

Una forma de transformar distancias PTL (DP_{PTL}) a distancias en la proyección UTM o LTM (DP_{UTM} o DP_{LTM}), es combinar el factor de escala debido a la altura del PTL (K_H), con el factor de escala de la proyección respectiva (K_{UTM} o K_{LTM}) mediante un factor de escala modificado (K_{MUTM} , K_{MLTM}), obtenido del cociente entre ellos. Este factor relaciona una distancia horizontal media con su proyectada en el plano LTM o UTM.

$$KM_{UTM} = KH/K(UTM)$$

Distancia UTM. $K_M(UTM) = \text{Distancia PTL}$

$$KM_{LTM} = KH/K(LTM)$$

Distancia (LTM). $K_M(LTM) = \text{Distancia PTL}$

Nótese que los factores $K_{(UTM)}$ y $K_{(LTM)}$ son aquellos dependientes de la posición de los respectivos puntos y no necesariamente los K_0 en el Meridiano Central.

2A.301.11 PLANIFICACIÓN DEL TRABAJO EN TERRENO

Finalmente, según lo visto en el ejemplo, la planificación del trabajo debería considerar las siguientes Líneas Base, según lo establecido en la Figura 2A.301-02.

Tabla 2A.301-07 Líneas Base y Zonas de Emplazamiento

Línea Base	Zona Aprox. De Emplazamiento	Dist. Aprox. Entre LB KM	En Plano PTL N°	Observaciones
I	KM 0,0	-	1	Ligada a vértice GPS Geodésico del IGM
II	KM 10,0	10	1	
III	KM 21,0	11	1	
IV	KM 32,0	11	1	
V	KM 45,0	13	1 y 2	Ecuación de coordenadas por cambio de PTL
VI	KM 53,0	8	2 y 3	Ecuación de coordenadas por cambio de PTL
VII	KM 63,0	10	3 y 4	Ecuación de coordenadas por cambio de Huso
VIII	KM 67,0	4	4 y 5	Ecuación de coordenadas por cambio de PTL
IX	KM 70,0	3	5 y 6	Ecuación de coordenadas por cambio de PTL
X	KM 81,0	11	7	
XI	KM 90,0	9	7 y 8	Ecuación de coordenadas por cambio de PTL
XII	KM 95,0	5	8 y 9	Ecuación de coordenadas por cambio de PTL
XIII	KM 106,0	11	9	
XIV	KM 120,0	14	9	Final del Proyecto

Considerando que en Quevedo existe un Vértice Geodésico GPS del IGM, es decir a una distancia del orden de 20 km de la LB-I, el enlace se podrá ejecutar con equipos geodésicos que graben Fase Portadora L1.

El avance a las LB siguientes presenta una distancia máxima de 13 a 14 km y, por lo tanto, se puede emplear los mismos receptores.

Si se trabaja con 2 equipos se deberán hacer dos sesiones de medición por cada LB. Considerando sesiones del orden de 1 hora y los traslados, se podrían medir 4 Líneas Base por día.

Es decir el trabajo de medición con GPS puede hacerse en 5 días trabajando unas 9 horas diarias de recepción.

Si se emplean 3 equipos GPS, se puede medir una LB por sesión de 1 hora, es decir el trabajo puede ejecutarse en 3 días con jornadas de 8 horas diarias.

Los rendimientos estimados consideran que: existen caminos o senderos que permiten trasladarse de una LB a otra en 20 minutos; que por tratarse de la zona central no hay restricciones por clima y que la monumentación fue ejecutada previamente. Para planificar la monumentación se emplearán cartas IGM 1:50.000, para luego localizar los vértices de las Líneas Base en terreno empleando un equipo navegador en operación autónoma, que permite ubicarse con una precisión del orden de ± 20 m, siempre que la restricción SA siga desactivada como en la actualidad. La planificación de la campaña de medición con GPS de las Líneas Base, debería verificar con anterioridad:

- Que no existen en el período condiciones desfavorables de actividad solar tales, que degraden la calidad de las determinaciones
- Que la configuración de los satélites disponibles sea favorable a todo lo largo de las sesiones de medición. Si esta condición no se da, los rendimientos estimados precedentemente pueden verse afectados significativamente.

2A.301.12ASPECTOS NORMATIVOS

La Memoria de todo trabajo geodésico destinado a referenciar un trabajo vial, deberá contar con:

a) Sobre una copia de una Carta IGM escala 1:50.000, preferentemente de la versión digital si ella existe para la zona, se ilustrará el corredor previsto dentro del cual se desarrollará el trazado. En ella se ilustrará una poligonal del eje tentativo del trazado. Se obtendrá un perfil longitudinal de dicho eje, el que se representará en escala 1:50.000(H); 1:5.000(V). En general bastará con representar en el PL puntos que presenten variación de cota de ± 100 m. Mediante el análisis de la Planta y el PL se definirán:

- El o los Meridianos Centrales requeridos, localizados en un grado completo o medio grado, definiendo así el o los LTM que intervendrán.
- La localización de las Líneas Bases requeridas a distancias medias de 10 km o menos y un máximo de 15 km y la localización de los PTL correspondientes, compatibilizando las situaciones especiales que se puedan dar en los extremos laterales de los Husos y de los PTL.
- Las coordenadas de los vértices de las Líneas Bases leídas en la Carta, referidas a alguno de los Datum que en ella figuran. Con estas coordenadas se pueden localizar en terreno los vértices con razonable aproximación mediante un navegador GPS, configurado respecto de dicho Datum. Afinando la posición final para tener vértices intervisibles, se podrá proceder a monumentarlos.

b) Se presentará un cuadro similar al ilustrado en la Tabla 2A.301-07 que identifique las coordenadas aproximadas de los vértices de cada Línea Base y las distancias entre ellos. La definición de los PTL se presentará indicando los datos que se ilustran en el Tabla 2A.301-02, para el ejemplo.

c) Se calcularán los K_H correspondientes entregando los datos en un cuadro similar a la Figura 2A.301-03.

d) Se identificará el punto GPS Geodésico del IGM al que quedará enlazado el trabajo y se entregará copia de la monografía correspondiente.

e) Se procederá a determinar en terreno las coordenadas geodésicas de cada vértice empleando el instrumental y procedimientos señalados en los numerales pertinentes de este capítulo, adecuados a las condiciones particulares del trabajo que se está ejecutando (Distancia del punto GPS del IGM al vértice más cercano de una Línea Base cualquiera. Se informará el Modelo y Tipo del instrumental empleado y el número de unidades.

f) Se ejecutarán los cálculos pertinentes mediante programas adecuados, normalmente

aquéllos que proporciona el fabricante del equipo GPS, destacando en la Memoria todos los parámetros empleados.

g) Se entregarán los resultados finales en tablas iguales a la 2A.301-05 “Coordenadas y Azimut de las Líneas Base” y 2A.301-06 “Distancias Planas PTL y Distancias Horizontales en Terreno”.

h) Toda vez que los vértices de las Líneas Bases estén localizadas en las proximidades de la ruta de la red de PRs con que se transportará la coordenada altimétrica del estudio (hasta 500 m de distancia), y durante el desarrollo de dicha nivelación, se procederá a dar cota mediante nivelación geométrica cerrada de igual precisión que la de los PRs, a los vértices GPS. Lo anterior tiene por objeto permitir a la Dirección de Vialidad la creación de una Base de Datos de puntos GPS, con su respectiva cota geométrica referida al NMN, lo que permitirá avanzar en el proceso de mejorar la calidad de las determinaciones altimétricas mediante GPS, al contar con datos para verificar modelos de corrección como el EGM-96 y, a más largo plazo, calibrar modelos locales o regionales.

En consideración al objetivo descrito, la determinación de las cotas geométricas de los vértices GPS, referidas al NMM debe dar seguridad absoluta de su corrección y se entregarán respaldadas por los antecedentes pertinentes de la nivelación efectuada.

SECCIÓN 2A.302 CONCEPTOS RELATIVOS A SISTEMAS DE REFERENCIA GEODESICOS**2A.302.1 SISTEMA TOPOCÉNTRICO (SISTEMA LOCAL DE COORDENADAS)**

En la práctica, para proyectos viales en áreas con gran desnivel, existen dos medios para compatibilizar distancias proyectadas en el PTL con distancias horizontales de terreno:

2A.302.1.1 Utilizar sólo un PTL

En este caso en las fases de levantamiento y replanteo se deben reducir las distancias horizontales al PTL. Esto implica que para el cálculo del levantamiento y del replanteo habrá que considerar la reducción de acuerdo a intervalos de desniveles, determinados por la Ec.2A.301-02 citada, o por el gráfico de la Figura 2A.302-01.

2A.302.1.2. Utilizar más de un PTL

En esta opción no se aplica la reducción facilitándose las operaciones de levantamiento y replanteo, pero, por otro lado, se deben definir tantos PTL como el desnivel del área de trabajo lo requiera, de forma que las distancias proyectadas en el PTL no difieran de las distancias horizontales de terreno más que la tolerancia horizontal permitida, a fin que en la fase de replanteo no sea necesario la imposición de un factor de escala a las distancias.

Por ejemplo, para una distancia de 20 km a un desnivel de 500 m al PTL, la reducción de SH a S_p , ΔS , será de 1.568 m, que equivale a una corrección de 78,4 mm/km (1/12.755). Por ejemplo, a una altura de 300 m se debe aplicar a las SH una corrección de 47 mm/km, para ser consideradas como distancias en el PTL.

Haciendo ahora la consideración, por ejemplo, de la confección de un plano escala 1:1.000 con precisión de 1/20.000, equivalente a 50 ppm y aplicando la misma fórmula (corroborada por el gráfico), se llega a que la cota referente al PTL es de 318,9 m. Lo anterior significa que para mantener la precisión planimétrica de 1/20.000, los desniveles referidos al PTL no deben exceder de 318,9 metros. Para el mismo ejemplo, en caso que los desniveles sean mayores que 318,9 m, se debe efectuar la corrección por altura a las distancias horizontales, o en su defecto, definir varios PTL adicionales.

Figura 1 - Corrección de Distancia Horizontal (en metros)

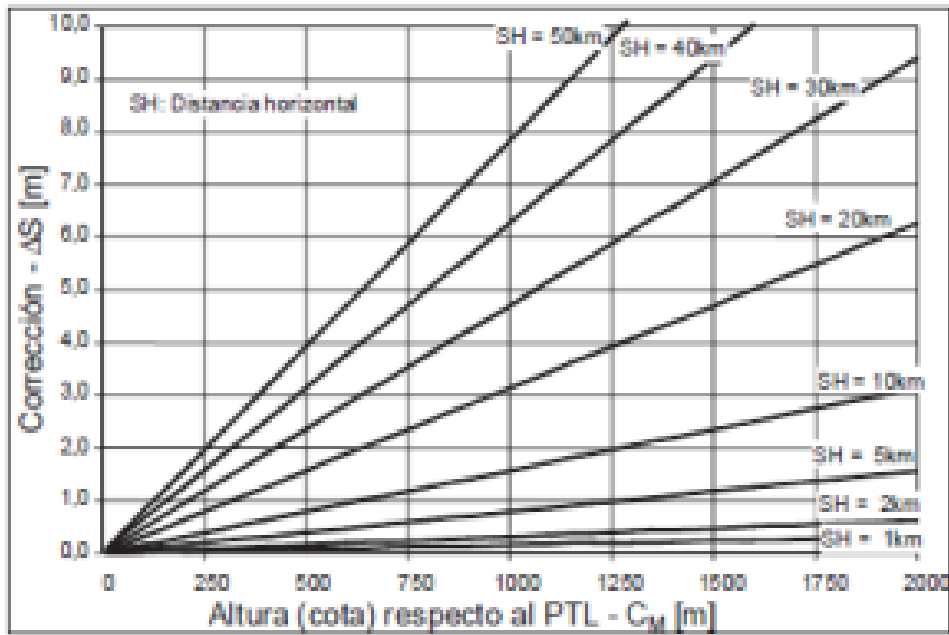


Figura 2 - Corrección de Distancia Horizontal (en mm/km)

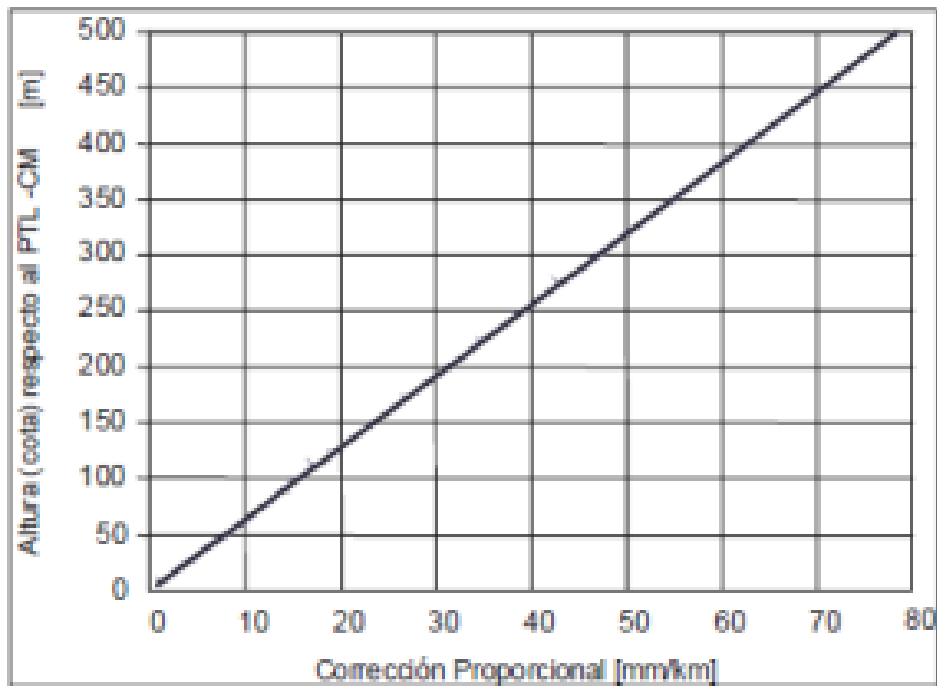


Figura 2A.302-01 Corrección de distancias horizontales por altura

2A.302.2 SISTEMAS GLOBALES DE REFERENCIA**2A.302.2.1 Sistema WGS-84**

Al sistema cartesiano se asigna un elipsoide también denominado WGS-84. Este elipsoide posee los parámetros del Sistema Geodésico de Referencia 1980 - GRS-80, cuyos valores se indican en la Tabla 2A.302-01.

Tabla 2A.302-01 Parámetros del sistema WGS-84

Parámetros WGS-84	Valor
Semieje mayor	$a = 6\,378\,137\text{ m}$
Achatamiento	$f = 1/298,257\,223\,563$
Velocidad angular de la tierra	$\omega = 7\,292\,115 \times 10^{-11}\text{ rad/s}$
Constante gravitacional	$\mu = 3\,986\,004,418 \times 10^8\text{ m}^3/\text{s}^2$

2A.302.2.2 Sistema SIRGAS

La comunidad geodésica de América ha desarrollado el proyecto denominado SIRGAS (Sistema de Referencia Geocéntrico para las Américas), con el fin de adoptar, para el continente, una red de referencia de precisión compatible con las técnicas modernas de posicionamiento, principalmente, GPS.

La materialización de SIRGAS se inició en 1995 y para ello se ocuparon simultáneamente durante 10 días, 58 estaciones en todo el continente, 3 de ellas en Ecuador. El resultado de esta campaña de mediciones definió coordenadas referidas al ITRF95.4 con precisión científica.

Bajo este marco de referencia geocéntrico para Ecuador, el IGM adquirió el compromiso de densificar la Red interna y para el año 2012, la RED GNSS DE MONITOREO CONTINUO DEL ECUADOR (REGME) cuenta con 135 estaciones, 16 forman parte de la RED Básica GPS, de ellas 11 estaciones están activas. (Ver www.sirgas.org)

2A.302.3 SISTEMAS PSAD-56 Y SAD-69

En las décadas de los años cincuenta y sesenta, para fines geodésicos y cartográficos se definieron los sistemas de referencia sudamericanos, Datum Provisional Sudamericano 1956 - PSAD-56, con su vértice de origen en La Canoa, Venezuela y Datum Sudamericano 1969 - SAD-69, con origen en Chua, Brasil

El Instituto Geográfico Militar (IGM) implementó el PSAD-56 como sistema de referencia oficial para el territorio nacional

2A.302.3.1 Transformación de Sistemas

La transformación de coordenadas entre diferentes sistemas geodésicos es de fundamental relevancia, especialmente en posicionamiento por GPS. Si esta fase de cálculo se realiza en

forma automática por los programas que acompañan a los equipos, no siempre es clara la metodología ni los valores utilizados, llevando al usuario, en algunos casos, a realizar una transformación poco rigurosa o incorrecta.

Rigurosamente la transformación geométrica entre sistemas cartesianos está definida por 7 parámetros, correspondiendo a 3 traslaciones (TX, TY, TZ), 3 rotaciones (respecto a cada eje cartesiano) y un factor de escala. Debido a que los sistemas PSAD-56 y SAD-69 son por definición paralelos al WGS-84 y su factor de escala igual a 1, para fines prácticos se usan generalmente solo las 3 traslaciones. La Figura 2A.303-01, ejemplifica la relación entre el datum GPS, WGS-84 y el datum SAD-69. El trío de valores correspondientes a la traslación, se denominan “parámetros de transformación” - PT entre datums, a saber TX, TY y TZ, los que deben ser adicionados (respetando su signo) a las coordenadas cartesianas (X, Y, Z) del punto considerado.

Entre los diversos enfoques para la transformación de coordenadas (figura 2 de la Figura 2A.303-01), las formas más usadas de aplicar los PT, son: las Ecuaciones Diferenciales de Molodensky y los Modelos Cartesianos, aunque también existe el modelo de “Regresión Múltiple”, basados en desarrollo polinomial.

En consecuencia, cada vez que en un estudio vial se requiera mayor precisión en la determinación de alturas sobre el NMM medidas con GPS, es deseable establecer modelos geoidales locales, basados en una red de puntos de referencia altimétrica nivelados geoméricamente.

2A.302.4 ASPECTOS NORMATIVOS

2A.302.4.1. Respecto de Sistemas de Referencia

En los trabajos de topografía y geodesia para proyectos viales debe existir absoluta claridad y orden respecto de los sistemas de referencia involucrados; por lo tanto, los trabajos para obras viales apoyados por GPS deben referirse a la referencia geodésica y cartográfica adoptada por el IGM.

2A.302.4.2 Respecto de Planos Topográficos Locales

Cuando se utilicen sistemas de coordenadas topocéntricos y se adopten diversos Planos Topográficos Locales (PTL), la separación vertical entre ellos debe obedecer a las tolerancias permitidas de acuerdo a la clase de proyecto. Se tratará que las distancias proyectadas en el PTL no difieran de las distancias horizontales de terreno más que la tolerancia horizontal permitida, a fin que en la fase de replanteo no sea necesaria la imposición de un factor de escala. La distancia vertical entre los PTL será determinada en función del factor de corrección proporcional a la altura.

SECCIÓN 2A.303 SISTEMAS DE PROYECCIÓN Y GPS

2A.303.1 TRANSVERSA DE MERCATOR

La proyección Transversal de Mercator (TM) es, en sus diferentes versiones, el sistema más utilizado mundialmente. Su empleo resulta especialmente favorable para representar la superficie terrestre de grandes extensiones en dirección norte-sur. Dicha proyección puede ser graficada por un cilindro que envuelve el elipsoide terrestre, siendo el eje del cilindro perpendicular al eje de rotación terrestre (Figura 2A.301-06). En su forma original el cilindro es tangente en un meridiano, línea punteada de la figura 1, que corresponde al meridiano central de la proyección. La proyección TM es conforme y tiene mínimos errores de escala en el meridiano central o en sus cercanías.

El Municipio del Distrito Metropolitano de Quito, utiliza la proyección Transversa de Mercator modificada, con MC $-78^{\circ} 30'$, factor de escala 1,0004584 y FN 10.000.000 m en el Ecuador y FE 500.000 m en el meridiano central.

Con el fin de crear cartografía sistemática y exacta de escalas grandes, se desarrollaron sistemas de coordenadas planas, basadas en la proyección TM. Entre ellos destacan los sistemas de Gauss-Kruger y UTM (Universal Transversal de Mercator). En la proyección UTM el cilindro es secante al elipsoide, líneas continuas gruesas de la figura 1, situación que se ilustra en el corte representado en la figura 3.

2A.303.2 PROYECCION TM LOCAL (LTM)

En áreas menores con aplicación a proyectos viales puede usarse una proyección TM genérica, imponiéndose parámetros más restrictivos que la UTM. Una proyección TM de carácter local, denominada TM Local o LTM, tiene por objeto representar una parte reducida de la superficie terrestre, minimizando las diferencias de los ángulos y distancias medidas en terreno y las cantidades obtenidas a través del sistema plano LTM.

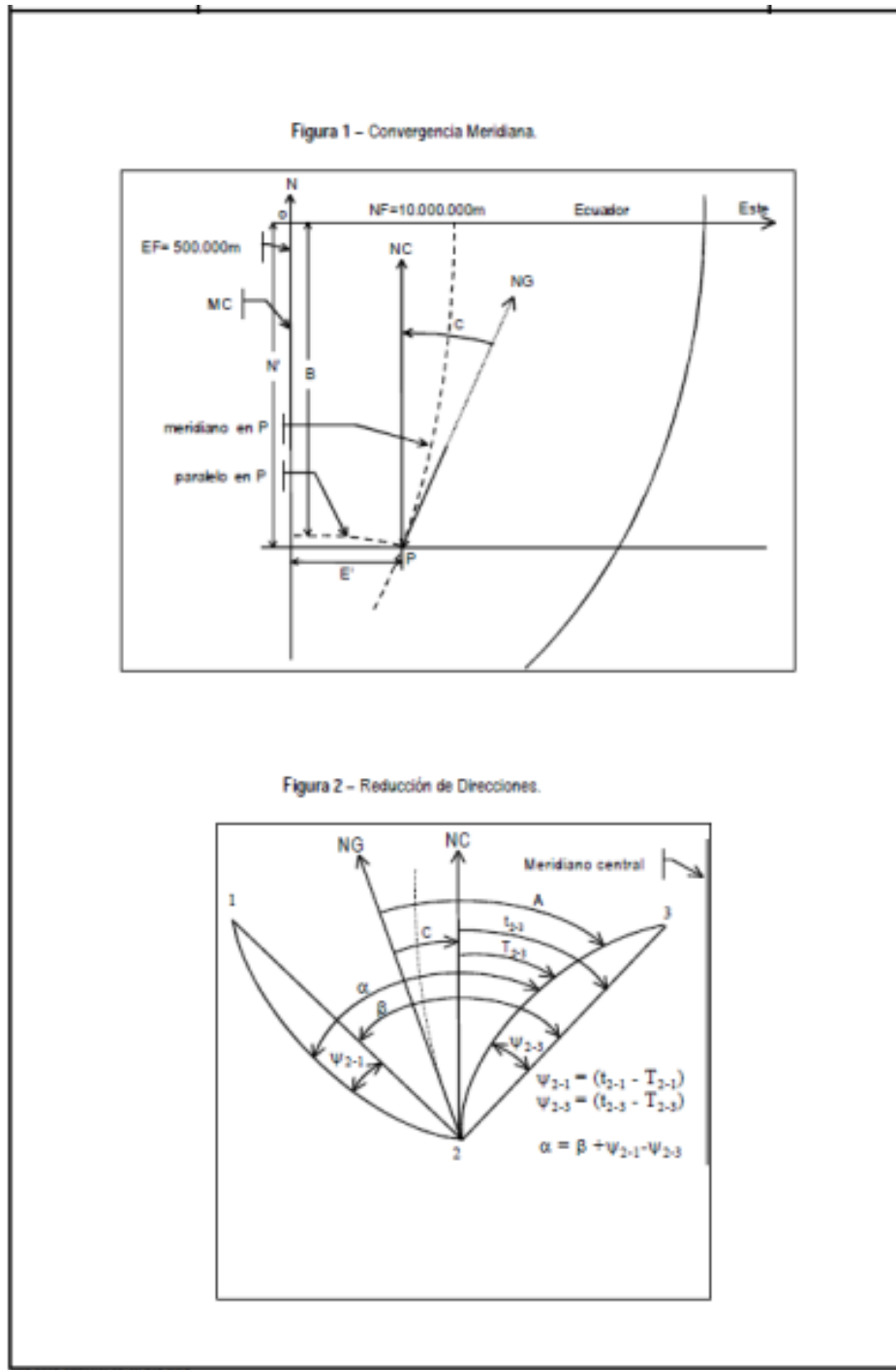


Figura 2A.303-01 Ilustración gráfica de los conceptos de convergencia meridiana y reducciones de direcciones

Para tal efecto se selecciona convenientemente el meridiano central local (MCL) más cercano al centro del área de estudio, se adopta un elipsoide global o regional adecuado y como plano de referencia altimétrica se utiliza la altura media H_{PTL} del terreno.

En comparación con la proyección UTM, la LTM aplica un factor de escala recomendada de $K_0=0,999995$, éste tiene ventajas para su aplicación en ingeniería debido a la cercanía al MCL. Los

valores de la variación de convergencia meridiana, variación del factor de escala y corrección angular $t - T$, son muy inferiores a los que resultan para una proyección UTM y, en consecuencia, ellos se aplican sólo a las Figuras Base o Líneas Base. Además, si el plano de proyección se localiza próximo al nivel de terreno, definiendo un plano topográfico local, H_{PTL} , y se considera $K_H = (R + H_{PTL})/R$, las correcciones por altura son despreciables.

La limitación de un sistema LTM radica en su restricción que no debería extenderse más allá de 30 minutos de longitud a cada lado del MCL, lo que representa una distancia aproximada de 62 km a cada lado del MCL.

La limitación de un sistema LTM radica en su restricción que no debería extenderse más allá de 30 minutos de longitud a cada lado del MCL

El relieve no debería exceder ± 150 m respecto a la altura media (de referencia, H_{PTL}) para un orden de control primario. En función del relieve del terreno y de la extensión del área, nuevos planos de referencia y sistemas topográficos locales (LTM) deben ser establecidos con orígenes distintos y deben ser ligados entre sí por puntos comunes con coordenadas geodésicas conocidas.

2A.303.2.1 Transformación de LTM en PTL

Una forma práctica de usar la proyección LTM como un PTL georreferenciado, es usar como factor de escala en el MCL (K_0), el factor de escala debido a la altura del PTL (K_H), o sea, se debe elevar el plano de proyección LTM a la altura del PTL. Para ello el factor de escala se calcula usando la misma expresión mostrada

$$K_h = \frac{R + H_{ptl}}{R}$$

(Ec.2A.303-01)

De esa forma el sistema LTM es considerado un PTL, imponiéndose los que figuran en la Tabla 2A.304-01.

2A.303.2.2 Transformación de Coordenadas PTL a UTM

Existen casos, por ejemplo para aplicaciones SIG, en que se deberá compatibilizar archivos gráficos en coordenadas PTL a UTM o viceversa. Para ello se pueden usar las mismas rutinas computacionales existentes para conversión de coordenadas UTM a geodésicas, salvo que ellas deben ser modificadas con los parámetros indicados en el párrafo anterior, siendo los parámetros UTM.

2A.303.3 ASPECTOS NORMATIVOS

El sistema UTM es conveniente para representar en forma normalizada coordenadas geodésicas en un sistema plano rectangular a escalas medias y pequeñas (menor que 1:25.000) pero, por su

definición, no es adecuado como base cartográfica para proyectos y obras de ingeniería en escalas grandes (mayor que 1:10.000).

Las distancias, azimutes y ángulos derivados de coordenadas UTM requieren correcciones de factor de escala (k) y de convergencia meridiana (c) en función de la distancia desde el meridiano central (MC). Además deben aplicarse correcciones angulares ($t - T$) y de escala (K_H) por la altura del terreno, con el fin de realizar trabajos de replanteo o comparación con las distancias y ángulos medidos en terreno.

Para planos a escalas grandes (mayor que 1:10.000) y proyectos de ingeniería, es conveniente trabajar con planos topográficos locales (PTL), por ejemplo LTM, con sus orígenes y parámetros bien definidos.

De acuerdo a las precisiones requeridas y al relieve del área del proyecto puede ser necesario definir varios PTL siguiendo los mismos criterios descritos en el Numeral [2A.302.3](#).

SECCIÓN 2A.304 CONCEPTOS, CRITERIOS Y METODOS GENERALES EN TRABAJOS DE TOPOGRAFIA VIAL**2A.304.1 OBJETIVOS Y ALCANCES**

La presente Sección está destinada a cumplir los siguientes objetivos:

- a) Explicitar el significado y alcance que tendrán en el ámbito de este Volumen y, en particular, en este Capítulo, diversos términos o conceptos de uso frecuente en topografía. El tópico relativo a “Errores y su Cuantificación”, se presenta con el alcance mencionado y puede, además, servir de ayuda memoria en la parte en que se refiere a la Teoría de los Errores.
- b) Presentar diversos criterios y métodos generales de uso corriente en topografía, que aparecerán repetidas veces en el texto del Capítulo, pudiendo así citar esta Sección y evitar reiteraciones innecesarias.

Tabla 2A.304-01 Parámetros UTM, LTM y PTL

Parámetro	UTM	LTM	PTL
Factor de escala en el MC (k0)	0,9996	0,999995	Kh (1)
Falso Norte en el Ecuador (FN)	10 000 000 m	10 000 000 m	10 000 000 m
Falso Este en MC (FE)	500 000 m	200 000 m	500 000 m

2A.304.2 ERRORES Y SU CUANTIFICACION**2A.304.2.1 Conceptos Básicos***2A.304.2.1 (1) Precisión*

Cualitativamente es el grado de refinamiento en la ejecución de una operación y, como tal, dependerá de la calidad del operador, del instrumental y de los procedimientos y métodos utilizados. En la formulación de un resultado la precisión se asocia al número de cifras significativas con que éste se presenta “Cifras Significativas”).

Cuantitativamente corresponde al cálculo probabilístico de los errores accidentales asociados a la medición repetida de una cierta dimensión, (lineal, angular, etc.), para la que no se cuenta con un determinado patrón de comparación.

2A.304.2.1 (2) Exactitud

Es el grado de coincidencia o cercanía de un resultado respecto de un valor verdadero o de un determinado patrón de comparación considerado como tal.

Algunos patrones de comparación utilizados habitualmente para determinar la exactitud de un resultado, son:

- a. Un valor exacto, tal como la suma de los tres ángulos de un triángulo.
- b. La longitud de un lado base de una triangulación, determinado previamente con las exigencias de precisión requeridas.
- c. Las coordenadas planimétricas o altimétricas de un elemento materializado en terreno, correspondientes a un sistema de referencia de orden superior.

La exactitud de un trabajo topográfico en su conjunto, depende directamente de la precisión con que se ejecuten las diversas operaciones. No obstante lo anterior, en algunas oportunidades por efecto del azar (compensación de errores), un trabajo ejecutado con baja precisión podría presentar una exactitud aceptable; en ese caso dicha exactitud no es una garantía de calidad, por cuanto, al verificarse exactitudes en otros puntos del sistema, casi con certeza se detectarán situaciones inaceptables. En consecuencia, todo trabajo topográfico deberá ser ejecutado manteniendo una precisión compatible con la exactitud deseada y confeccionando los registros que permitan comprobarlo.

Finalmente, se debe también tener presente que precisiones que exceden exageradamente los requerimientos de exactitud, pueden implicar altos costos que no resulten justificados.

2A.304.2.1(3) Cifras Significativas

Las cifras significativas de un valor numérico están constituidas por el número de dígitos provenientes de una determinación cierta, más un dígito dudoso a continuación del último dígito conocido. Por ejemplo, una cinta métrica graduada al centímetro permitirá leer un último dígito cierto correspondiente a los centímetros y, eventualmente, una última cifra significativa correspondiente a la estimación del milímetro, Algo similar sucede en la medición de ángulos con un instrumento graduado al minuto, siendo la última cifra significativa la estimación a la décima de minuto.

Los ceros que deban incluirse con el sólo objeto de establecer la magnitud de un valor, no representan cifras significativas.

La presentación de resultados deberá ser siempre consecuente con el número de cifras significativas involucradas en el proceso. Especial cuidado deberá tenerse al realizar operaciones aritméticas, en que los resultados deben expresarse en función del número de cifras significativas efectivas.

2A.304.2.2 Faltas y Errores.

2A.304.2.2 (1) Faltas

Las faltas o equivocaciones corresponden a la falsa determinación o registro del valor de una que consulten lectura, registro y comprobación de lo leído y anotado. La medición de elementos redundantes o supernumerarios puede ayudar a detectar faltas en el momento oportuno.

En [2A.304.2](#) se establece un criterio para juzgar si una observación dudosa en relación al resto de las observaciones del mismo elemento constituye una falta, lo que obligará a eliminarla, o bien debe considerarse como un error accidental, en cuyo caso no debe ser eliminada.

2A.304.2.2 (2) Errores Sistemáticos

Son aquellas inexactitudes que, bajo las mismas condiciones, presentan siempre igual magnitud y signo. En la mayoría de los casos estos errores se producen por causas físicas o condiciones naturales, que responden a leyes físicas que pueden ser representadas matemáticamente, o bien se deben a los hábitos o tendencias del operador, que lo hacen reaccionar cuantitativamente de una misma forma ante condiciones similares.

Los errores sistemáticos más frecuentes se pueden eliminar o minimizar mediante procedimientos como los que se citan a continuación:

a) Utilizando metodologías de trabajo que minimizan automáticamente cierto tipo de errores. Por ejemplo, en el caso de nivelaciones, los efectos del error residual de paralelismo de eje óptico con línea de fe, curvatura terrestre y refracción atmosférica, se pueden eliminar igualando las distancias de las visadas atrás y adelante.

En la medida de una dirección angular se pueden eliminar errores instrumentales por simple promedio de lecturas en directa y tránsito.

b) Determinando las relaciones de los errores sistemáticos con las variables que los originan y estableciendo y cuantificando el valor de esas variables en el momento de efectuar la medición: temperatura ambiente y tensión en los extremos de una cinta métrica; temperatura y presión atmosférica al medir con distanciómetro, etc. El conocimiento de los valores prevalecientes en el momento de la medición permitirá calcular las correcciones necesarias.

Todos los errores sistemáticos detectables deben ser eliminados antes de proceder a la evaluación de los errores accidentales.

2A.304.2.2 (3) Errores Accidentales

Un error accidental es aquél que no presenta una relación fija respecto de las condiciones o circunstancias bajo las cuales se realizó la observación. Los errores accidentales se producen por causas complejas e irregulares que están fuera del control del observador. Su ocurrencia, magnitud y signo no es predecible, es decir, cada uno de ellos es un fenómeno independiente producido al azar.

El error accidental de una observación se define como la diferencia entre el valor verdadero del elemento que se mide y el valor consignado para dicha observación, una vez que ésta se juzga libre de faltas y de los errores sistemáticos que la pudieran afectar.

A los errores accidentales se les denomina usualmente errores, sin el calificativo de accidental, y a ellos se estará refiriendo el texto cuando no se haga expresamente otra mención.

Dado que los errores accidentales son eventos que se generan al azar, su análisis responde a conceptos probabilísticos y se realiza en conformidad con leyes derivadas de la teoría de probabilidades.

2A.304.2.3 Conceptos Básicos Relativos a la Probabilidad de Errores Accidentales

2A.304.2.3 (1) Valor más Probable

Es imposible determinar la medida exacta de un elemento por rigurosas que sean las precauciones que se adopten, ya que siempre existirán errores accidentales.

La teoría de probabilidades demuestra que el mejor valor para representar el resultado de una serie de medidas ejecutadas con la misma precisión, valor más probable, corresponde al promedio aritmético de dicha serie de medidas. Este resultado no necesariamente coincide con el valor verdadero, pero es, estadísticamente, el mejor estimador para representarlo.

2A.304.2.3 (2) Errores y Residuos

La diferencia entre el valor verdadero de un elemento y una medida cualquiera de él, se denomina “error”.

La diferencia entre el valor más probable de un elemento y una medida cualquiera de él, se denomina “residuo”.

En la práctica se pueden concebir valores exactos o verdaderos en casos como los mencionados en [2A.304.2.3](#), por ello, en adelante el término “valor verdadero” se utilizará al referirse a las consideraciones teóricas relativas a la probabilidad de los errores accidentales y en los cálculos de casos reales se trabajará con el valor más probable.

Por extensión de lo anterior en los casos de la práctica se denomina “error” a aquellas discrepancias que, en rigor, corresponden a residuos.

2A.304.2.4 Cuantificación de Errores Accidentales

2A.304.2.4 (1) Indicadores de Precisión

Para los tres casos consultados en [2A.304.2.1](#) se definirán los siguientes indicadores de precisión, todos ellos en función del parámetro σ , σ_m o σ_r , según corresponda. Para efectos de presentación se utilizará sólo el parámetro σ , resumiendo en la Tabla 2A.304-02, los diversos casos particulares.

a) **Error Estándar.** Llamado también error medio cuadrático, equivale a una desviación estándar e implica que la probabilidad de ocurrencia de un error de magnitud menor o igual a $\pm \sigma$ sea

68,27%.

$$E = \pm \sigma$$

En general los fabricantes de instrumental utilizan el error estándar para indicar la precisión del equipo.

b) **Error Probable.** Llamado también error del 50%, define un rango de error tal, que existe idéntica probabilidad de que el error cometido esté comprendido dentro de dicho rango o esté fuera de él.

$$E_o = \pm 0,6745 \sigma$$

Normalmente se utiliza para especificar la precisión que debe alcanzarse al determinar el valor más probable de un elemento.

c) **Error del x%.** Define un rango de error tal, que garantiza que el error cometido esté comprendido dentro de dicho rango, con una probabilidad de x%.

$$E_{x\%} = \pm Cx\sigma$$

Cx corresponde a algún valor de C, tal como los citados en la tabla de la Figura 2A.304-01, asociado a un área de x% bajo la curva normal estandarizada, probabilidad, que se desee definir.

Tabla 2A.304-02 Resumen indicadores de precisión

Situación Por Controlar	Error Estándar	Error Probable	Error del X%
1 Observación cualquiera	$E_l = \pm \sigma$	$E_{0,1} = 0,6745\sigma$	$E_{x,1} = C x\% \sigma$
Valor más probable	$E_m = \pm \sigma_m$	$E_{0,m} = 0,6745 \sigma_m$	$E_{x,m} = C x\% \sigma_m$
Un Resultado	$E_t = \pm \sigma_t$	$E_{0,t} = 0,6745 \sigma_t$	$E_{x,t} = C x\% \sigma_t$

La denominación abreviada que se usará para los indicadores de error relativos al Valor más Probable de un elemento es:

Probabilidad de Ocurrencia de un error menor o igual $\pm \sigma_m$

E_m = Error Estándar del Promedio o Error Medio Cuadrático 68, 27%

$E_{0,m}$ = Error Probable del Promedio 50%

$E_{x,m}$ = Error X % del Promedio X %

2A.304.2.5 Rechazo o Eliminación de Observaciones

Se deben eliminar todas las observaciones que contengan faltas o equivocaciones, conservando todas las que tienen errores accidentales. La eliminación de medidas que contengan errores accidentales constituye una alteración arbitraria del proceso de medición.

Con alguna frecuencia se establecen criterios de eliminación de medidas que aparezcan con errores superiores a cierta magnitud sobre el promedio. Un criterio de esta naturaleza tiene el peligro de eliminar errores accidentales junto con faltas o equivocaciones.

Se recomienda el uso del criterio de Chauvenet por dar aproximadamente los mismos resultados que métodos aceptados teóricamente, pero que resultan muy laboriosos.

Este criterio determina si el mayor error respecto del promedio de las medidas efectuadas es aceptable o no.

Si esa medida se rechaza, se procede a determinar el mayor error de las restantes respecto al nuevo promedio y se determina si es aceptable. Así se continúa hasta que el mayor error es aceptable con lo cual todas las medidas que restan son aceptadas.

El mayor error de las medidas bajo análisis se obtiene del listado de errores de las observaciones reales y se compara con el valor teórico del criterio de Chauvenet.

Sea el mayor error detectado.

$$v_i = (X_i - x)$$

Si $v_i > C_x \times \sigma$ se rechaza la observación X_i

Siendo el coeficiente de error C_x aquél asociado a la probabilidad $X\%$, la que se calcula mediante la siguiente expresión:

$$X\% = 100 \frac{2n - 1}{2n}$$

(Ec.2A.304-01)

En que n es el total de observaciones que se están considerando. El coeficiente C_x se obtiene de la tabla de la Figura 2A.304-01.

De lo anterior se desprende que se aceptan errores propios de la precisión con que se está trabajando, que las discrepancias aceptables respecto al promedio son función de la propia precisión de las medidas que se obtienen, y que si se requiere que el promedio por obtener sea más preciso se deberán seguir efectuando observaciones hasta lograrlo.

Lo anterior constituye el criterio que primará en cuanto a número de medidas. Estas deben ser las suficientes para lograr la precisión exigida. Si con determinado instrumental y metodología se requiere un número muy alto de medidas, se deberá cambiar el instrumental por otro de mayor precisión.

Para ilustrar el efecto que tiene el número de medidas por efectuar sobre la precisión del valor más probable o promedio, resulta conveniente analizar la Tabla 2A.304-03, elaborada a partir de:

$$\sigma_m = \sigma/\sqrt{n}$$

(Ec.2A.304-02)

Si las medidas sucesivas se ejecutan con similar precisión y, por tanto, σ se mantiene relativamente constante, se puede adoptar un valor de referencia $\sigma = 1$:

Tabla 2A.304-03 Variación de σ_m en función de n

n	$\sigma_m = 1/\sqrt{n}$	n	$\sigma_m = 1/\sqrt{n}$
1	1,00	8	0,35
2	0,71	10	0,32
3	0,58	12	0,29
4	0,50	14	0,27
5	0,45	16	0,25
6	0,41	20	0,22

Como puede observarse de la tabla, con 4 observaciones se logra reducir el error probable del promedio en un 50% respecto de una sola observación, con 8 observaciones el error se reduce en un 65% y con 16 observaciones se reduce en un 75%. Es decir, existe una clara disminución del rendimiento ya que de 4 a 8 sólo se gana un 15% y de 8 a 16 sólo un 10%, frente al 50% logrado en las primeras 4 observaciones.

En virtud de lo anterior, de 6 a 8 observaciones válidas sería como el límite razonable para considerar en la mayoría de los casos.

Otro concepto que se debe tener presente al establecer el número de observaciones por realizar, se deriva de la relación entre la exactitud especificada y la precisión del proceso de medida (instrumental y método utilizado).

2A.304.2.6 Cierre y Compensación de Errores

Todo trabajo topográfico debe cerrarse o comprobarse para verificar su exactitud. Si el cierre está dentro de las tolerancias de exactitud especificada, deberá procederse a repartir las discrepancias de cierre mediante el proceso denominado de compensación, aplicable a cada caso.

Un trabajo topográfico compensado debe ser, en su conjunto, más exacto que uno sin compensar, aun cuando algunos puntos o sectores de él puedan perder algo de la exactitud que poseían antes de la compensación.

Un método general de ajuste de discrepancias tolerables es el denominado de los Mínimos Cuadrados. En las secciones relativas a triangulaciones, trilateraciones, poligonales, nivelaciones, etc., se incluyen procedimientos de compensación, en general derivados a partir de dicho método.

2A.304.3 PROCEDIMIENTOS DE MEDIDAS EN TOPOGRAFIA

2A.304.3.1 Objetivos y Alcances

A fin de evitar repeticiones se ha estimado conveniente presentar en una sola sección, aquellos métodos que permiten efectuar medidas básicas o elementales y que son de uso común en todo trabajo topográfico.

Se analizan, además, las principales limitaciones o fuentes de error asociadas a cada uno de ellos y, en ciertos casos, se destacan métodos de registro, cálculo y compensación, que se estiman los más adecuados en topografía vial.

Se incluyen métodos destinados a medir distancias horizontales, distancias verticales o desniveles, ángulos horizontales y ángulos verticales.

2A.304.3.2 Medida de Distancias Horizontales.

2A.304.3.2 (1) Aspectos Generales

Las distancias que se requiere determinar en los trabajos topográficos corresponden a distancias horizontales. El procedimiento utilizado en terreno, el cálculo y las correcciones, deben ser tales, que el valor que finalmente se adopte, valor más probable o promedio, cumpla con la precisión exigida para el trabajo.

Las distancias pueden ser medidas directamente con cinta métrica, hilo invar, distanciómetros y otros elementos de menor precisión. En todos estos casos se determina directamente cuantas veces el patrón de medida cabe en la distancia que se quiere conocer. Por ello reciben el nombre de métodos directos para la medida de distancias.

Por otra parte, la distancia entre puntos puede determinarse mediante cálculos que combinan diversos elementos que se han medido. Por la forma de obtener el resultado éstos se denominan métodos indirectos. Entre los métodos de medida indirecta de distancia se encuentran: triangulación, trilateración, poligonación, intersección de visuales, coordenada, resección sobre tres puntos, resección trilaterada sobre dos puntos, etc.

En consecuencia, se incluyen a continuación sólo los métodos de uso general actual y aquéllos otros que, por ser una alternativa, resulta conveniente mencionarlos.

2A.304.3.2 (2) Medidas de Precisión para Distancias Horizontales.

- a) Con Cinta Métrica o con Hilo Invar. En consideración a que estos métodos de medida fueron empleados, fundamentalmente, en la determinación de las longitudes de las bases o lados-base de las triangulaciones, y que hoy en día han sido reemplazados por las determinaciones distanciométricas.
- b) Con Distanciómetro. Esta forma de medir distancias es aplicable a variados trabajos

topográficos: transporte de coordenadas, ya se trate de poligonaciones y trilateraciones, levantamientos taquimétricos de precisión distanciométricos, levantamientos especiales, replanteos, etc., por lo que se hace necesario incluir algunos alcances.

La distancia medida con un distanciómetro es inclinada y va desde el emisor de onda luminosa o de radio hasta el reflector, los que sólo por casualidad estarán a la misma cota.

La distancia medida debe ser reducida a la horizontal una vez hechas las correcciones por las condiciones atmosféricas imperantes, de acuerdo con las instrucciones proporcionadas por el fabricante. En el caso de las Estaciones Totales, estas entregan automáticamente la distancia reducida a la horizontal, hechas las correcciones por condiciones atmosféricas si se han introducido los factores de corrección correspondientes.

La medida resultante de las observaciones efectuadas resultará con un error, que señalan los fabricantes del instrumento y que se descompone en dos términos: el primero un valor constante, casi siempre entre 1 y 5 mm y otro, dependiente de la distancia, casi siempre del orden de 1 a 5 mm por kilómetro. Adicionalmente al error propio del instrumento deben tenerse presente otras variables, como son: la excentricidad en la instalación sobre la estación, la excentricidad y/o desaplome en la instalación del reflector sobre el punto hasta el cual se mide y otras dependientes de las limitaciones humanas.

En [2A.304.2.1](#), se menciona la precisión de la medida en función de la distancia, considerando distintos tipos de instrumentos y distintos errores de instalación del instrumento y del prisma(s), todo ello para mostrar la influencia de las variables. Sean:

E_v =Error estándar del distanciómetro, función de la distancia (mm/km)

E_f =Error estándar del distanciómetro, componente fija (mm)

E_i =Error de centrado del instrumento o de instalación (mm)

E_p =Error de centrado del prisma y/o mal aplomado (mm)

Casos que se analizan:

Tabla 2A.304-03 Relación Instrumento –Error

Tipo de Instrumento	E_v (mm/km)	E_f (mm)	E_i (mm)	E_p	Curva	Calidad de Operación
A	1	1	2	2	A-2	Deseable
A	1	1	2	20	A-20	Aceptable si $L > 1.000m$
A	1	1	2	50	A-50	Mala
A	1	1	2	100	A-100	Muy Mala
B	3	3	2	2	B-20	Deseable
B	3	3	2	10	B-10	Razonablemente Buena
B	3	3	2	20	B-20	Aceptable si $L > 1.000m$
C	5	5	2	2	C-20	Deseable
C	5	5	2	20	C-20	Aceptable si $L > 1.000m$

De acuerdo con lo expuesto en [2A.304.2.2](#) el error del resultado quedará dado por:

$$E = \pm[(E_v \cdot L)^2 + E_f^2 + E_i^2 + E_p^2]^{1/2}$$

(Ec.2A.304-03)

Y en función de la distancia la precisión se expresa como $E/L = 1/(L/E)$

El análisis de las curvas del gráfico de la Figura 2A.304-01, que ilustra distancias reducidas a la horizontal, sin considerar el posible error derivado de dicha reducción, permite establecer que:

- La precisión es siempre creciente en función de la distancia y para una operación “deseable” se logran altas precisiones incluso para distancias del orden de 300 m. Para instrumentos menos precisos ésta cae más rápidamente para distancias crecientes. (Curvas A2, B2 y C2).
- La Curva B-10 con una calidad de operación razonablemente buena, ilustra el efecto de los errores de centrado y/o prisma mal aplomado (10 mm), respecto de la operación deseable (francamente buena).
- Para errores de centrado y/o prisma mal aplomado, de 20 mm en el sentido de la visual del operador (este no puede detectarlo), la precisión cae en forma importante y bajo 1.000 m llega a ser inaceptable para un orden de control primario. Nótese que en este caso (Curvas A20, B20, C20) la precisión del instrumento prácticamente no ayuda a mejorar la precisión de la medida hasta que no se superan longitudes del orden de 1.000 m.
- Finalmente las curvas con errores de centrado del prisma y/o esté mal aplomado, de 50 y 100 mm (curvas A50 y A100), que de hecho deben ser consideradas como faltas, muestran que, aun cuando se trate del instrumento más preciso (Tipo A), la precisión de la medida es baja en términos absolutos, y extremadamente baja respecto de lo que se puede alcanzar con una operación aceptable o deseable. (Para los casos B y C-50 y B y C-100 que no se ilustran, resultarían rectas prácticamente coincidentes con A-50 y A-100).
- Nótese que para distancias entre 300 y 500 m la calidad de la operación deberá estar más cerca de lo calificado como “Deseable” que de lo “Aceptable”, para cumplir con las exigencias de un orden de control terciario y secundario, respectivamente.

Se hace notar que un cadenero sin el debido entrenamiento, que está colocando un bastón porta prisma alto, por problemas de visibilidad, bien puede introducir un error en la medida de 100 mm o más.

c) Precauciones en las Medidas Distanciométricas de Precisión. Lo expuesto precedentemente justifica plenamente:

- La necesidad de exigir longitudes superiores a un cierto mínimo, según el orden de control especificado, en las Bases de una Triangulación y en los elementos de las Trilateraciones y Poligonales.
- Que independientemente de la calidad del instrumento que se esté usando, no se deben ahorrar esfuerzos para instalar correctamente el instrumento y el prisma, asegurando la

posición sobre la señal de este último y la perfecta verticalidad del portaprisma. Para lograr esto último, en especial al medir distancias en el orden de los mínimos recomendados, o menores que éstos si ello es ineludible, se deberá:

- Instalar el prisma sobre un trípode provisto de una base nivel ante o, en su defecto, fijar el bastón porta prisma mediante tirantes (vientos) y afinar su verticalidad con una plomada física, o bien, verificar la verticalidad mediante dos teodolitos según direcciones sensiblemente ortogonales.
- Por último, cualquiera que se está ejecutando, se deberá verificar con frecuencia el buen estado de funcionamiento del nivel esférico de la porta prisma.

En las mediciones con cinta de acero es recomendable controlar la temperatura, con precisión del orden de ± 3 grados, con el fin de realizar correcciones en aquellos casos en que la temperatura medida sea sensiblemente distinta de la temperatura de calibración.

Debe evitarse incurrir en errores por la tensión aplicada en los extremos, tratando que ésta se aproxime a la de calibración. Como resultado de lo anterior, a veces la tensión aplicada superará el valor de calibración y en otras será menor, lo que permitirá cierta compensación. Cuando la cinta queda libre sobre sus extremos se produce una curva, resultante de su peso propio, la cual falsea la medida. Deberá, entonces, aplicarse cierta tensión adicional que minimice la curva. En todo caso es necesario cuidar de no exagerar la tensión aplicada, dado que podría incurriese en errores de sobre alargamiento por tensión excesiva.

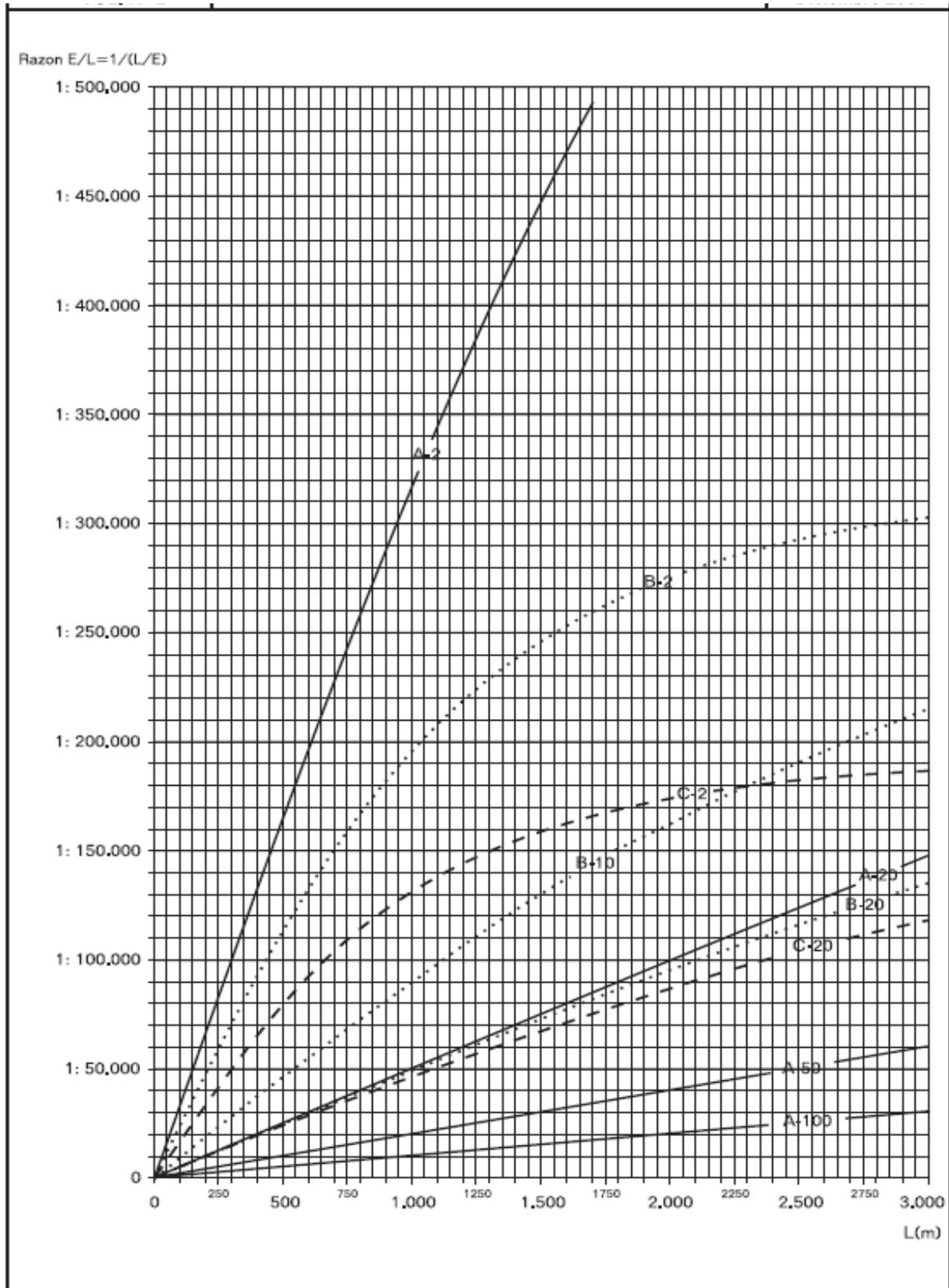


Figura 2A.304-01 Precisión de medidas con distanciómetro

En casos particulares, en que el terreno es liso y plano, puede ser lícito apoyar la cinta en toda su extensión, facilitando el proceso de medida. En estas condiciones, la tensión por aplicar en los extremos no debe contemplar el efecto de flecha.

Para mediciones de longitudes extensas es poco práctico su uso en la actualidad, en cambio para

longitudes que pueden ser cubiertas con una huinchada (perfiles transversales levantados con nivel), su uso es razonable.

En terrenos cubiertos de pasto, arbustos, pequeños montículos y otros, los extremos de la cinta no tocarán el suelo y será necesario ayudarse con plomadas físicas o jalones verticales, tanto para subir la posición desde el extremo de atrás como para bajar la posición en que debe señalizarse el extremo de adelante.

De una medida corriente con cinta métrica se puede esperar precisiones entre 1:1.000 y 1:5.000 de la longitud medida, según el terreno y el refinamiento con que se realice la medición.

d) **Medidas con Mira Horizontal.** La mira horizontal o estadía de invar es un equipo formado por una barra metálica que porta una barra de invar plegables en dos, un nivel esférico, un visor de orientación y un sistema de anclaje a una base nivel ante con plomada óptica que se puede montar sobre un trípode, para ubicarla sobre un punto en el terreno. Hoy en día este método de medida ha quedado superado por el empleo de los distanciómetros.

e) **Distancia Medida por Estadimetría o Método Estadimétrico.** La distancia se puede medir de modo indirecto, según el procedimiento que se expone más adelante, visando una mira distante bajo un ángulo pequeño y fijo. El equipo necesario está constituido por un anteojo topográfico con dos hilos horizontales coplanares, paralelos y equidistantes en su retículo, llamados hilos estadimétricos, y por una mira graduada.

2A.304.3.3 Medida de Distancias Verticales o Desniveles.

2A.304.3.3 (1) Aspectos Generales

Se llama Cota o Elevación de un punto, a su distancia a una superficie de nivel de referencia. La superficie de referencia adoptada podrá corresponder a un plano o a una superficie curva, los cuales pueden ser reales o imaginarios.

Se denomina Superficie de Nivel a aquélla caracterizada porque todos sus puntos tienen igual cota o elevación. La cota de una superficie de nivel corresponde a la cota de cualquiera de sus puntos.

La Distancia Vertical entre dos puntos es la diferencia de cotas, o desnivel, entre las superficies de nivel que pasan por ellos. Nivelar es determinar o medir la distancia vertical o diferencia de cotas entre dos puntos del terreno.

En topografía, línea horizontal es una recta tangente a una superficie de nivel. Angulo vertical es aquél formado por dos rectas situadas en un mismo plano vertical, en que una de ellas es necesariamente horizontal. La superficie de referencia que se adopta es la del nivel medio del mar; sólo en casos justificados se puede permitir otra.

Cuando en los procedimientos de nivelación se usen métodos basados en visuales, hay que tener presente el efecto de curvatura de la tierra y el efecto de la refracción atmosférica.

Las medidas directas de distancias verticales, según el caso, se pueden hacer de varias maneras. Cuando se trate de altura de edificios, profundidad de pozos u otros casos semejantes, se puede usar una cinta métrica; pero para puntos ubicados sobre la superficie del terreno, como sucede en caminos, los métodos prácticos de nivelación que corresponda usar serán: nivelación geométrica (nivel de precisión), nivelación trigonométrica (estación total), nivelación taquimétrica (taquímetro y/o teodolito) y, eventualmente, nivelación barométrica.

2A.304.3.3 (2) Métodos Precisos para Determinar Desniveles

La metodología precisa para determinar desniveles consiste en medir directamente distancias verticales. Se le denomina nivelación directa, geométrica o por alturas, y es el método más empleado.

Según el grado de precisión podrá ser de alta precisión, de precisión y de precisión corriente. La primera tiene aplicación en casos muy calificados, como la investigación de asentamientos en puentes, túneles, etc. La segunda se aplica en los sistemas de transporte de cota. La tercera se utiliza en el levantamiento de perfiles y en controles de construcción.

En general las tolerancias se expresan en milímetros por kilómetro de nivelación o, como se especifica en este Capítulo, en mm por $\sqrt{\text{km}}$.

2A.304.3.3 (3) Métodos de Mediana Precisión para Determinar Desniveles

Para determinar desniveles con mediana precisión se puede recurrir a la medida de ángulos verticales y distancias horizontales, obteniendo indirectamente el valor buscado. A este procedimiento se le designa nivelación trigonométrica o por pendientes. La nivelación trigonométrica implica una determinación de distancias horizontales con mayor precisión que la que se logra mediante el método estadimétrico.

En general, esta metodología se puede aplicar para dar cota a las estaciones de un levantamiento y para puntos estereoscópicos de apoyo fotogramétrico, y la precisión será la necesaria para cumplir con la exigencia altimétrica del plano que se confeccione.

La precisión requerida se expresará en centímetros en función de la distancia.

Como, por lo general, la nivelación trigonométrica se utiliza para determinar desniveles entre puntos distantes, se debe tener especial cuidado en considerar, cuando corresponda, los efectos de la refracción y de la curvatura terrestre para corregir los resultados

2A.304.3.3 (4) Métodos de Reducida Precisión Para Determinar Desniveles

Cuando se desea determinar distancias verticales entre dos puntos, se puede recurrir a la nivelación taquimétrica. La nivelación taquimétrica es similar a la nivelación trigonométrica pero la distancia se determina empleando métodos estadimétricos. La nivelación taquimétrica se usó extensamente para determinar las cotas requeridas en la ejecución de planos con curvas de nivel. Hoy en día, tanto

por la precisión alcanzada como por la posibilidad de guardar los datos en archivos magnéticos, dicho procedimiento ha sido reemplazado por el uso de Estaciones Totales.

2A.304.3.3 (5) Métodos de Baja Precisión para Determinar Desniveles

Etapa de Reconocimiento y Estudio Preliminar.

En trabajos de exploración o reconocimientos o estudio preliminar en que los desniveles son muy grandes, como es el caso de lugares montañosos o en lugares ausentes de información, puede resultar conveniente usar métodos que, siendo de baja precisión, proporcionan antecedentes que resultan satisfactorios para esa etapa del estudio.

Tal vez el método más representativo sea el de nivelación barométrica que, mediante lecturas de la presión atmosférica en los puntos de interés, permite determinar sus diferencias de cota, en virtud de que la presión atmosférica varía en razón inversa de la altura. En condiciones corrientes, las determinaciones efectuadas con barómetro o altímetro están afectadas a errores del orden de metros.

Existen dos tipos de barómetros: barómetros de mercurio y aneroides o barómetros metálicos, llamados también altímetros. Los barómetros de mercurio permiten medir las presiones atmosféricas de un lugar a través de las alturas de una columna de mercurio dentro de un tubo, y los aneroides miden las presiones de la atmósfera a través de las deformaciones de la tapa de una caja metálica al vacío, transmitidas a una aguja indicadora. En general estos instrumentos son voluminosos y delicados.

Hoy en día existen altímetros electrónicos de bolsillo, compactos y resistentes, que entregan directamente lecturas de altura y presión atmosférica, los que pueden ser calibrados fácilmente en un punto de cota conocida.

En general la precisión de estos instrumentos puede estar comprendida entre uno y tres metros, en tanto la presión atmosférica se mantenga invariable a lo largo del recorrido.

2A.304.3.4 Medidas de Ángulos

2A 304.3.4 (1) Aspectos Generales

Para establecer la ubicación de un punto respecto de un sistema de referencia, algunos métodos requieren de la determinación de valores angulares.

En planimetría, la dirección de una línea se determina midiendo el ángulo horizontal que ésta forma con otra, que se toma como referencia.

En altimetría, la dirección de una línea se determina mediante el ángulo vertical que ésta forma con la horizontal.

En consecuencia, en los trabajos topográficos, los ángulos son horizontales o son verticales y, evidentemente, lo que se mide son sus proyecciones sobre planos horizontales o sobre planos verticales.

En los trabajos topográficos los ángulos pueden medirse con distinta precisión según sea la metodología e instrumental que se emplee. Los ángulos se determinan, directamente cuando son medidos efectivamente, e indirectamente cuando son calculados a través de una relación matemática a partir de otras mediciones realizadas previamente.

2A.304.3.4 (2) Medida de Ángulos Horizontales

Para ilustrar el efecto de las faltas por error de puntería en función de la distancia entre la estación y el punto, se incluye la Tabla 2A.304-04, donde puede apreciarse que éstas pueden ser considerables, incluso hasta en distancias de 2 a 3 km, si el desplazamiento del instrumento o de la señal o de ambos supera 10 mm

Tabla 2A.304-04 Faltas angulares en función del desplazamiento y distancia al punto

δ (cm)	0,5	1	2	3	4
D (m)	Falta Angular α^{cc}				
50	64	127	255	382	509
100	32	64	127	191	255
150	21	42	85	127	170
200	16	32	64	95	127
300	11	21	42	64	85
400	8	16	32	48	64
500	6	13	25	38	51
1000	3	6	13	19	25
2000	2	3	6	10	13
3000	1	2	4	6	8

α^{cc} = Falta angular por error de puntería

δ (cm) = desplazamiento por error de puntería

D (m) = Distancia entre la estación y el punto

$\alpha^{cc} = 6\,366,20 [\delta(\text{cm})/D(\text{m})]$

a) Método de Medida Simple de Ángulos (Puntos de Relleno). En estos casos, la comprobación de las mediciones que se han efectuado para cada punto del levantamiento se verificarán una vez que se dibuje el plano; el resultado será tan bueno como represente lo levantado, por lo cual es muy importante la confección de un buen croquis durante la etapa de terreno y una confrontación visual posterior del plano resultante con el terreno o al menos con fotografías aéreas.

Si el ángulo que se mide es AOP, con el teodolito o taquímetro bien instalado en 0 y en condiciones

de operar (verificadas sus correcciones), se procede a visar el punto A fijando el anteojo y se registra en el limbo horizontal el valor de la lectura que corresponda, en seguida, con el limbo fijo, se lleva el anteojo a visar el punto P registrando el respectivo valor de la lectura en el limbo. El valor del ángulo AOP será el correspondiente a la diferencia de las dos lecturas hechas.

b) Medida Compensada de Ángulos (Directa y Tránsito). El número mínimo de observaciones que se debe hacer para medir un ángulo que no tiene otra comprobación, es medirlo en directa y en tránsito, esto es, se mide una vez en la posición normal de trabajo del teodolito y después se da media vuelta de campana (el anteojo se gira sobre su eje horizontal hasta que el ocular queda al otro lado del trípode), sin modificar la orientación de $0(g)$, referencia, y se vuelve a medir el ángulo. Los valores obtenidos no deben diferir en más de la tolerancia aceptable y el promedio elimina algunos errores instrumentales, como los debidos a la excentricidad, verticalidad del eje vertical, descorrección del eje horizontal, etc. También es bueno recordar que las diferencias en la lectura (D. y T.) de diferentes ángulos deben ser aproximadamente constantes y mantener el signo.

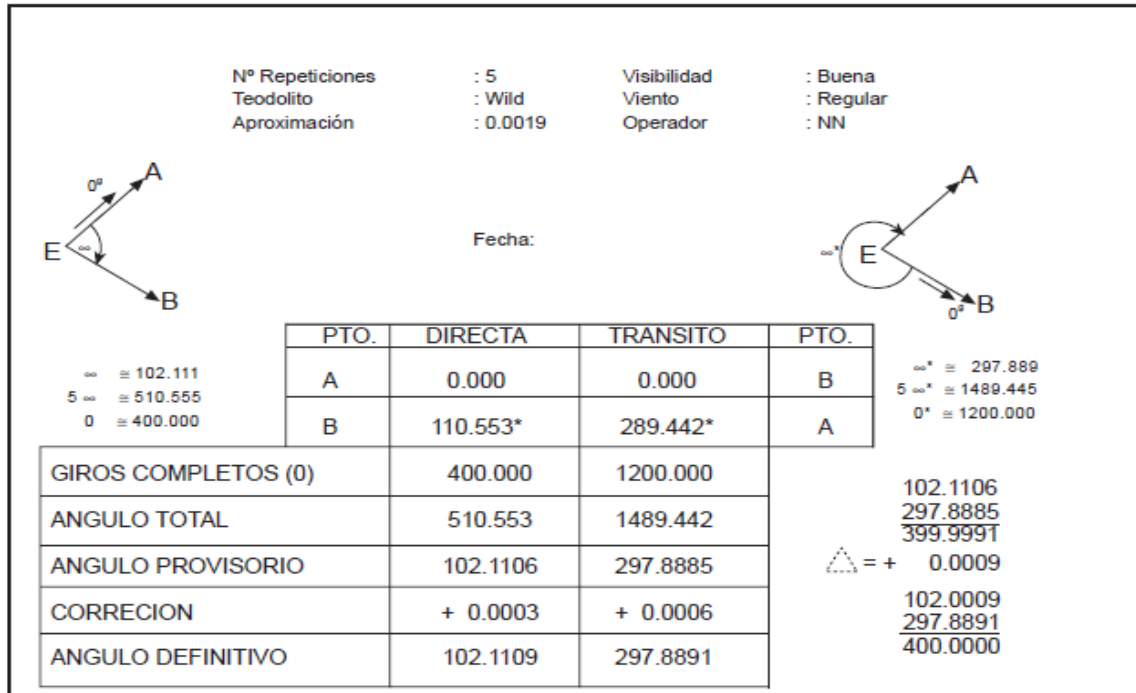
c) Método de Repetición. Para poder aplicar este método se necesita un teodolito repetidor, es decir, un instrumento que permite repetir la medida del ángulo horizontal acumulando lecturas sucesivas sobre el limbo horizontal. El valor acumulado se divide por el número de repeticiones, como se verá más adelante. Estos teodolitos, que se usan para este sistema de medición, tienen un eje vertical de rotación que permite girar el instrumento arrastrando el limbo horizontal, lo que se denomina movimiento general, y un eje vertical de la alidada o anteojo que permite girar el instrumento manteniendo fijo el limbo horizontal, con lo que se produce un movimiento relativo del anteojo respecto del limbo. Ambos sistemas de rotación están dotados de sendos tornillos de presión y de coincidencia o tangencia.

Lo que se trata de aprovechar en este método es la ventaja de poder multiplicar un ángulo en forma mecánica, obteniendo la lectura del producto de esa multiplicación con la misma precisión que la lectura de un ángulo simple.

La precisión del método de repetición aumenta con el número de veces que se multiplica o repite el ángulo. En las primeras repeticiones la precisión aumenta notoriamente para ir decreciendo después, por lo que se recomienda un máximo de 3 a 5 repeticiones según el orden de control asociado al trabajo. Si se requiere mayor precisión es preferible hacer el trabajo con un teodolito de mayor resolución angular.

A continuación se presenta un detalle de operatoria, registro y compensación para un ángulo medido por repetición.

Se empezará por instalar perfectamente el teodolito repetidor sobre la estación E y, una vez puesto en condiciones de medir, se procederá de la siguiente manera:



*Angulo que se lee en el limbo después de las 5 repeticiones

Figura 2A.304-02 Registro por Repetición

Esta forma de operar permite eliminar los errores instrumentales compensables. Se debe girar siempre el teodolito en el sentido de los punteros del reloj, ya se gire sobre la alidada o sobre el movimiento general. Si hay error de arrastre entre la alidada y el limbo, el error es siempre en el mismo sentido, tanto para el ángulo como para su suplemento; éste se puede compensar en proporción al ángulo como se puede ver en el ejemplo.

El registro se calcula, después de haberse anotado los ángulos que indica el limbo, de la siguiente manera:

- 1) Se comienza anotando el valor simple del ángulo (α en directa y α' en tránsito).
- 2) Se calcula el valor del ángulo final en directa después de las n repeticiones ($n \alpha = \dots$), para obtener el número de vueltas completas del ángulo α sobre el limbo (θ y θ').
- 3) Se procede a llenar la línea "Giros Completos" con los valores obtenidos para θ y θ' .
- 4) Se calcula el valor del "Angulo Total", sumando θ y θ' a los valores leídos en el limbo después de las n repeticiones.
- 5) Se calcula el "Angulo Provisorio" dividiendo por "n" los valores del "Angulo Total".
- 6) Se suman los valores del «Angulo Provisorio» en directa y tránsito, debiendo determinarse un ángulo próximo a 400(g).
- 7) La diferencia que se tenga (discrepancia) se reparte entre los dos valores del «Angulo Provisorio» proporcionalmente a su magnitud, para completar la suma de 400(g).
- 8) El "Angulo Definitivo" es el valor final de la medición.

d) Método de Reiteración. La medida de un ángulo por reiteración puede ejecutarse con un teodolito repetidor o con uno reiterador. El método se basa en medir varias veces un ángulo horizontal por diferencia de direcciones y en diversos sectores equidistantes en el limbo, para evitar, principalmente, errores de graduación. En una misma reiteración se pueden medir varios ángulos colaterales. El ángulo de reiteración dividido para el número de reiteraciones.

Este método elimina errores instrumentales promediando valores. El anteojo se debe rotar siempre en el sentido de los punteros del reloj. Si hay error de arrastre entre la alidada y el limbo, el error para todos los ángulos es en el mismo sentido y se puede compensar, modificando los valores en forma de anular la diferencia de la última lectura con 0(g). La exactitud de los resultados aumenta con el número de reiteraciones. A continuación se señalan las verificaciones que deben efectuarse según el método empleado:

a) **Repetición:** Como en este método no se consignan los valores de las observaciones intermedias, no es posible calcular la desviación estándar y, por ende, los indicadores de precisión. En estas circunstancias antes de proceder a compensar se deberá verificar el cumplimiento de lo siguiente: Según sea el orden de control asociado a la medición, la discrepancia de la suma de los ángulos provisorios (directa + tránsito) respecto de 400(g) no deberá exceder las tolerancias especificadas para dicho orden, según el método que se esté utilizando.

Tabla 2A.304-05 Registro por reiteracion

Operador:

Fecha:

Zona:

Calculista:

Fecha:

Trabajo N°:

Est	N° Reit	Punto	Directa	Transito	Promedio	Promedio Reducido	Comp. (oc)	Angulos Corregidos
A	1	P1	0.0025	200.0005	0.0015	0.0000	+ 0	0.0000
		P2	39.6388	239.6410	39.639	39.6384	+ 0	39.6384
		P3	74.1876	274.1948	74.1912	74.1897	+ 1	74.1898
		P4	98.3947	298.3925	98.3936	98.3921	+ 1	98.3922
		P1	400.0016	200.0008	400.0012	399.9997	+ 3	400.0000
						e = -0.0003		
	2	P1	50.0030	250.0012	50.0021	0.0000	+ 0	0.0000
		P2	89.6436	289.6420	89.6428	39.6407	+ 1	39.6408
		P3	124.1902	324.1898	124.1900	74.1879	+ 2	74.1881
		P4	148.3899	348.3901	148.3900	98.3879	+ 2	98.3881
		P1	50.0020	250.0002	50.001	399.9990	+ 10	400.0000
						e = -0.0010		
	3	P1	100.0020	300.0010	100.0015	0.0000	+ 0	0.0000
		P2	139.6402	339.6398	139.6400	39.6385	+ 1	39.6386
		P3	174.1880	374.1890	174.1885	74.1870	+ 2	74.1872
		P4	198.3907	398.3901	198.3904	98.3889	+ 3	98.3892
		P1	100.0005	300.0001	100.0003	399.9988	+ 12	400.0000
						e = -0.0012		
	4	P1	150.0054	350.0042	150.0048	0.0000	+ 0	0.0000
		P2	189.6432	389.6392	189.6412	39.6364	+ 1	39.6365
		P3	224.1938	24.1898	224.1918	74.1870	+ 2	74.1872
		P4	248.3948	48.3920	248.3934	98.3886	+ 3	98.3889
		P1	150.0042	350.0028	150.0035	399.9987	+ 13	400.0000
						e = -0.0013		

COMPENSACION ERROR
DE ARRASTRE COMPENSADO

COMPENSACION UNITARIA

$C_u = -e/x$ promedio reducido de cierre

Para primera reiteración

$$C_{u1} = 0.0003/399.9997 = 0.00000075 = 0.0075 \text{ cc/grado}$$

Angulo Definitivo

$$\frac{\sum P}{N}$$

Compensación

Para

$$P_1 = 0.0000 \times 0.0075 = 0.000 \text{ cc} \sim 0 \text{ cc}$$

$$P_2 = 39.6384 \times 0.0075 = 0.297 \text{ cc} \sim +0 \text{ cc}$$

$$P_3 = 74.1897 \times 0.0075 = 0.556 \text{ cc} \sim +1 \text{ cc}$$

$$P_4 = 98.3921 \times 0.0075 = 0.738 \text{ cc} \sim +1 \text{ cc}$$

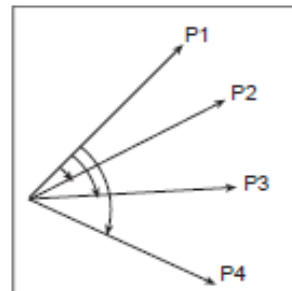
$$P_1 = 399.9985 \times 0.0075 = 3.00 \text{ cc} \sim +3 \text{ cc}$$

$$C_{u2} = +0.0250 \text{ cc/grado}$$

$$C_{u3} = +0.0300 \text{ cc/grado}$$

$$C_{u4} = +0.0325 \text{ cc/grado}$$

Croquis



	Angulos Definidos
P1	0.0000
P2	39.6386
P3	74.1881
P4	98.3896
P1	400.000

Si la discrepancia determinada está dentro de tolerancia, se compensará según lo especificado para el método de repetición y se adoptará el valor compensado. Si la discrepancia excede la tolerancia, se deberá efectuar una nueva serie de repeticiones.

b) Reiteración: En este caso se consignan todas las mediciones efectuadas y, por lo tanto, es posible calcular el promedio y la desviación estándar para determinar el indicador de precisión requerido. Si dicho indicador está en tolerancia se procede a compensar según se especificó, en caso contrario se debe repetir el proceso de medida.

2A.304.3.4. (3) Medida de Ángulos Verticales

El ángulo vertical con que se observa un punto puede quedar sobre o bajo la horizontal, es positivo cuando queda sobre la horizontal y es negativo cuando queda bajo ella.

Si bien esta es la forma de referirse a estos ángulos, son muy pocos los teodolitos referidos a la horizontal en su limbo vertical. Lo corriente será disponer de teodolitos referidos al cenit, tal es el caso de los teodolitos cenitales, en los cuales la referencia es la vertical que pasa por el teodolito. En estos instrumentos en posición directa, 0(g) coincide con el cenit y se tiene 100(g) en la horizontal. El limbo vertical es fijo y, por lo tanto, no es posible medir un ángulo por repetición ni reiteración.

Las principales aplicaciones de los ángulos verticales son: reducir a las horizontales distancias inclinadas y determinar desniveles o diferencias de cota. Para la primera aplicación no se necesita gran precisión en las medidas del ángulo, en comparación con los requerimientos del segundo caso.

En la medida de un desnivel, el error final tiene componentes derivadas de errores en la determinación de la altura instrumental de instalación, de la altura de lectura sobre la mira o el jalón, de la observación angular y de la medida de la refracción. La corrección por refracción puede ser peligrosa en oportunidades, pues se aplica un cierto valor fijo cuando es eminentemente variable. Para minimizar este error se recomienda efectuar medidas simultáneas desde ambos puntos (lecturas recíprocas), lo que permite reducir sensiblemente el error por refracción, promediando los desniveles determinados desde cada extremo.

Un ángulo vertical se puede medir de diversas maneras con un teodolito:

- a) **Lectura Simple.** Cuando se necesite conocer el ángulo vertical para una serie de puntos, será necesario efectuar, previamente, lecturas en directa y tránsito a un punto bien definido y apropiado; como la suma de éstas debe ser 360° , se determina el error de índice. Así, las lecturas individuales para otros puntos hechas sólo en directa pueden ser corregidas, si es el caso, de acuerdo con la observación patrón.
- b) **Lecturas Comprobadas (Directa y Tránsito).** Un método que permite tener más seguridad en el valor del ángulo observado, consiste en medirlo en directa y en tránsito para cada punto. Si la diferencia respecto de 360° que se obtiene de la suma de ellos es prácticamente constante en varias mediciones, ella se debe al error de índice.
- c) **Lecturas Comprobadas a Distintas Alturas de Jalón.** Este método es similar al anterior, con la diferencia que el proceso se repite a diferentes alturas de jalón, las que se miden directamente en él con una cinta métrica.

Por cálculo se comprobará posteriormente que el desnivel varía en lo mismo que cambia la altura de jalón.

Los mejores resultados se obtienen cuando el método se usa de ida, $A \rightarrow B$, y de regreso, $B \rightarrow A$. Mejor aún si el proceso recíproco es simultáneo, pues se elimina el efecto de la refracción por el simple promedio de ambos resultados para el desnivel.

En este caso debe determinarse el error de índice previamente.

2A.304.4 TRABAJOS TOPOGRAFICOS

2A.304.4.1 Objetivos y Alcances

Los trabajos topográficos más relevantes corresponden a levantamientos de precisión de expresión numérica (sistemas de transporte de coordenadas), levantamiento y confección de planos a diversas escalas y replanteo de puntos de un proyecto.

2A.304.4.2 Levantamientos de Precisión de Expresión Numérica o Sistemas de Transporte de Coordenadas.

2A.304.4.2 (1) Aspectos Generales

El trabajo más corriente en Levantamientos de Precisión, presentados numéricamente, corresponde al transporte de coordenadas y cota. En estos casos la precisión empleada excede la necesaria para la representación gráfica, pues su finalidad es dar unidad en cuanto a exactitud en toda la extensión del estudio. El transporte de coordenadas se puede dividir en dos aspectos: planimétrico y altimétrico.

2A.304.4.2 (2) Transporte de Coordenadas Planimétricas

Los métodos contemplados corresponden a: Triangulación, Trilateración y Poligonación. El tratamiento de estas metodologías está orientado a los estudios viales y, por lo tanto, las tolerancias especificadas son las adecuadas para este tipo de estudios.

- a) **Triangulación.** Es el método que tradicionalmente ha sido asociado a trabajos de precisión. Para lograrlo es necesario que los lados de los triángulos tengan longitudes considerables, lo que muchas veces no es compatible con el ancho de las fajas que requieren los proyectos viales.
- b) **Trilateración.** Es un método que, para distancias normales en topografía vial (hasta 3 ó 4 km) alcanza la precisión exigida. Generalmente resultará más laborioso que una triangulación o una poligonación, salvo que se disponga de distanciómetros apropiados y características del terreno favorables. Constituye una alternativa interesante en trabajos geodésicos, respecto de la triangulación.
- c) **Poligonación.** Por ser un método muy flexible en cuanto a la ubicación de los vértices, y por haber alcanzado un gran desarrollo y precisión el instrumental necesario (teodolitos, distanciómetros y otros), debe ser el más usado en topografía vial para configurar un sistema de transporte de coordenadas.

2A.304.4.2 (3) Transporte de la Coordenada Altimétrica

El método que se debe usar para el sistema de transporte de cota a lo largo de una red de puntos que será empleada durante la construcción de las obras es la nivelación geométrica. Deberá materializarse, al menos, una red cerrada de Puntos de Referencia (PRs) que se desarrolle de extremo a extremo del área en que se ejecutarán los trabajos topográficos, la que se desarrollará por los terrenos más favorables para este tipo de trabajos (acceso con poca vegetación y pendientes suaves). Con el fin de establecer referencias para la confección de planos de levantamiento, es lícito transportar la cota a otros sectores, con vegetación abundante o desniveles significativos, mediante nivelación trigonométrica, empleando circuitos cerrados que parten y se cierran contra la red de PRs.

2A.304.4.3 Levantamientos Gráficos y Numéricos.

2A.304.4.3 (1) Aspectos Generales

Los levantamientos gráficos corresponden a aquéllos que tienen por finalidad la confección y dibujo de planos de planta, con o sin curvas de nivel, perfiles longitudinales o transversales, etc.

2A.304.4.3 (2) Levantamientos Topográficos de Planta

El levantamiento topográfico de fajas de terreno comprometidas en un estudio vial puede, según el caso, ser ejecutado mediante: Taquimetría Distanciométrica¹⁾, Taquimetría Estadimétrica, Fotogrametría y, eventualmente, por Intersección, Coordenadas, Radiación, Resección, Angulo Paraláctico Variable, etc. Las pequeñas extensiones y fajas de terreno muy angostas generalmente se levantarán por taquimetría distanciométrica y rara vez por taquimetría estadimétrica, y las grandes extensiones por aerofotogrametría.

Los levantamientos taquimétricos se ejecutarán, generalmente, a escalas comprendidas entre 1:200 y 1:2.000. Los levantamientos fotogramétricos se ejecutarán, generalmente, a escalas comprendidas entre 1:500 y 1:10.000 (la menor escala contemplada en este manual).

Cuando la faja de levantamiento presente una dirección claramente definida y su ancho y extensión sean reducidos, se puede usar el método de levantamiento por coordenadas ortogonales. (Perfiles transversales a un eje predefinido).

Cuando se necesite precisión en el levantamiento planimétrico de detalles o en la representación gráfica o numérica, deberán considerarse los métodos de: taquimetría distanciométrica, intersección de visuales, radiación o resección, según los casos.

2A.304.4.3 (3) Levantamiento Topográfico de Perfiles

Según la etapa del estudio, estos perfiles pueden obtenerse desde un plano o desde el terreno. En nuestro caso interesa la obtención desde el terreno. Consecuentemente, en general deben ser levantados con nivel y equipo de medida de distancias horizontales o por taquimetría distanciométrica.

2A.304.4.4 Replanteos.

2A.304.4.4 (1) Aspectos Generales

Se puede decir que los métodos de replanteo son los mismos que de levantamiento, la diferencia es que en el levantamiento se determinan las coordenadas que tiene un punto respecto del sistema de referencia adoptado y en el replanteo, conocidas las coordenadas del punto, se determina el lugar que ocupa en el terreno.

Levantamiento es el conjunto de operaciones (medidas y cálculos) necesarias para

representar, dimensionadamente sobre un plano, los detalles y accidentes de un terreno. Replanteo es el conjunto de operaciones de cálculo y medidas necesarias para llevar al terreno los detalles de un proyecto realizado en el plano topográfico de ese terreno.

Habitualmente los puntos replanteados se señalarán con estacas; rara vez se replantearán como una línea continua, simplemente, cuando sea necesario, se densificarán sus puntos. Las operaciones de replanteo se clasificarán en: Replanteo de Puntos Corrientes y Replanteo de Puntos de una Curva.

2A.304.4.4 (2) Replanteo de Puntos Corrientes

Los puntos pueden replantearse por los métodos de radiación, intersección y coordenadas.

2A.304.4.4 (3) Replanteo de Curvas

El replanteo en el terreno de los puntos de una curva se realizará por los métodos de replanteo de puntos aislados. Para el cálculo de los datos que se requieran se aprovecharán las propiedades de la curva.

2A.304.4.5 Levantamientos a Escala Intermedia.

2A.304.4.5 (1) Aspectos Generales

Los levantamientos a escala intermedia corresponden a representaciones gráficas del terreno que se podrán usar en las etapas de reconocimiento o de estudio preliminar (o anteproyecto), la precisión este levantamiento corresponde a las escalas 1:5.000 y 1:10.000 ó (1:2.000). Estos levantamientos pueden confeccionarse por fotogrametría u otros métodos, según las características del terreno. El paréntesis indica que dicha escala representa un caso límite.

2A.304.4.5 (2) Por Fotogrametría

La Fotogrametría será el procedimiento preferido para confeccionar estos levantamientos, el procedimiento normal se detalla más adelante.

2A.304.4.5 (3) Por Otros Métodos

Cuando las características del terreno lo permitan, se podrá usar otros métodos como se indica más adelante.

2A.304.4.5 (4) Precisión

Planimétricamente, un punto cualquiera de estos levantamientos podrán tener un error que no supere 0,5 mm a la escala del dibujo del plano, y altimétricamente un 90% de los puntos comprobados no debe exceder el 50% de la equidistancia entre curvas de nivel.

SECCIÓN 2A.305 REDES DE APOYO

2A.305.1 ASPECTOS GENERALES

Todo trabajo topográfico debe asegurar una exactitud compatible con los objetivos que motivan su ejecución.

Por lo general se requerirá representar las características del terreno en un plano, o materializar en el terreno diversos elementos concebidos a partir de la información contenida en un plano. En ambos casos, las relaciones determinadas entre los accidentes geográficos o entre éstos y los elementos replanteados deberán mantener la exactitud requerida.

Todo trabajo topográfico quedará referido al Sistema Geodésico WGS-84.

Se denomina Control Topográfico al conjunto de exigencias relativas a precisión y exactitud que se le imponen a las diversas operaciones de un trabajo topográfico.

2A.305.2 CONTROLES TOPOGRAFICOS PARA SISTEMAS DE TRANSPORTE DE COORDENADAS (STC)

2A.305.2.1 Órdenes de Control

El sistema de referencia que se materializa en el terreno para levantar un plano y que luego servirá para replantear los elementos proyectados sobre dicho plano, constituye la base fundamental sobre la que se sustenta la exactitud de todo trabajo topográfico.

Los órdenes de control topográfico representan, en este caso, los distintos niveles de exigencia que se imponen a las operaciones necesarias para materializar en el terreno y transportar luego a toda el área de interés, un sistema de referencia manteniendo una exactitud concordante con las tolerancias especificadas.

Se consulta sólo un orden de control, Primario, para el transporte de coordenadas planimétricas mediante Triangulación y Trilateración, en atención a que su uso estará restringido a unos pocos casos especiales. En el caso de las Poligonales se consulta tres órdenes de control: Primario, Secundario y Terciario.

Aun cuando los trabajos topográficos para obras viales quedarán referidos a sistemas geodésicos, las exactitudes asociadas a estos órdenes de control responden a las necesidades y características propias de los proyectos viales, por lo tanto, no deben ser confundidas con órdenes de control definidos para trabajos geodésicos que abarcan extensiones de tipo regional o nacional.

En esta actualización del Volumen el orden de Control Terciario se reserva para la densificación de STC de orden superior; para referir levantamientos de escala intermedia (1:5.000; 1:10.000) y para el replanteo de obras corrientes tales como: ejes, trazas del movimiento de tierra, obras de arte, puentes menores, etc., desde el STC.

La menor exigencia para el replanteo de obras corrientes se deriva del hecho que en dichas obras un error de dos a tres centímetros en la posición de los puntos no desmejora la calidad de las obras y, por otra parte, como los puntos se representan mediante una sucesión de operaciones a lo largo del eje del proyecto, o bien por radiación desde el STC, en que se puede estar usando cinta métrica, o bien radiación desde puntos cercanos, resulta muy difícil lograr exactitudes superiores a la terciaria.

2A.305.2.2 Elección de Ordenes de Control

Los distintos órdenes de control para sistemas de transporte de coordenadas dependen del tipo de obra de que se trate, del área por levantar o longitud del trazado y de la escala del plano que se deba ejecutar.

Todo sistema de transporte de coordenadas contará con Figuras o Líneas Bases determinadas mediante GPS; que servirán de elementos patrón desde donde se iniciará un STC y contra los cuales se cerrará dicho STC. Salvo casos particulares, las Líneas Base no deberán distar más de 10 km, en consecuencia, la variable longitud del STC no tendrá ahora el papel relevante que se le daba en la versión de 1983 del NEVI-12.

2A.305.2.3 Tolerancias del Orden de Control

2A.305.2.3 (1) CONTROL ALTIMETRICO:

Se consideran dos situaciones: Una Red Básica mediante nivelación geométrica que debe llevarse desde el inicio al fin del proyecto por terrenos favorables para este tipo de trabajo topográfico, la que servirá de apoyo a las redes auxiliares mediante nivelación trigonométrica corriente, derivadas de y cerradas contra la Red Básica, que se emplearán para dar cota a estaciones de levantamiento y/o puntos esteroscópicos.

Tolerancia de Cierre Altimétrico:

Para la Red Base indica la máxima discrepancia aceptable (mm) en una nivelación geométrica cerrada, en función de la raíz cuadrada de la distancia recorrida (ida y regreso), expresada en kilómetros. Si la nivelación se cierra contra un punto de cota conocida al término de un recorrido (sólo ida), la distancia por considerar corresponde obviamente a dicho recorrido de ida.

Para las Redes Auxiliares indica la máxima discrepancia (m) en una nivelación trigonométrica corriente, en función de la raíz cuadrada de la distancia recorrida, expresada en kilómetros. Se distinguen distintas longitudes del circuito de nivelación y factor multiplicador, según la escala del levantamiento que se referirá a la red auxiliar.

Para dar cota a puntos esteroscópicos, se indican los errores máximos admisibles según la escala del plano a la que se ejecutará la restitución aerofotogramétrica, debiendo emplearse el procedimiento que permita mantenerse en tolerancia, según longitud del circuito, desniveles, etc. Se aceptarán determinaciones con GPS en la medida que se desarrollen procedimientos efectivos para corregir la cota elipsoidal y llevarla a cota ortométrica, cumpliendo así con las tolerancias

indicadas, todo lo cual deberá justificarse adecuadamente en las memorias de cálculo.

2A.305.3 MONUMENTACION DE REFERENCIAS

2A.305.3.1 Aspectos Generales

Una adecuada señalización o monumentación de las referencias resulta indispensable en las distintas etapas de un estudio vial. La calidad de la monumentación, a fin de asegurar una clara definición e identificación del punto que se desea materializar, así como las características físicas que den una razonable seguridad de inalterabilidad a lo largo del tiempo, serán función de la importancia del elemento que se está monumentando.

Para los trabajos de topografía vial se distinguirán dos clases de monumentos, principales y auxiliares, según se especifica en los próximos párrafos.

2A.305.3.2 Monolitos y Puntos de Referencia Principales

2A.305.3.2 (1) Oportunidad de Uso

Se utilizarán para materializar los sistemas de transporte de coordenadas planimétricas y altimétricas, ya sea que se trate de sistemas de orden primario, secundario o terciario.

Los monumentos utilizados para materializar los vértices de un sistema de coordenadas planimétricas se denominarán MONOLITOS y se designarán por la letra M.

Los monumentos utilizados para materializar un sistema de posiciones altimétricas se denominarán PUNTOS DE REFERENCIA y se designarán por la sigla PR.

2A.305.3.2 (2) Selección del Emplazamiento

La ubicación de los Monolitos está determinada por las características de la figura de transporte y del terreno en que ella se emplaza, no obstante, existe cierta libertad para elegir la ubicación precisa del punto y, por ende, se deberán seleccionar los lugares más adecuados considerando: visibilidad, estabilidad general del terreno, facilidad para instalar los instrumentos de medida, posible interferencia con otros trabajos propios del proyecto o de la actividad general del área, etc.

En el caso de los PR existe, por lo general, mayor libertad para seleccionar la ubicación y, por lo tanto, las características de su emplazamiento deben, con mayor razón, considerar las restricciones antes señaladas, aun cuando deberán localizarse razonablemente cerca del trazado (máximo normal 100 m).

2A.305.3.2 (3) Materiales, Forma y Dimensiones

Los Monolitos y Puntos de Referencia se construirán en sitio con hormigón. Sus formas y

dimensiones se ilustran en las figuras a) y b) de la Figura 2A.305-01 para aquéllos fundados en terreno natural y en la figura c), para los fundados sobre roca superficial.

Para STC localizados en puntos altos respecto del corredor por el que se desarrollará el trazado, en los cuales no exista la posibilidad de tránsito de vehículos y con difícil acceso para las personas, se aceptará el empleo de los monolitos prefabricados que se ilustran en el punto B de la Figura 2A.304-02

2A.305.3.2 (4) Materialización del Punto de Interés

El punto que se materializa mediante un Monolito o PR, estará constituido por un fierro del diámetro que se señala en las figuras respectivas, el que quedará empotrado en la masa de hormigón con su extremo superior sobresaliendo unos 10 mm respecto de la cara superior del monolito. Mediante cortes con sierra se grabará una cruz de 2 a 3 mm de profundidad.

En definitiva, los monumentos ilustrados en la Figura 2A.305-01 podrán ser usados indistintamente como Monolitos o PR.

2A.305.3.2 (5) Identificación

Los monumentos principales llevarán en la cara superior, grabada sobre el hormigón fresco, la siguiente identificación:

DV- MES/AÑO (Ej. 06/01)

M(x)- N° de Orden

PR(X) - N° de Orden

La (x) dentro del paréntesis se reemplazará por:

P para Orden de Control Primario, S para Secundario y T para Terciario

El Número de Orden de los Monolitos será el número romano correlativo que le corresponda. En el caso de los PR se usarán números arábigos.

En los monumentos prefabricados, las leyendas se grabarán en la superficie de suelo cemento que rodea el Tubo de PVC.

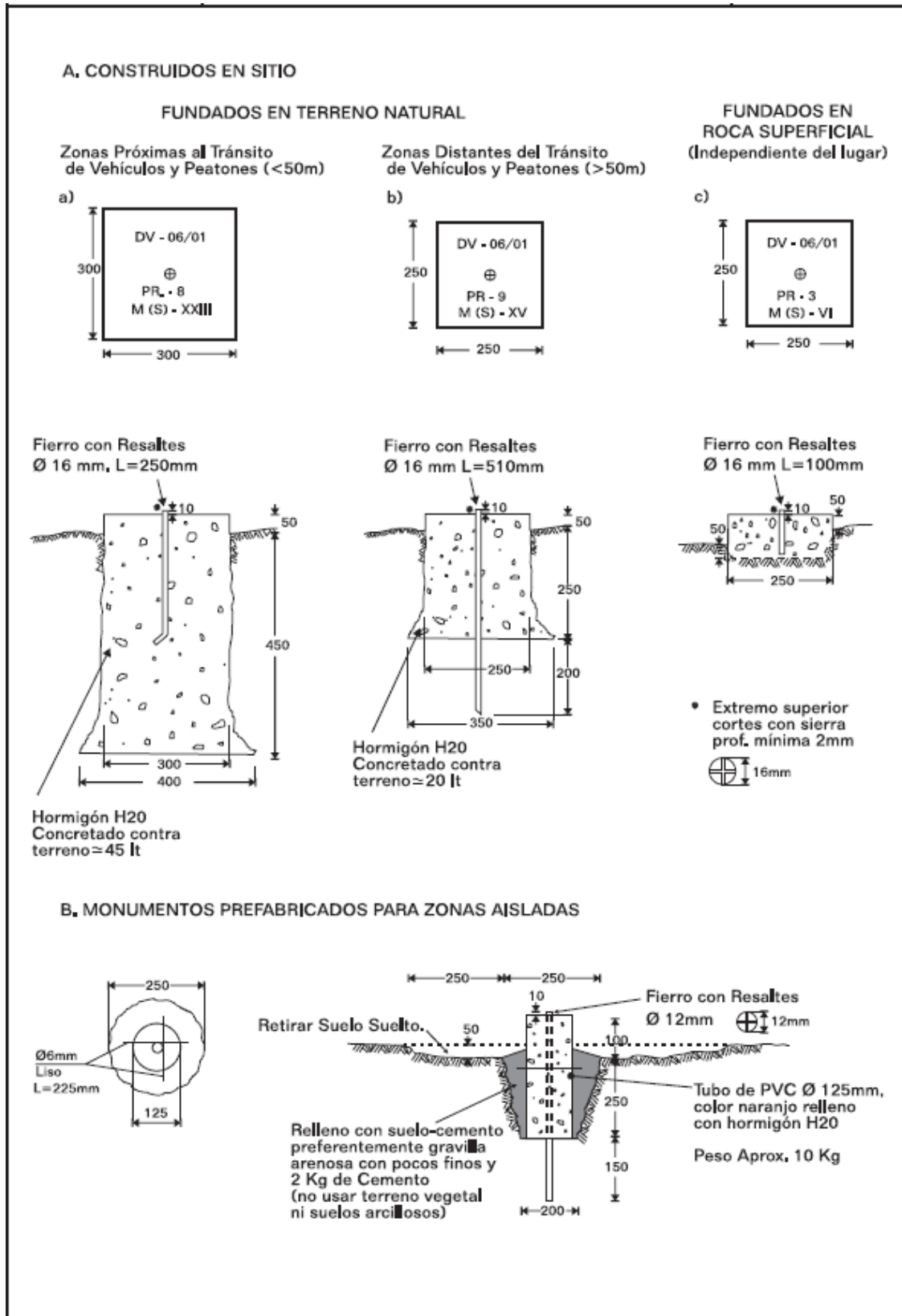


Figura 2A.305-01 Características de los monumentos principales, monolitos y puntos de referencias

2A.305.3.3 Monumentos Auxiliares o Provisorios

Aquellos monumentos provisorios que se utilicen para materializar: estaciones auxiliares para un levantamiento, estacas de alineación u otros elementos de un eje; o bien para nivelar la proyección de un eje sobre el terreno y que, en definitiva, no volverán a utilizarse o serán removidos durante la construcción, podrán ser materializados mediante estacas de madera clavadas directamente en el terreno natural. En caso que la superficie esté constituida por roca se aceptará el uso de pintura tipo esmalte sintético. Sobre pavimentos asfálticos o capas de grava se autorizará el empleo de clavos rieleros.

Las estacas serán normalmente de 3" x 3" y 0,3 m, para la señalización de puntos planimétricos o puntos de referencia provisorios y de 2" x 2" y 0,20 m, para las estacas de relleno de una nivelación.

SECCIÓN 2A.306 TRIANGULACIONES, TRILATERACIONES, POLIGONALES Y NIVELACIONES

2A 306.1 ASPECTOS GENERALES

2A.306.1.1 Objetivos y Alcances

Hasta antes del advenimiento de los procedimientos para determinar coordenadas planimétricas mediante GPS geodésico, la Triangulación fue, por su precisión, el método empleado para transportar coordenadas planimétricas de vértices ubicados a distancias considerables. Vértices que serían usados a su vez para referenciar diversos trabajos topográficos.

La referenciación de los trabajos topográficos para obras viales que requieran un Orden de Control Primario, se ejecutará mediante una Figura Base determinada mediante GPS geodésico. No obstante lo anterior, ante la eventualidad de que se desee verificar dicha referenciación mediante una Triangulación de Primer Orden, se presenta a continuación una versión resumida de lo especificado para las Triangulaciones Primarias,

Los vértices de la triangulación pueden ligarse formando una cadena, una malla o un cuadrilátero, según convenga para servir de base a los trabajos topográficos que corresponderá realizar.

Cuando se realicen estos trabajos, el Consultor presentará a la Inspección un esquema de la triangulación, con información suficiente sobre los lugares en que se ubicarán los vértices y, especialmente, los puntos obligados de esta red básica del levantamiento, incluyendo la ligazón necesaria para definir el sistema único de coordenadas.

Siempre se deben analizar todas las alternativas posibles para resolver adecuadamente un trabajo topográfico conforme a la exigencia de precisión que éste requiere. Estas alternativas deberán cumplir con las exigencias de exactitud establecidas, considerando las características superficiales del terreno, relieve, cubierta natural y/o artificial, instrumental y equipos disponibles y la calidad y experiencia del personal integrante de la brigada topográfica.

En general será posible establecer una triangulación como red básica de transporte de coordenadas, cuando el terreno presente puntos altos, distribuidos de forma tal, que permitan establecer vértices formando triángulos próximos al equilátero y cuya longitud de lado esté dentro de los órdenes recomendados, las visuales entre vértices deberán estar libres de obstáculos. El Consultor deberá disponer de teodolitos de la precisión necesaria y del personal que tenga la formación, experiencia y habilidad requeridas.

2A.306.2 EXIGENCIA DE LAS TRIANGULACIONES

2A.306.2.1 Objetivos y Alcances

Las triangulaciones deberán desarrollarse con la máxima precisión posible para poder garantizar

la calidad del proyecto y cumplir con las exigencias señaladas en la Tabla 2A.307-01.

Las exigencias a que deben someterse las triangulaciones en cuanto a monumentación, instrumental que debe usarse y tolerancias admisibles, se detallan en los párrafos siguientes.

2A.306.2.2 Monumentación

La forma, estructura, dimensiones y anclaje de los monolitos de las triangulaciones deberán asegurar su permanencia por el tiempo deseado y se construirán en los lugares en que fueron propuestos por el Consultor y aprobados por la Inspección.

Los monolitos de estas triangulaciones cumplirán con lo señalado en la Figura 2A.305-01 (figuras a) y c) y excepcionalmente según figura b).

2A.306.2.3 Instrumental

Para las medidas angulares se usarán teodolitos en que se pueda leer el segundo de arco centesimal.

Para la medida de las bases de ampliación o de los lados base de cálculo, según sea el caso, se podrán usar Distanciómetros Electrónicos y otros instrumentos o equipos capaces de permitir cumplir las tolerancias admisibles, autorizados por la Dirección de Vialidad, tales como: cintas métricas de acero calibradas y de características conocidas para sus correcciones, hilos invar.

2A.306.2.4 Tolerancias Admisibles

2A.306.3.4 (1) Aspectos Generales

Las tolerancias para una triangulación deben ser cumplidas tanto por las bases de ampliación o por los lados-base de cálculo, como por la triangulación misma.

2A.306.3.4 (2) Tolerancias en las Bases de Ampliación y en los Lados Base de Cálculo

Dependiendo del tipo de triangulación se tendrá uno o varios lados-base de cálculo, así se trate de una malla o de una cadena de triángulos. El cuadrilátero se usará para ampliar una base.

En una cadena de triángulos se llama “lado-base de cálculo inicial”, al lado que sirve para calcular la longitud del resto de los lados de la triangulación, y “lado-base de cierre”, al lado final medido en el otro extremo de la cadena y que sirve de comparación para las longitudes calculadas,

El lado-base de cálculo inicial y el lado base de cierre pueden ser medidos directamente, o bien indirectamente a través de la ampliación de una base utilizando un cuadrilátero de ampliación.

a) Lado Base Medido Directamente. Se autoriza el uso de distanciómetros cuyo alcance y precisión permitan determinar la longitud del lado-base con la exactitud especificada. También

se podrá medir con cinta métrica, siempre que el lado-base se estaque en toda su longitud y se proceda según se indica en el segundo punto de la letra (b). El lado-base se medirá a lo menos cinco veces y el error probable del promedio no podrá exceder de 1:80.000 de su longitud.

b) Lado-Base de Cálculo Medido Indirectamente. La medida indirecta de estos lados deberá cumplir con lo siguiente:

- La longitud de la base deberá ser mayor o igual que un quinto de la longitud del lado. Cuando se usen cintas métricas de acero o hilo invar, se exigirá un estacado cuya separación iguale a la longitud de la cinta o hilo. Las estacas serán de roble (o equivalente) de 4" x 4", se empotrarán fuertemente en el terreno y sus caras superiores serán perfectamente horizontales, sobresaliendo del terreno a lo menos unos 0,40 m. Las estacas se alinearán instrumentalmente y se nivelarán geométricamente, el desnivel entre estacas no debe ser mayor que 5 cm. Conforme a la medida precisa de base se deberán hacer las siguientes correcciones: “corrección de las tarjetas”, “corrección por temperatura”, “corrección por tensión”, “corrección por flecha” y “corrección por reducción al horizonte”.
- Alternativamente se autoriza el uso de distanciómetros para medir la base, siempre que su precisión permita cumplir con la exactitud especificada.
- Se efectuarán, como mínimo, cinco mediciones de la base. El error probable del promedio no debe exceder de 1:250.000 de la longitud de la base.
- Los ángulos del cuadrilátero de ampliación se medirán mediante cinco reiteraciones, en directa y en tránsito, con teodolitos de un segundo y el error probable del promedio no podrá exceder de 5 segundos centesimales.
- El cierre angular de cada uno de los triángulos del cuadrilátero deberá ser inferior a 10 segundos centesimales.

En cuanto a la ubicación de la base por medir respecto del lado por ampliar, deberá procurarse que:

- 1) Si la Base corta el lado, su ubicación ideal será perpendicular al lado en su punto medio y que el lado la dimidie.
- 2) Si la Base no corta el lado, su posición ideal será paralela al lado para formar un trapecio isósceles.

2A.306.3.4 (3) Tolerancias en la Triangulación

La triangulación deberá cumplir con las siguientes exigencias:

- a. Forma de Los Triángulos y Distancia entre Bases. La forma de los triángulos y la distancia entre bases será función de la consistencia de la figura y se procurará que $\sum R1$ no exceda de 100 y excepcionalmente llegue a 130.
- b. Método de Medida de los Ángulos. Los ángulos de la triangulación principal se medirán por cinco reiteraciones, en directa y en tránsito, con teodolitos de un segundo.

- c. Tolerancia en la Medida de los Ángulos. El error probable del promedio no debe exceder de 5(cc).
- d. Error de Cierre de los Triángulos. El error de cierre de los triángulos no debe ser mayor que 10(cc) y el promedio de los errores de cierre para todos los triángulos no debe exceder de 5(cc).
- e. Distancia entre Vértices. La distancia entre vértices dependerá de las condiciones del terreno y de la planificación de la triangulación, siempre bajo el concepto de formar triángulos próximos al equilátero. La longitud de los lados puede estar comprendida entre 1.000 y 4.000 m. En casos especiales se podrá utilizar lados de un mínimo de 500 m, y un máximo de 6.000 m. Cabe recordar que los lados menores que 1.000 m tienden a aumentar el error en la medida del ángulo, por error de puntería.
- f. Desnivel entre Vértices. Se recomienda que todos los vértices de una triangulación primaria se encuentren en el mismo plano horizontal, con una tolerancia vertical de 5 grados centesimales.
- g. Cuando las dificultades del terreno lo justifiquen, el Consultor podrá proponer a la Inspección desniveles más pronunciados.
- h. Error Máximo Respecto del Lado de Cierre. La diferencia entre longitud medida para el lado base de cierre, respecto de su longitud calculada a través de la triangulación, no deberá exceder de 1:20.000 de la longitud de ese lado.

2A.306.4 TRILATERACIONES

2A.306.4.1 Aspectos Generales

2A.306.4.1 (1) Objetivos y Alcances

La trilateración considerada en este Volumen del Manual es la de máxima precisión, Primer Orden, pues en los demás casos hay métodos más rápidos y económicos. Constituye un método alternativo para el transporte de coordenadas que sólo vino a ser considerado seriamente cuando aparecieron en el mercado los distanciómetros capaces de medir grandes longitudes con alta precisión.

Los vértices de una trilateración se pueden establecer de manera que su proyección sobre un plano forme un cuadrilátero, una sucesión de cuadriláteros o cualquier otra figura geométrica con suficientes lados por medir, como para tener comprobación de los resultados. La figura resultante será la que más convenga para el transporte de coordenadas como base de los trabajos topográficos que corresponderá realizar.

Cuando se realicen estos trabajos, el Consultor presentará a la Inspección un esquema de la trilateración, con información suficiente sobre los lugares en que se ubicarán los vértices y, con mayor razón, los puntos obligados de esta red básica del levantamiento, incluyendo la ligazón necesaria para definir el sistema único de coordenadas.

2A.306.5POLIGONALES

2A.306.5.1 Aspectos Generales

2A.306.5.1 (1) *Objetivos y Alcances*

La Poligonal, por su sencillez de cálculo y fácil adaptación al relieve en que se emplaza, debe ser el método topográfico más usado en el transporte de coordenadas para estudio de proyectos viales, con mayor razón cuando en la medida de ángulos y, sobre todo, en la medida de distancia, se emplean equipos con la precisión que actualmente se encuentra disponible en el mercado.

Las poligonales se clasificarán, de acuerdo con la exactitud y tolerancia admisibles en sus medidas, en: Primarias, Secundarias y Terciarias.

Los vértices de la poligonal se pueden establecer formando un polígono, una sucesión de polígonos o un conjunto de polígonos con lados comunes.

Cuando se realicen estos trabajos, el Proyectista presentará a la Inspección un esquema de la poligonal con información suficiente sobre los lugares en que se ubicarán los vértices y con mayor razón, los puntos obligados de esta red básica del levantamiento, incluyendo la ligazón necesaria para definir el sistema único de coordenadas. En la actualidad una Poligonal o una sucesión de Poligonales podrán iniciarse a partir de un par de puntos GPS intervisibles y cerrarse contra esa línea o contra otro par de puntos GPS intervisibles, (Línea Base). Según “Procedimientos Geodésicos para Referenciar los Trabajos Topográficos”, todo trabajo topográfico quedará referido al menos a un punto GPS Geodésico del IGM, en consecuencia al Sistema WGS-84.

2A.306.5.1 (2) *Oportunidad de Uso de una Poligonal*

Siempre se deben analizar varias alternativas para resolver adecuadamente un trabajo topográfico conforme a la exactitud requerida. Estas alternativas se ven limitadas, en mayor o menor grado, para cumplir con las exigencias de exactitud o precisión de sus elementos, según sean: las características superficiales del terreno (relieve, cubierta natural, plantaciones y obras construidas sobre él), instrumental, equipos, calidad y experiencia del personal integrante de la brigada topográfica.

Resultará conveniente establecer una poligonal como red básica de transporte de coordenadas siempre que se disponga de instrumental, equipos y brigada topográfica que cumpla con los requerimientos del caso.

Cualesquiera que sean las características superficiales del terreno, una poligonal siempre demandará menos trabajo que una triangulación o una trilateración, pues con los equipos modernos, si se efectúa bien el proceso de mediciones, basta ubicar suficientemente distantes los vértices para que se cumplan las exigencias en cuanto a tolerancias angulares y de distancia.

Tanto las triangulaciones como las trilateraciones pueden cubrir distancias entre vértices similares a las que requieren las poligonales, pero adicionalmente, deben presentarse otras características favorables.

2A.306.6 NIVELACIONES

2A.306.6.1 Aspectos Generales

Las nivelaciones, como todos los trabajos topográficos, se pueden efectuar por diversos procedimientos y con distinto grado de precisión, dependiendo del instrumental que se use y de los métodos que se apliquen. En este Capítulo se analizan los siguientes métodos de nivelación: Directa o Geométrica y Trigonométrica.

2A.306.6.2 Nivelación Geométrica de Alta Precisión

2A.306.6.2 (1) Objetivos y Alcances

La nivelación geométrica de alta precisión es el procedimiento más refinado que se consulta en este Capítulo para transportar la cota de un punto de referencia (P.R.) a otro. Esta nivelación, de alto costo, se usa para controles de gran exactitud que exceden las necesidades de un estudio de caminos a cualquier nivel, encontrando aplicación sólo cuando se presentan problemas especiales de tipo geológico, estructural o de otra índole, en que es necesario determinar con certeza desniveles al milímetro y, eventualmente, apreciar fracciones de milímetros.

Se detallan a continuación las exigencias a que deben someterse las nivelaciones de alta precisión en cuanto a: monumentación, instrumental por utilizar y tolerancias admisibles.

2A.306.6.2 (2) Monumentación

Los monumentos de la nivelación se denominarán Puntos de Referencia.

La forma, estructura y anclaje de los puntos de referencia de las nivelaciones de este tipo deberán asegurar su permanencia por el tiempo deseado, y se construirán en los lugares que fueron propuestos por el Proyectista y aprobados por la Inspección.

Estos monumentos se construirán de hormigón, siendo sus formas y dimensiones aquéllas que se establecen en las figuras de la Figura 2A.305-01.

Si la importancia del trabajo así lo requiere, el Proyectista deberá proponer medidas de seguridad adicionales para proteger los monumentos que se especifican en la citada Figura 2A.305-01.

2A.306.6.3 Instrumental.

2A.306.6.3 (1) Aspectos Generales

Los niveles, miras, puntos de apoyo y accesorios que se usarán en las nivelaciones de alta

precisión, deberán corresponder a los siguientes:

2A.306.6.3 (2) Niveles y Accesorios

Los niveles por utilizar podrán ser de los siguientes tipos: Dumphy, Reversibles o Automáticos pudiendo los dos primeros contar o no con tornillo de trabajo. Cualquiera que sea el tipo del nivel utilizado, deberá llevar, incorporado o sobrepuesto, un micrómetro óptico de placa de planos paralelos que permita, a lo menos, leer directamente al milímetro y estimar las décimas de milímetro. El anteojo debe tener como mínimo un aumento de X32.

La sensibilidad del nivel tubular, para 2 mm de desplazamiento de la burbuja, deberá ser menor o igual que 10 segundos de arco sexagesimales. En los niveles automáticos la precisión de estabilización del compensador automático deberá ser menor o igual que $\pm 0,2$ segundos de arco sexagesimales.

2A.306.6.3 (3) Miras y Accesorios

Las miras deberán ser de precisión (de invar) y de una sola pieza. Para establecer su verticalidad llevarán incorporado un nivel esférico, cuya burbuja tendrá una sensibilidad mayor o igual que 12"/2 mm. El uso de puntales o pies que minimicen las desviaciones de la mira permitirá mejorar la exactitud de los resultados.

Es recomendable exigir el respectivo certificado de calibración al comprar u obtener las miras.

2A.306.6.3 (4) Puntos de Apoyo de la Mira

La mira se apoyará sobre el punto establecido en cada P.R. y en los puntos de cambio; debiendo utilizarse, en estos últimos, un apoyo artificial que garantice la estabilidad necesaria compatible con la precisión de la nivelación que se ejecuta.

Los apoyos artificiales de puntos de cambio de la nivelación pueden corresponder a estacas de fierro o a placas metálicas. Las estacas de fierro, al permanecer hincadas, tienen la ventaja que permiten comprobar la nivelación todas las veces que se desee. Las placas metálicas (sapos), que son portadas por cada alarife, presentan una superficie de apoyo inalterable, pero una vez retiradas o movidas no es posible reproducir su nivel original.

2A.306.6.4 Exigencias y Tolerancias Admisibles.

2A.306.6.4 (1) Aspectos Generales

Las nivelaciones de alta precisión deben cumplir diversas exigencias en cuanto a procedimiento; a la vez que encuadrarse dentro de determinadas tolerancias, tanto por cierres en circuitos simples, como para sucesiones de nivelaciones cerradas.

2A.306.6.4 (2) *Exigencias*

- a. Para la instalación de las miras deberán utilizarse estacas metálicas o placas de apoyo.
- b. Las distancias entre nivel y mira no deberán exceder de 20 m, y se procurará que sean iguales, tanto al punto de atrás como al de adelante.
- c. Las lecturas sobre la mira se efectuarán empleando el micrómetro óptico. Se leerá el cruce de los hilos del retículo y a los dos hilos extremos. Si el retículo tiene forma de cruz, el promedio de las tres observaciones dará el valor por considerar, y la diferencia de lectura entre los hilos extremos (generador) servirá para compensar errores de curvatura, refracción terrestre y error residual por falta de paralelismo entre eje óptico y línea de fe. Si el retículo tiene forma de cuña, la lectura efectuada con ésta será el valor por considerar, y las lecturas a los hilos extremos servirán para compensar los errores ya citados.
- d. Las lecturas sobre la mira se deberán efectuar de manera que en ninguna parte el visual pase a menos de 0,5 m de la superficie del terreno, a fin de minimizar errores de refracción.
- e. Si la nivelación se ejecuta con más de una mira, se cuidará de efectuar sobre cada mira igual número de lecturas de atrás que de lecturas de adelante, entre cada par de puntos a los que debe darse cota (puntos de referencia o puntos intermedios).

2A.306.6.4 (3) *Tolerancias*

Según la forma en que se lleve la nivelación, deberá aplicarse alguno de los siguientes criterios de tolerancia.

- a) El error probable del promedio de cuatro o más nivelaciones no deberá exceder de 0,2 mm por hectómetro (hm). La expresión de esta tolerancia, será:

$$E_{max} = 0,2\sqrt{L} \text{ (mm)} \quad \text{(Ec.2A.306-01)}$$

En que L es la longitud del tramo expresada en hectómetros.

En este tipo de nivelaciones, en que la distancia entre el nivel y las miras debe ser reducida, se recomienda cerrar en tramos que no excedan los 100 m, con el fin de minimizar la cantidad de cambios de estación.

- b) El error máximo de cierre de una sucesión de nivelaciones cerradas no debe exceder de:

$$E_{max} = 0,2\sqrt{L_c} \text{ (mm)} \quad \text{(Ec.2A.306-02)}$$

En que L_c es la longitud del circuito de nivelación expresada en hectómetros.

2A.306.7 NIVELACION GEOMETRICA DE PRECISION

2A.306.7.1 Objetivos y Alcances

La nivelación geométrica de precisión será el procedimiento apropiado para transportar el sistema altimétrico de referencia a lo largo de todo el estudio de un proyecto vial, cualquiera sea su extensión, siempre que la escala del plano por ejecutar sea mayor o igual que 1:2.000. Servirá de base a otras nivelaciones (trigonómicas y eventualmente mediante GPS, para dar cota a estaciones de levantamiento o apoyos estereoscópicos) y en ella se apoyarán todos los trabajos posteriores de esta naturaleza; en particular los replanteos parciales en los estudios tipo EDEP y, finalmente, la etapa de construcción.

Las exigencias a que deben someterse estas nivelaciones son las siguientes:

2A.306.7.2 Monumentación

Las características y dimensiones de los P.R. de una nivelación de precisión, corresponden a las descritas para los Monumentos.

2A.306.7.3 Instrumental.

2A.306.7.3 (1) Aspectos Generales

Los niveles, miras y accesorios que se usarán en nivelaciones de precisión, deberán corresponder a los siguientes:

2A.306.7.3 (2) Niveles y Accesorios

Los niveles por utilizar podrán ser de los siguientes tipos: Dumphy, Reversibles o Automáticos; pudiendo los dos primeros contar o no con tornillo de trabajo. Deberán disponer, como mínimo, de anteojos de X24 aumentos para permitir leer directamente sobre la mira los centímetros y apreciar milímetros.

La sensibilidad del nivel tubular, para 2 mm de desplazamiento de la burbuja, deberá ser menor o igual que 60 segundos de arco sexagesimales. En los niveles automáticos la precisión de estabilización del compensador automático deberá ser menor o igual que 0,5 segundos.

2A.306.7.3 (3) Miras y Accesorios

Las miras podrán ser de invar, de madera o de otro material apropiado, y deberán encontrarse en buen estado. Su graduación será directa o invertida, conforme a la imagen que produzca el instrumento en uso. Además llevarán incorporado un nivel esférico cuya burbuja permita ajustar su verticalidad. En caso de no contar con este accesorio se registrará la menor lectura observada al bascular la mira.

2A.306.7.3 (4) *Puntos de Apoyo de la Mira*

La mira se apoyará sobre el punto establecido en cada P.R. y en los puntos de cambio que sea necesario. Los puntos de cambio deben permitir un apoyo estable, pues en parte importante el éxito de la nivelación dependerá de la calidad de éstos. Lo anterior hace recomendable disponer de placas metálicas de apoyo (sapos) y/o usar puntos apropiados que se encuentren en el trayecto. Para evitar confusiones, estos últimos deben marcarse con tiza o pintura, según el tiempo que se les necesite.

2A.306.7.4 **Exigencias y Tolerancias Admisibles.**

2A.306.7.4 (1) *Aspectos Generales*

Las nivelaciones geométricas de precisión deberán cumplir las siguientes exigencias y tolerancias:

2A.306.7.4 (2) *Exigencias.*

- a) La nivelación debe efectuarse por el método de nivelación doble o cerrada.
- b) Como puntos de cambio se pueden usar estacas de fierro, placas metálicas u objetos que se encuentren sobre el terreno, cuya estabilidad y solidez sea confiable.
- c) Las distancias, tanto a la mira de atrás como a la de adelante, no deben exceder de 50 m, procurándose que sean iguales. En todo caso no debe ser mayor que la que permita leer el centímetro y apreciar con seguridad los 2 mm.

2A.306.7.4 (3) *Tolerancias*

En general, estas nivelaciones se extenderán longitudinalmente y es poco probable que formen parte de redes de nivelación que se comprueben entre sí, por ello, será el avance con nivelaciones cerradas sobre sí mismas el único método para su comprobación. Si se considera que el cierre de una nivelación dentro de tolerancias no garantiza la inexistencia de faltas o equivocaciones, dado que éstas pueden haberse compensado a lo largo del recorrido, resulta recomendable, en el momento que se planifica la nivelación, consultar algún método expedito de detección de faltas, complementario al procedimiento normal de cierre.

La tolerancia en el error de cierre de un circuito está dada por la expresión $10\sqrt{K}$ (mm), en que K es la longitud del circuito recorrido (ida y regreso), expresada en kilómetros.

2A.306.8 NIVELACIÓN GEOMETRICA CORRIENTE

2A.306.8.1 **Objetivos y Alcances.**

La nivelación geométrica corriente será el procedimiento apropiado para transportar el sistema altimétrico de referencia hacia los vértices de las poligonales auxiliares, utilizados en levantamientos de escala 1:500 y mayores.

El levantamiento de perfiles de terreno, que consulta procedimientos basados en criterios similares

a los de la nivelación geométrica corriente.

Las exigencias que debe cumplir una nivelación geométrica corriente son las siguientes:

2A.306.8.2 Monumentación

Si la nivelación corriente se asocia a un sistema de transporte altimétrico se construirán P.R. del tipo descrito para las nivelaciones de precisión. Cuando se trate de la densificación de una nivelación geométrica de precisión o de trabajos topográficos específicos.

2A.306.8.3 Instrumental

2A.306.8.3 (1) Aspectos Generales

Los niveles, miras, puntos de apoyo y accesorios por utilizar en nivelaciones corrientes, deberán ajustarse a las siguientes características:

2A.306.8.3 (2) Niveles y Accesorios

Se podrá utilizar cualquier tipo de nivel que permita leer directamente sobre la mira los centímetros y apreciar cinco milímetros (medio centímetro). Por su facilidad de operación resultan especialmente recomendables los del tipo Dumphy, Reversibles o Automáticos, con anteojos de 20 - 25 aumentos.

La sensibilidad del nivel tubular del instrumento utilizado, para 2 mm de desplazamiento de la burbuja, deberá ser menor o igual que 60 segundos de arco sexagesimales. En niveles automáticos la precisión de estabilización del compensador automático deberá ser menor o igual que 0,8 segundos de arco sexagesimales.

2A.306.8.3 (3) Miras y Accesorios

Las miras podrán ser de madera o de otro material apropiado. Su graduación, directa o invertida conforme al tipo de nivel utilizado, deberá ser al centímetro. Llevarán incorporado un nivel esférico que permita ajustar su verticalidad y, en caso de no contar con este accesorio, se deberá bascular la mira y registrar la lectura menor.

2A.306.8.3 (4) Puntos de Apoyo de la Mira

La mira se apoyará en monumentos de cota conocida, en puntos intermedios y en puntos de cambio. Los puntos de cambio deberán presentar características de estabilidad y solidez que garanticen el éxito de la nivelación, para lo cual se podrán utilizar puntos firmes y estables del terreno, o bien elementos auxiliares, como estacas metálicas, de madera con clavija metálica, o placas de apoyo metálicas. Cuando el punto de cambio corresponde a un punto del terreno, para evitar confusiones, debe marcarse con tiza o pintura, de acuerdo al tiempo que se le necesite.

2A.306.8.4 Exigencias y Tolerancias Admisibles.

2A.306.8.4 (1) Aspectos Generales

Las nivelaciones geométricas corrientes deberán cumplir las siguientes exigencias y tolerancias:

2A.306.8.4 (2) Exigencias

- a) La nivelación debe efectuarse por el método de nivelación doble o cerrada.
- b) Como puntos de cambio se pueden usar estacas de fierro, placas metálicas, estacas de madera con clavija metálica para el apoyo de la mira, u objetos que se encuentren sobre el terreno cuya estabilidad y solidez sean confiables.
- c) Las longitudes de las visuales, tanto a la mira de atrás como a la de adelante, no debe exceder de los 70 m, procurando que sean iguales. En todo caso, no debe ser mayor que la que permita leer el centímetro y apreciar con seguridad el medio centímetro, de acuerdo con la potencia del antejo.

2A.306.8.4 (3) Tolerancias

Para aquellos casos en que la única comprobación de la nivelación corresponda al cierre sobre sí misma, será recomendable consultar algún método de detección de faltas, complementario al cierre normal.

La tolerancia en el error de cierre para una nivelación corriente queda dada por la expresión $20\sqrt{K}$ (mm), en que K es la longitud del circuito recorrido (ida y regreso) expresada en kilómetros.

2A.306.8.5 Registro, Cálculo y Compensación de las Nivelaciones Geométricas

2A.306.8.5 (1) Aspectos Generales

Las nivelaciones de alta precisión, de precisión y corrientes, sirven distintos objetivos e implican grados de refinamiento decrecientes, lo que justifica que el registro y cálculo sea distinto para cada una de ellas. Los métodos de compensación también serán distintos. En los proyectos viales rara vez será necesario tener que compensar redes de nivelación.

Las metodologías que se indican a continuación constituyen un mínimo de referencia y se estiman las más recomendables que existen al momento de redactar el presente Capítulo. Sin perjuicio de lo anterior, el Proyectista podrá proponer el uso de metodologías alternativas que, a su parecer, puedan resultar ventajosas.

2A.306.8.6 Registros.

2A.306.8.6 (1) Aspectos Generales

Conforme a las características de las nivelaciones, para cada caso se recomiendan los siguientes registros:

2A.306.8.6 (2) Nivelación Geométrica de Alta Precisión

En este tipo de nivelación los puntos intermedios son los de menor ocurrencia y los puntos para los cuales interesa conocer la cota se presentan después de varios puntos de cambio, razón por la cual se recomienda un registro “Por Diferencia”. Cualquiera que sea el tipo de retículo se recomienda leer a los tres hilos; en el caso de retículo en cruz se deben incluir dos columnas: una para el promedio de las tres lecturas y otra para el generador. Ver Tabla 2A.306-01.

. En el caso de retículo en forma de cuña se utilizará un registro similar al anterior, del que se excluyen las columnas correspondientes a los tres hilos y al promedio, ya que, en este caso, sólo se leen las lecturas efectuadas en la cuña y los hilos extremos.

Tabla 2A.306-01 Registro por diferencia para Nivelacion de Alta Precision

PUNTO	LECTURAS EN LA MIRA DE ATRÁS					LECTURAS EN LA MIRA DE ADELANTE					DIFER.	COTAS
	HILOS			PROM.	GENER.	HILOS			PROM.	GENER.		
	SUP	MEDIO	INF.			SUP	MEDIO	INF.				

2A.306.8.6 (3) Nivelación Geométrica de Precisión

En este tipo de nivelación tampoco suele tomarse puntos intermedios y, normalmente, los puntos para los cuales interesa determinar la cota se presentan después de varios puntos de cambio. Si la situación coincide con la descrita se recomiendan registros “Por Diferencia”.

Tabla 2A.306-02 Registro por Diferencia para Nivelacion de Precision

PUNTOS	LECTURAS EN LA MIRA		DIFERENCIA		COTAS	OBSERV. CROQUIS
	ATRÁS	ADELANTE	+	-		

Tabla 2A.306-03 Registro por Cota Instrumental para Nivelación Corriente.

PUNTOS	LECTURAS EN LA MIRA			COTAS		OBSERV. CROQUIS
	ATRÁS	INTERM.	ADELANTE	INSTRM.	DEL PUNTO	

2A.306.8.6 (4) Nivelación Geométrica Corriente

Cuando esta nivelación forma parte de un trabajo topográfico específico, destinado a determinar la cota de un gran número de puntos intermedios, los que serán colocados numérica o gráficamente en un plano, se recomiendan los registros del tipo “Por Cota Instrumental”. Ver Tabla 2A.306-03.

2A.306.8.6 (5) Cálculos

El cálculo de los registros de nivelación es de dominio general y está basado en la fórmula fundamental de la nivelación geométrica:

$$CB = (CA + IA) - IB \text{ (por Cota Instrumental)}$$

$$CB = CA + (IA - IB) \text{ (por Diferencias)}$$

(Ec.2A.306-03)

En que la cota de un nuevo punto (C_B) es igual a la cota del punto conocido (C_A), desde el cual se inicia la marcha de nivelación, más la lectura de atrás (I_A) - cota instrumental - menos la lectura del punto intermedio y/o la lectura de adelante (I_B), efectuadas en los puntos que sirvieron de apoyo a la marcha de la nivelación, más conocidos como puntos de cambio. O bien, la cota de un nuevo punto (C_B) es igual a la cota del punto conocido (C_A), más la diferencia de lecturas de mira hechas en los dos puntos ($I_A - I_B$).

2A.306.8.7 Compensaciones

2A.306.8.7 (1) Aspectos Generales

La compensación de una nivelación que forma un solo circuito es sencilla y sólo se necesita definir el criterio de repartición del error (si es proporcional al camino recorrido o es función del número de orden de cada PR o punto de cambio). En el caso de nivelaciones que se cierran en varios circuitos, todos los cuales deben resultar simultáneamente compensados, como es el caso de una red, se debiera recurrir a una compensación por mínimos cuadrados. Como esta situación es de rara ocurrencia en obras viales, sólo se da un método aproximado para esos casos. Cuando realmente se necesite una compensación por mínimos cuadrados se deberá consultar la literatura existente.

2A.306.8.7 (2) *Compensación de una Nivelación de Alta Precisión*

En este tipo de nivelación se dan varios pasos de comprobación hasta llegar a la compensación final o propiamente tal.

a) **Compensación de Cada Lectura.** En los casos de lecturas sobre los tres hilos, la lectura compensada es el promedio debiendo cumplirse que el promedio de las lecturas a los hilos extremos sea igual a la lectura sobre el hilo medio, con una pequeña tolerancia de una o dos décimas. En caso contrario deben revisarse de inmediato lecturas e instrumentos.

En los niveles con retículo en forma de cuña, las lecturas a los hilos extremos sirven sólo como indicadores de distancia y como comprobación de la lectura con la cuña. Siempre prevalecerá la observación hecha con la cuña.

b) **Compensación de Errores de Curvatura, Refracción y Error Residual de Paralelismo de Línea de Fe con Eje Óptico.** Una vez sumados los promedios de las lecturas de atrás y de adelante, y las distancias de atrás y de adelante; para corregir simultáneamente el error causado por estos tres factores se procede de la siguiente manera:

- De la comprobación de la última corrección de la falta de paralelismo entre el eje óptico y línea de fe, se calcula un A coeficiente función del error residual y de la diferencia de distancias a las miras de atrás y de adelante.
- Del registro de la marcha de la nivelación se obtiene la diferencia de distancias desde el nivel, al visar a las miras tanto hacia atrás como hacia adelante. A esta diferencia de distancias se aplica el factor calculado, con lo cual se obtiene esta corrección entre los puntos de cambio extremos. Si interesa determinar este valor para un punto intermedio del recorrido, el cálculo se hará para la diferencia de distancias hasta allí acumulada, es decir, esta compensación es válida sólo para el punto en que se hace.
- Una vez calculada esta corrección, se agrega algebraicamente a la suma de las lecturas de atrás o de adelante, según corresponda.

c) **Compensación del Error de Cierre Propiamente Tal.** Cuando el resultado anterior queda en tolerancia, se distribuye el error de cierre por partes iguales para el recorrido de ida y el de regreso. Si los recorridos son distintos en longitud, se debe distribuir el error en proporción a ese índice.

d) La compensación que por este concepto le corresponde a un punto cualquiera es proporcional al recorrido, conforme al valor recién deducido, agregando algebraicamente la compensación que se produzca según se indicó en b).

2A.306.9 NIVELACION TRIGONOMETRICA DE PRECISION

2A.306.9.1 **Objetivos y Alcances**

Progresivamente las nivelaciones trigonométricas han ido ganando aplicación, gracias a la disponibilidad de equipos de medida de distancia de gran precisión, fácil manejo y rápida

operación, como es el caso de los distanciómetros y las estaciones totales. Esto ha permitido cubrir un rango de precisión de uso frecuente en trabajos topográficos asociados a los métodos de levantamiento.

Las nivelaciones trigonométricas constituyen el método apropiado para dar cota a puntos estereoscópicos de levantamientos fotogramétricos a escala 1:500 y menores, es decir, todo el rango de escalas que se cubre actualmente con esa tecnología.

El avance logrado en cuanto a conocimientos teóricos y equipos de medición, permite incorporar dentro de las nivelaciones trigonométricas un nivel calificado «de precisión», sin por esto perder de vista que la nivelación trigonométrica corresponde, en términos absolutos, a un método de mediana precisión para la determinación de desniveles.

Las exigencias y características que corresponden a esta nivelación en cuanto a monumentación, instrumental por usar, tolerancias admisibles, registro de cálculo y compensación, se detallan en los párrafos siguientes.

2A.306.9.2 Monumentación

En general las nivelaciones trigonométricas incorporan algunos centímetros de error. Eventualmente, si esta nivelación constituyera el único sistema de transporte de cotas, se construirán Puntos de Referencia. Cuando se trate de la densificación de una nivelación de mayor precisión o en otros casos particulares, la Dirección de Vialidad podrá autorizar el uso de PR s Auxiliares.

2A.306.9.3 Instrumental

2A.306.9.3 (1) Aspectos Generales

Por tratarse de un método indirecto de nivelación, se miden ángulos verticales o cenitales, distancias horizontales o inclinadas, alturas instrumentales y de jalón y, a partir de ellas, se calcula la diferencia de altura.

El instrumental por emplear será el siguiente:

2A.306.9.3 (2) Medidas Angulares

Para la medida de ángulos verticales o cenitales se deberá emplear un teodolito que permita leer directamente a los diez segundos de arco centesimales y estimar dos segundos de arco centesimales.

2A.306.9.3 (3) Medidas de Distancia

La distancia puede ser medida de las siguientes maneras:

- a) Cuando se desea dar cota, trigonométricamente, a los vértices de un sistema de transporte de coordenadas planimétrico, la distancia podrá obtenerse a partir de las

coordenadas asignadas a dichos vértices.

- b) Cuando la nivelación deba efectuarse entre puntos cuya distancia requiera medirse directamente, preferentemente se hará uso de distanciómetro.

2A.306.9.4 Tolerancias Admisibles

2A.306.9.4 (1) Aspectos Generales

La precisión de una nivelación trigonométrica es función de la precisión en la medida de varias componentes, la que, a su vez, estará ligada a los equipos que sean utilizados en su determinación.

La expresión general de la nivelación trigonométrica para determinar la cota de un punto B, instalando el teodolito en la estación A, es:

$$CB = CA + hiA - hjB + hAB + [(Dh)^2 / (2R)] (1 - K)$$

(Ec.2A.306-04)

En que:

CB= Cota del punto B o punto de cota por conocer.

CA= Cota del punto A o punto de cota conocida.

hiA= Altura instrumental en A.

hjB= Altura de jalón o prisma en B al cual se hace la puntería.

hAB= Diferencia de altura por inclinación de la visual para el teodolito instalado en A.

Dh= Distancia horizontal entre los puntos A y B.

R=Radio de curvatura terrestre (6.380×10^6 m).

K=Coefficiente que depende de la refracción atmosférica (valor medio igual 0,08).

Si la distancia entre A y B se conoce reducida a la horizontal (Dh), se tiene:

$$hAB = Dh \cot ZA$$

(Ec.2A.306-05)

Si la distancia se conoce inclinada (Di), entonces:

$$hAB = Di \cos ZA$$

(Ec.2A.306-06)

Z_A= Ángulo cenital leído estacionado en A

Si, para determinar el desnivel entre dos puntos, se utiliza el método de lecturas recíprocas simultáneas instalando en ellos sendos teodolitos y señales, se elimina, tanto el error sistemático producido por la curvatura terrestre como la variación en el tiempo de la refracción atmosférica. Además, se tienen dos valores para una misma medida cuya discrepancia debe estar en tolerancia.

2A.306.9.4 (2) Tolerancia en Medida de Distancia

La distancia debe ser medida con una precisión de a lo menos 1:25.000 de su longitud.

2A.306.9.4 (3) Tolerancia en Error de Cierre del Circuito

Si los tramos del circuito no superan los 2 km de longitud, individualmente considerados, el error máximo de cierre en desnivel no debe exceder de:

$$E_{\text{máx.}} = \pm 0,03 (K)^{1/2} (m)$$

(Ec.2A.306-07)

En que K es la longitud del circuito expresada en kilómetros.

2A.306.10 NIVELACION TRIGONOMETRICA CORRIENTE

2A.306.10.1 Objetivos y Alcances

La nivelación trigonométrica corriente será apropiada para densificar la información de cotas que se disponga en cierta zona, a partir de puntos de referencia acotados con mayor precisión,

Este método podrá ser considerado para dar cota a vértices planimétricos de un STC de Orden Primario cuando se trate de los vértices de la Poligonal Primaria destinada a densificar un sistema de orden superior, y para los vértices de un STC de Segundo Orden y a puntos estereoscópicos de una variada gama de escalas de restitución fotogramétrica.

Las exigencias y características que corresponden a esta nivelación en cuanto a monumentación, instrumental por utilizar, tolerancias admisibles, registro, cálculo y compensación se detallan en los párrafos siguientes.

2A.306.10.2 Monumentación

Los monumentos por utilizar corresponden a los de tipo auxiliar, autorizados.

2A.306.10.3 Instrumental

2A.306.10.3 (1) Aspectos Generales

Este método indirecto de nivelación precisará instrumental para medir ángulos verticales o cenitales, distancias horizontales o inclinadas, alturas instrumentales y de jalón.

En cuanto a la refracción atmosférica, para el coeficiente respectivo se adoptará un valor medio que puede estimarse en $K = 0,08$.

2A.306.10.3 (2) *Medidas de Ángulos Verticales*

Para la medida de ángulos verticales o cenitales deberán emplearse teodolitos que permitan leer directamente a los veinticinco segundos y apreciar a los cinco segundos de arco centesimales. Se obtendrán resultados algo distintos en ambos extremos del lado que se nivela. Esa diferencia dependerá de la refracción y de la curvatura terrestre.

2A.306.10.3 (3) *Medidas de Distancia*

La distancia puede ser medida de las siguientes maneras:

- a) Cuando se desea dar cota, trigonométricamente, a los vértices de un sistema de transporte de coordenadas planimétrico, la distancia podrá obtenerse a partir de las coordenadas asignadas a dichos vértices.
- b) Cuando la nivelación deba efectuarse entre puntos cuya distancia requiera medirse directamente, se podrá hacer uso de distanciómetro y estaciones totales, cuidando de respetar las tolerancias establecidas para esos casos.

2A.306.10.4 Tolerancias Admisibles.

2A.306.10.4 (1) *Aspectos Generales*

El resultado de estas nivelaciones depende de diversas componentes, razón por la cual resulta conveniente examinar previamente el error que cada una de ellas puede representar, con el fin de definir la metodología y los equipos que se utilizarán.

2A.306.10.4 (2) *Tolerancia en Medida Angular*

Las lecturas del ángulo vertical en ambos vértices deben efectuarse, a lo menos, dos veces en directa y en tránsito, por cualquiera de los métodos indicados, el error promedio no deberá exceder los 25 cc.

El ángulo vertical debe estar comprendido entre 70 y 130 grados centesimales.

2A.306.10.4 (3) *Tolerancia en Medida de Distancia*

La distancia debe ser medida, a lo menos, con una precisión de 1:15.000 de su longitud.

2A.306.10.4 (4) *Tolerancia en Error de Cierre del Circuito*

Según sean las exigencias impuestas al trabajo, las tolerancias quedarán dadas por:

- a) Si los tramos del circuito no superan los mil quinientos metros de longitud, individualmente considerados, y las observaciones de ángulo vertical se hacen sucesivamente, el

error máximo de cierre en desnivel no deberá exceder de:

$$E \text{ máx.} = 0,06 (K)^{1/2} (m)$$

(Ec.2A.306-08)

En que K es la longitud del circuito expresada en kilómetros.

b) Para las mismas características del circuito, pero cuando las observaciones de ángulo vertical se hacen con el instrumental especificado para Poligonales de Tercer Orden, y en general para apoyar levantamientos de planos a escalas Intermedias (1:5.000 y menores).

$$E \text{ máx.} = 0,08 (K)^{1/2} (m)$$

(Ec.2A.306-09)

En que K es la longitud del circuito expresada en kilómetros.

SECCION 2A.307 TRANSPORTE DE COORDENADAS MEDIANTE GPS

2A.307.1 ASPECTOS GENERALES

En esta Sección se tratan las determinaciones GPS destinadas a referenciar un Sistema de Transporte de Coordenadas para proyectos viales. Las determinaciones deberán ser de orden geodésico, en consecuencia se deberán observar las fases portadoras.

2A.307.2 COMPATIBILIDAD Y LIMITACIONES

2A.307.2.1 Formato Rinex

El formato RINEX (Receiver Independent Exchange Format) fue desarrollado para permitir el intercambio de observaciones GPS independientes de marca y tipo de receptores. La Asociación Internacional de Geodesia (IAG) oficializó este formato y hoy día todos los productores de receptores GPS ofrecen programas convertidores para sus propios formatos binarios al formato RINEX. También muchos softwares de procesamiento aceptan RINEX para el ingreso de datos GPS.

RINEX considera diferentes archivos para:

- Datos de observaciones GPS
- Informaciones de navegación de los satélites
- Datos meteorológicos

Detalles específicos sobre el formato RINEX pueden ser obtenidos a través de internet, por ejemplo en <http://www.eng.auburn.edu/~yoonseo/gpswww/documents/rinex2.txt>.

2A.307.2.2 Receptores GPS

La refracción ionosférica limita a los receptores de una frecuencia a la observación de líneas o vectores de hasta alrededor de 30 km (con datos de calidad y en cantidad suficiente), para mantener la precisión nominal de aproximadamente 1 ppm (parte por millón) de la longitud del vector. El transporte de coordenadas a distancias mayores requiere receptores de dos frecuencias. Un hecho importante es que, debido a que la frecuencia L2 es más ruidosa que L1, para líneas cortas (menores que 10 km) se recomienda usar medidas en una sola frecuencia (L1), generalmente la solución con solo L1 es más consistente que con ambas frecuencias.

2A.307.3 Procedimientos Para El Transporte De Coordenadas Mediante GPS

2A.307.3.1 Conceptos Básicos

En posicionamiento relativo de alta precisión, la posición de un punto se calcula en relación a otro con coordenadas fijas en WGS-84. Se determinan las componentes relativas ΔX , ΔY , ΔZ del vector que, sumadas a las coordenadas fijas del punto base, proporcionan las coordenadas deseadas.

Se denomina sesión de rastreo, al intervalo de tiempo en que dos o más receptores graban datos simultáneamente en modo estático, con objeto de hacer un transporte de coordenadas.

Líneas o vectores independientes. Para cada sesión de rastreo habrá un número (N_b) de líneas independientes igual a:

$$N_b = N_r - 1; N_r = \text{número de receptores}$$

(Ec.2A.307-01)

Independiente del número de receptores rastreando simultáneamente en una misma sesión, no se formarán figuras cerradas que permitan el control de una red; deberá por lo tanto haber medidas superabundantes, de forma análoga a una red de triangulación. Para posibilitar el control (ajuste) de figuras medidas con GPS, éstas se deben formar con observaciones de más de una sesión. Por ejemplo, en el caso de 3 receptores instalados simultáneamente en los puntos A, B y C, Figura 1 de la Figura 2A.307-01, forman el triángulo ABC, si bien es posible procesar las líneas AB, AC y BC, una de ellas es combinación (dependiente) de las otras dos, por el hecho de provenir del mismo conjunto de observaciones.

En este caso existen sólo dos líneas independientes, por lo tanto no se forma una figura cerrada. En el ejemplo, para permitir algún control de cierre de la figura y posterior ajuste, se debe rastrear en otra sesión, una de las líneas de la figura ABC. Para la misma figura, se puede obtener una figura cerrada a partir de 3 sesiones usando solo 2 receptores.

2A.307.3.2 Determinación de Bases GPS Para Proyectos Viales

Cuando se requieran determinaciones de precisión en métodos GPS geodésicos, el transporte de coordenadas debe realizarse mediante observación directa sobre la línea en que se desea alta precisión relativa; dicho de otro modo, las coordenadas relativas entre dos puntos GPS obedecen a las leyes de propagación de errores de la misma forma que en geodesia y topografía convencional. En el ejemplo de la Figura 2A.307-01, el primer caso representa una determinación indirecta entre los puntos B y C, de más baja precisión que el segundo caso, donde existe una determinación directa de coordenadas relativas entre B y C. Esta regla adquiere especial significado al implantarse Bases GPS con vértices cercanos e intervisibles, que serán empleados como lados de inicio y/o cierre para STC mediante poligonales.

Al transporte de coordenadas planimétricas de los proyectos viales en general, les corresponde un Orden de Control Secundario, debiendo establecerse para ello Líneas Base determinadas mediante GPS, las que en general estarán distanciadas del orden de 10 km entre sí (ver Figura 2A.307-01). Los puntos que definen los extremos de cada Línea Base deben ser intervisibles y la proyección horizontal de la distancia entre ellos será mayor o igual que 1.000 m. La densificación del STC entre Líneas Base se podrá ejecutar mediante Poligonales Secundarias que inicien en una Línea Base y cierren contra la siguiente.

La medición del conjunto de Líneas Base deberá responder a los mismos criterios de una poligonal cerrada o controlada, de modo que sea posible determinar la calidad del cierre y, si cumple en tolerancia, proceder al ajuste correspondiente; consecuentemente, se deberá medir sobre cada

Línea Base y entre cada una de ellas. Además se debe realizar una ligazón redundante de la figura GPS a puntos Geodésicos GPS del IGM que serán empleados como referencia.

No se aceptará el procedimiento de medición por radiación, esto es, manteniendo un instrumento fijo y determinando puntos GPS radiados, lo que imposibilita evaluar la calidad de cierre.

Figura 1 - Sesiones de Rastreo

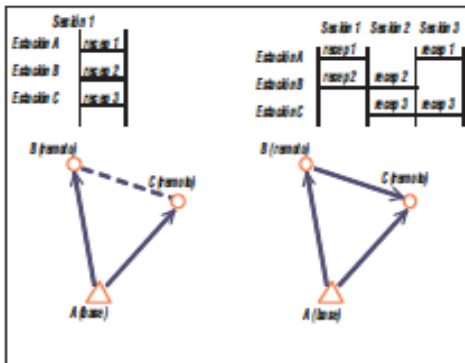


Figura 2 - Avance de figuras GPS

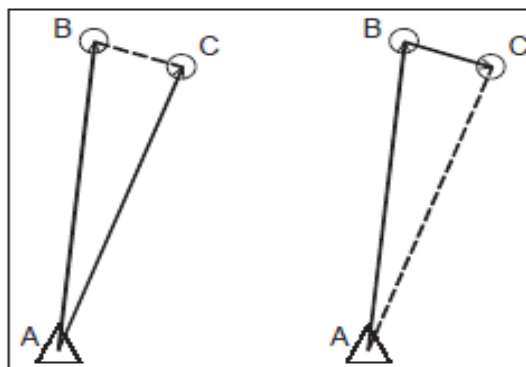


Figura 3 - Superficies de Referencia

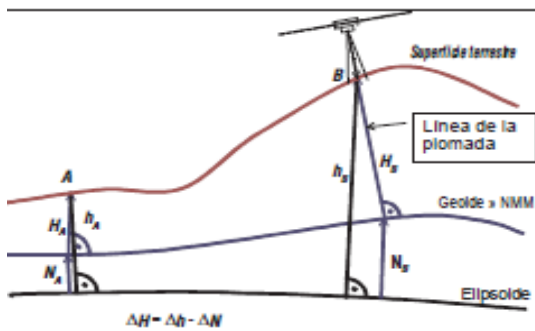


Figura 4 - Perfil de Ondulaciones sentido Oeste - Este

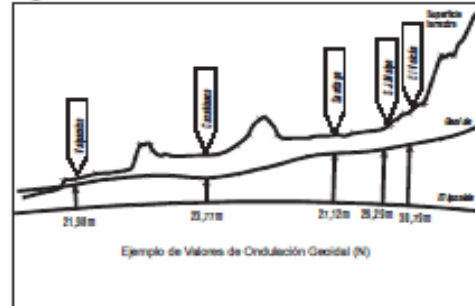


Figura 2A.307-01 Ilustración gráfica de conceptos y procedimientos de transporte de coordenadas

En lo que sigue se ilustra un procedimiento correcto mediante un ejemplo de 3 Líneas Base medidas con 2 y 3 receptores.

- a) **Caso 1, Empleando 2 Receptores.** En cada sesión de rastreo se podrá determinar solo una base GPS, sea esta Línea Base o de conexión, que equivale a determinar las coordenadas de un vértice de cada Línea Base. Se requiere además, una sesión adicional para cerrar la figura, de esa forma serán necesarias 7 sesiones.

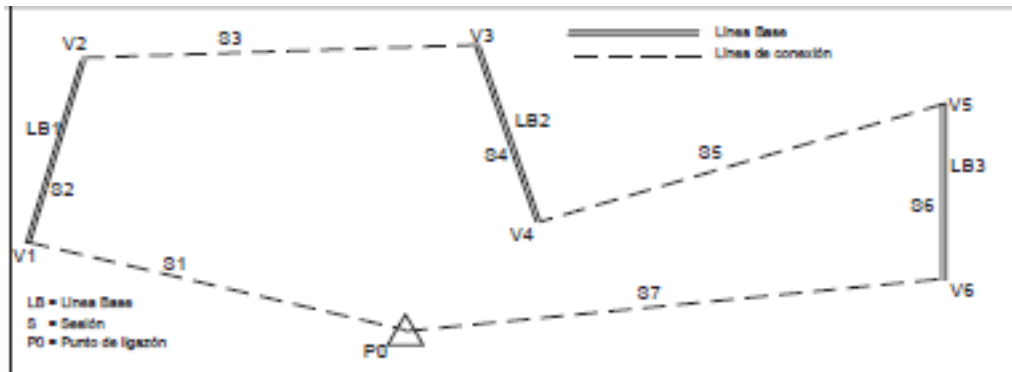


Figura 2A.307-02 Ejemplo 2 Receptores

Los receptores, representados por R1 y R2, deben trasladarse ocupando todos los vértices GPS de acuerdo al siguiente esquema:

Tabla 2A.307-01Ejemplo 2 Receptores

Línea GPS Determinada	Sesión	Posición de Receptores	
		R1	R2
P0-V1	S1	P0	V1
V1-V2	S2	V2	V3
V2-V3	S3	V4	
V3-V4	S4		V5
V4-V5	S5	V6	
V5-V6	S6		P0
V6-P0	S7		

- b) **Caso 2, Empleando 3 Receptores.** En cada sesión de rastreo se podrán determinar dos bases GPS, sean éstas una Línea Base y una base de conexión, o bien dos del mismo tipo, que equivale a determinar las coordenadas de dos vértices. Se requiere además, una sesión adicional para cerrar la figura, de esa forma serán necesarias 4 sesiones.

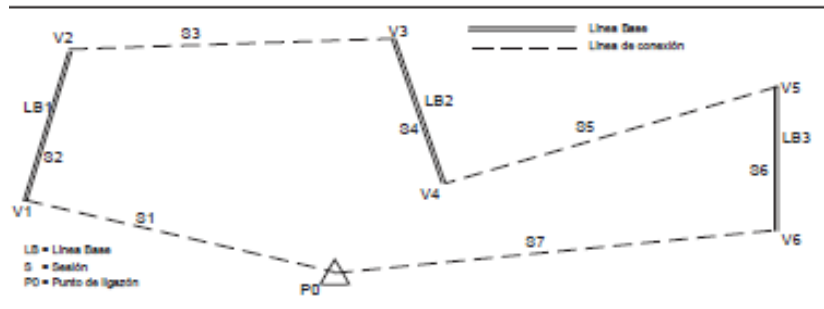


Figura 2A.307-02Ejemplo 3 Receptores

Los receptores, representados por R1, R2 y R3, deben trasladarse ocupando todos los vértices GPS de acuerdo al siguiente esquema:

Tabla 2A.307-02Ejemplo 3 Receptores

Líneas GPS Determinadas	Sesión	Posición de Receptores		
		R1	R2	R3
P0-V1-V2	S1	P0	V1	V2
V2-V3-V4	S2	V4	V3	
V4-V5-V6	S3		V5	V6
V6-P0	S4		P0	

Es evidente que dependiendo de la logística, entre ello: el número de vehículos y la accesibilidad a los puntos, es posible diseñar diferentes secuencias de traslado de los receptores, siempre respetando los criterios establecidos precedentemente: Todos los puntos GPS deben ser parte de líneas medidas que definan una figura cerrada.

El número mínimo de sesiones para formar una figura cerrada puede ser calculado a partir del número de vértices por ser medidos y del número de receptores disponibles, de acuerdo a la siguiente relación:

$$N^{\circ} \text{ de sesiones} = [N^{\circ} \text{ de vértices} / (N^{\circ} \text{ de receptores} - 1)] + 1 \text{ (aproximado al entero inferior si el resultado presenta decimales)}$$

2A.307.3.3 Azimut de una Línea Base

La medición de una Línea Base mediante fase portadora (L1 o L1/L2) permite una determinación precisa del azimut geodésico de la línea, aunque ella no esté ligada a un punto fijo de coordenadas conocidas. Existirá, en este caso, un error en posición (traslación paralela) por no contarse con el apoyo que provee el punto fijo, el que estará en un orden de ± 20 m. Lo anterior significa que la precisión de la determinación azimutal de una Línea Base es independiente de la ligazón a un punto de referencia con coordenadas conocidas.

2A.307.3.4 Precisión

La precisión esperada en el posicionamiento estático con la fase portadora es del orden de 0,5 a 1cm + 1 a 2 ppm (cuando se solucionan las ambigüedades enteras, solución FIJA o FIX). Existen en el mercado programas comerciales, en que el procesamiento con la portadora L1 está limitada a la solución FLOTANTE o FLOAT (llamada usualmente solución «decimétrica»), por lo tanto no alcanzando la precisión requerida de la observable, aunque los datos pueden ser procesados, eventualmente, hasta la solución FIJA.

En la fase de ajuste de líneas procesadas pertenecientes a una red GPS, los datos de entrada son las componentes ΔX , ΔY , ΔZ , de cada base independiente. El proceso de ajuste utiliza modelos matemáticos (Método de Mínimos Cuadrados), que distribuye los errores de acuerdo a principios estadísticos; el resultado final serán coordenadas ajustadas para cada estación y las estimativas estadísticas de precisión, por ejemplo, desviación estándar. La optimización de una red GPS mediante el proceso de ajuste no mejora la calidad de las coordenadas, pero sí da consistencia a la red como un todo, asignando valores únicos a las coordenadas finales, independiente del camino que se utilice para calcularlas, además, entrega antecedentes de precisión de la figura y de las observaciones. En resumen, el ajuste aporta información numérica que permite calificar las observaciones y resultados de una red o figura geodésica.

Se debe destacar que no obstante se cumpla con todos los criterios antes señalados, si la operación en terreno es poco cuidadosa: mal centrado del instrumento sobre la señal, medición bajo condiciones inaceptables de PDOP, multitrayectoria de señales, entre las más frecuentes, el resultado será deficiente a pesar de las altas precisiones intrínsecas asociadas a las determinaciones geodésicas efectuadas mediante instrumental GPS. Se reitera además la obligación de medir con precisión y registrar la altura de antena en todas las determinaciones que se efectúen.

2A.307.5 METODOS ESTATICOS

El transporte de coordenadas se realiza, normalmente, rastreando estaciones por períodos que pueden variar desde decenas de minutos hasta varias horas, permaneciendo los receptores estáticos durante ese período. La duración de la sesión es relativamente larga en el método estático, con el objeto de solucionar las ambigüedades en un proceso de ajuste de las observaciones.

De la calidad y cantidad de las observaciones: respecto a la cantidad, después de un cierto período de grabación de datos, la precisión se estabiliza y desde ese punto en adelante las observaciones adicionales solo aportan a la confiabilidad de la solución; respecto a la calidad, ésta depende básicamente del equipamiento utilizado y el PDOP, a no ser que existan obstrucciones a la señal o perturbaciones externas. Tal como en topografía tradicional, se deberá contar con Trípodes provistos de Base Centradora en perfecto estado de operación.

La evolución tecnológica incorporada a los equipos GPS, ha permitido reducir la cantidad de datos para obtener la solución FIX y, consecuentemente, el tiempo de ocupación en modo estático, surgiendo más recientemente el método “estático rápido”, este es esencialmente igual al

estático, pero requiere menor tiempo de ocupación. También existe el método llamado “seudo estático”, en que el receptor móvil o itinerante ocupa y observa en el mismo punto dos sesiones cortas (2 a 5 minutos), en períodos separados en aproximadamente 1 hora, se aprovecha en este modo el cambio de posición de la constelación; este método fue superado por el estático rápido.

Se han publicado valores empíricos que relacionan el tiempo de observación, en modo estático, al largo de la línea base; dependiendo de la generación de los equipos y programas los valores cambian. Considerando la media de receptores disponibles en el mercado, se puede tomar como aproximación los valores de la siguiente tabla:

Tabla 2A.307-03 Métodos Estáticos

	L1	L1/L2
DIST<10 KM	30 MIN	20 MIN
10KM<DIST<30KM	1 H	40 MIN
30KM<DIST<60KM	-	1 H
60KM<DIST<100KM	-	1,5 H
100KM<DIST<200KM	-	2 H
DIST<200KM	-	> 3 H

Los valores de tiempo de observación indicados son a título informativo, pueden ser menores, en caso de receptores de última generación tecnológica o en combinación con GLONASS, y mayores en el caso de receptores más antiguos, influyendo también al grado de perturbación imperante en la tropósfera y la ionósfera, el grado de “encajonamiento” del área en que se está midiendo, situación frecuente en los cajones cordilleranos por los que se desarrollan los trazados viales, etc.

2A.307.6 METODO DINAMICO

El método dinámico corresponde a aquellas situaciones, en que el equipo móvil se desplaza entre los puntos de interés, registrando en forma continua las señales satelitales. Se reservará en este Capítulo el término «cinemático» para aquellas determinaciones efectuadas con equipos geodésicos con capacidad de medir fases.

Este procedimiento puede ser empleado para Transporte de Coordenadas de Orden Terciario si se opera mediante fases portadoras. Para fines de este Manual el uso del método se asocia a los levantamientos rápidos de puntos discretos y al levantamiento de ejes, como por ejemplo, relevamiento de la geometría de un camino existente, tanto en planta como en alzado. El relevamiento en alzado no representará la cota referida al NMM; pero si dará, con buena aproximación, información respecto de las pendientes, curvas verticales, etc., y en la medida que se conozca la corrección de cotas elipsódicas a geoidales, se podrá tener una altimetría corregida más representativa de cotas referidas al NMM.

El método cinemático con observación de las portadoras requiere de una etapa de inicialización,

con el objeto de resolver las ambigüedades enteras (N). La inicialización puede realizarse mediante varios procedimientos, siendo tres los principales:

Ocupación de una base conocida. Conocidas las coordenadas de la estación base y ocupada otra estación cercana (hasta aproximadamente 10 km), las componentes relativas entre estaciones (dX, dY y dZ) también serán conocidas y se usarán como datos de inicialización, proceso que demora algunos segundos;

Cálculo de una base. En caso de no existir una base conocida se ocupa una estación cercana (hasta aproximadamente 10 km) y se acumulan datos en el receptor móvil, para el cálculo de dX, dY y dZ, todo el proceso puede demorar entre 5 y 20 minutos;

Inicialización en movimiento. Este procedimiento conocido como OTF (On The Fly) es el más moderno y ágil, se usa también en solución pos procesada. Permite, sin ocupar una estación conocida y en movimiento, determinar las ambigüedades en un lapso en torno de 1 minuto o menos. Con receptores de generación moderna, la inicialización OTF es posible con receptores de una sola frecuencia (L1), aunque los de doble frecuencia (L1 y L2) tienen la ventaja de conseguir la solución de forma más rápida y consistente.

Dos son las clases de modos cinemáticos: «stop&go» (pare y ande) en que se asignan coordenadas a puntos ocupados durante pocos segundos, y cinemático «continuo» para dar coordenadas al itinerario de la antena en movimiento.

2A.307.7 ALTIMETRIA

La altura geométrica o elipsoidal es un concepto puramente analítico y tiene uso práctico en posicionamiento por GPS, no así la altura ortométrica o altitud, que es la coordenada vertical respecto del geoide, superficie ondulada que coincide aproximadamente con el Nivel Medio del Mar - NMM. En cualquier método GPS relativo, el transporte de coordenadas se realiza a partir del elipsoide del sistema WGS-84 y los valores finales de coordenadas, pos procesamiento o ajuste, se transforman respecto al datum o sistema de coordenadas de interés del usuario, por lo tanto la componente altimétrica continuará siendo geométrica (respecto al elipsoide).

Para compatibilizar alturas elipsoidales con las ortométricas se debe recurrir a valores de «ondulación geoidal» (N) que relacione el geoide a la superficie elipsoidal; debido a que estas dos superficies rigurosamente no son paralelas, el valor de N varía punto a punto y debe ser conocido en cada estación GPS que sea parte en el transporte. Tomando como ejemplo la Figura 3 de la Figura 2A.307-01, la diferencia de nivel respecto al geoide entre los puntos A y B está dada por:

$$\Delta H = HB - HA$$

(Ec.2A.307-02)

Siendo:

$$HA = hA - NA \text{ y } HB = hB - NB$$

Resulta

$$\Delta H = (hB - NB) - (hA - NA) = hB - hA - (NB - NA) \Delta H = \Delta h - \Delta N$$

Finalmente,

$$HB = HA + \Delta h - \Delta N$$

(Ec.2A.307-02)

Con:

HA = Altura de A respecto al geoide ~ NMM

Δh = Desnivel entre A y B respecto al elipsoide (obtenido con GPS)

ΔN = Diferencia de ondulación geoidal entre A y B (obtenido de un modelo geoidal)

Diversos criterios se pueden adoptar para realizar la reducción al geoide:

- 1) Aceptar que el área del levantamiento es suficientemente pequeña y que la tolerancia del levantamiento sea mayor que los errores. En este caso el geoide puede ser considerado plano y paralelo al elipsoide. Luego se está omitiendo la ondulación del geoide en extensiones de pocos kilómetros (dependiendo de la ubicación geográfica, esta extensión puede variar entre 0 y 3 kilómetros). Obviamente, se deberá determinar el valor de N para al menos uno de los puntos GPS, comparando la cota nivelada de dicho punto con la Cota GPS de él y aplicar esa corrección a todos los demás puntos GPS del área.
- 2) Aceptar que el geoide es plano y no paralelo al elipsoide. Este caso es más preciso que el anterior y se puede determinar con la ocupación de un mínimo de 3 puntos GPS con altura ortométrica conocida en la periferia del área considerada, las diferencias entre las alturas elipsoidales y ortométricas en esos puntos determinan un plano considerado como un geoide local plano. Las reducciones a ese plano se aplican proporcionalmente de acuerdo a la posición de cada punto GPS restante.
- 3) Uso directo de un modelo. De los modelos hoy disponibles, por ejemplo el EGM08 o el EGM96, se pueden extraer en forma automática valores de N para puntos con coordenadas determinadas, de esa manera basta aplicar los valores extraídos a cada punto del levantamiento. Se debe prestar atención al valor usado en la estación GPS base al reducir la altura al elipsoide, antes del procesamiento; este debe ser el mismo usado en la fase posterior al procesamiento, al momento de aplicar los diversos valores a todos los restantes puntos.
- 4) Determinación de un geoide local. Igualmente como en el caso 2, pero con un mayor número de puntos GPS uniformemente distribuidos con altura elipsoidal y ortométrica conocidas. En este caso se puede generar una superficie tridimensional que refleje más fielmente el comportamiento del geoide en la región por ser levantada. En este sentido el IGM

inició el año 2000 la recuperación de la red de Nivelación Geodésica, con corrección gravimétrica. Esto implica el establecimiento de alturas ortométricas en los Pilares de Nivelación, motivo por el cual es fundamental proteger y mantener estos pilares en el tiempo.

La Figura 4 de la Figura 2A.307-01 muestra un perfil esquemático de la zona central de Chile, con ejemplo de ondulaciones geoidales extraídas del modelo EGM96; en él se nota claramente la falta de paralelismo entre la superficie elipsoidal y geoidal. Se destaca que el Modelo EGM96, si bien corrige en algún grado la determinación altimétrica hecha con GPS, por tratarse de un modelo global (mundial), no posee una discriminación suficiente como para corregir la totalidad de la discrepancia. Algo similar sucedería al aplicar otros modelos globales, como por ejemplo, el EGM08.

En consecuencia, cada vez que en un estudio vial se requiera mayor precisión en la determinación de alturas s.n.m.m medidas con GPS, es deseable establecer modelos geoidales locales, basados en una red de puntos de referencia altimétrica nivelados geoméricamente.

2A.307.8 REDES ACTIVAS

El concepto de red activa se refiere a la observación permanente en las principales estaciones fijas pertenecientes a una red geodésica de precisión científica, con un receptor GPS de alto desempeño, rastreando la constelación durante las 24 horas del día. Los datos se almacenan continuamente y los maneja un organismo oficial. Principalmente estas redes tienen carácter científico en redes globales, geodinámica de la Tierra y cálculo de parámetros orbitales. Diversos países e instituciones internacionales han implantado esta clase de redes con la intención de colocar a disposición de sus usuarios GPS los datos disponibles de estaciones específicas. Los receptores GPS de las redes activas son de tecnología avanzada, graban todos los datos posibles en las dos frecuencias y pueden servir de base a trabajos geodésicos estáticos de alta precisión y DGPS pos procesado. El uso de datos de redes activas tiene las siguientes ventajas:

- Economía de un receptor GPS en la estación base que se usaría de referencia.
- Seguridad de no errar en la ocupación.
- Disponibilidad de coordenadas de alta precisión y exactitud como referencia.

2A.307.9 ASPECTOS NORMATIVOS

2A.307.9.1 Formato de Entrega de Datos

A fin de posibilitar la verificación de procesamiento de los datos brutos, se debe entregar copia de estos datos en formato RINEX, identificados claramente según la ocupación. Estos archivos deben incluir en su encabezado interno las siguientes informaciones: identificación de la(s) estación(es), altura de antena y, para la estación base, las coordenadas fijas iniciales.

2A.307.9.2 Coordenadas de Partida

Las coordenadas iniciales de la estación fija (Punto GPS Geodésico del IGM), se ingresan al procesamiento como coordenadas en el sistema WGS-84. En caso que las coordenadas originales no sean en el sistema WGS-84, se debe justificar la situación e indicar los parámetros usados para la transformación entre los sistemas geodésicos, así como la fuente de esos valores. A partir de la fecha de Edición de este Volumen no deberán emplearse datos correspondientes a la Red de Triangulación Geodésica (Terrestre) del IGM, en tanto dicho Instituto no vuelva a dar coordenadas a los vértices de esa Red mediante GPS.

2A.307.9.3 Calidad de Procesamiento

La indicación de la calidad del procesamiento de cada línea base determinada debe ser de forma explícita, indicando al menos un parámetro estadístico (desviación estándar, sigma, RMS, etc.) y el tipo de solución (FIX o FLOAT). Además, cuando se trate de figuras cerradas, ellas deben indicar el error de cierre utilizando los vectores resultantes del procesamiento anterior al ajuste.

2A.307.9.4 Cierre y Ajuste de Figuras

Reforzando el concepto que independiente del número de receptores rastreando simultáneamente en una misma sesión, no se formarán figuras cerradas que permitan el control de una red, el ajuste de figuras GPS cerradas debe formarse a partir de vectores independientes determinados en más de una sesión. El informe debe contener los valores referentes a las coordenadas y las estadísticas del ajuste, tales como residuos y sigmas.

2A.307.9.5 Altimetría

La reducción de alturas elipsoidales a alturas ortométricas, efectuada, debe constar explícitamente en los informes técnicos.

SECCIÓN 2A.308 LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS GENERALES Y ESPECIALES

2A.308.1 ASPECTOS GENERALES

Esta Sección tiene por objeto tratar los diversos tipos de levantamientos topográficos con los cuales se confeccionarán los planos necesarios para efectuar los estudios de un proyecto vial. Salvo raras excepciones, estos levantamientos serán efectuados por taquimetría¹⁾ distanciométrica (en adelante levantamiento distanciométrico) o por fotogrametría. Estos métodos representarán gráfica o numéricamente sobre un plano horizontal la proyección ortogonal del relieve, incluyendo todos los detalles sobre el terreno, así como la información altimétrica, representada por curvas de nivel resultantes de la intersección con el terreno de planos horizontales equidistantes.

2A.308.2 LEVANTAMIENTOS DISTANCIOMETRICOS

2A.308.2.1 Objetivos y Alcances

Los levantamientos distanciométricos, empleando generalmente Estaciones Totales, constituyen una metodología de frecuente uso en la topografía nacional. Su aplicación cubre escalas desde las más grandes que se puedan requerir en estudios viales y corresponde a un levantamiento de tipo radial o polar.

El levantamiento por distanciometría de puntos de relleno se efectuará desde vértices del Sistema de Transporte de Coordenadas o desde Estaciones derivadas de él mediante poligonales auxiliares.

Las poligonales distanciométricas son de primero, segundo y de tercer orden y de tipo auxiliar apoyadas en la red de transporte de coordenadas de la zona. Las longitudes de sus lados se obtienen por taquimetría distanciométrica. Cuando se necesita una precisión mayor que la nivelación trigonométrica para obtener los desniveles entre las estaciones de la poligonal, es posible recurrir a una nivelación geométrica corriente para lograr ese objetivo.

El levantamiento de detalles altimétricos como fondos de quebradas, cimas de montículos, etc., debe ser cuidadoso para que éstos resulten bien representados y sirvan de líneas de «quebres o de frontera» que resultan indispensables para el desarrollo de modelos digitales del terreno.

La operatoria de terreno debe consultar la siguiente secuencia:

a) **Instalación y Puesta en Condiciones de Trabajo.** Si el equipo, estación total, no ha sido corregido previamente se deberán verificar las condiciones de operación en cuanto a lectura de ángulos horizontales, verticales y determinaciones distanciométricas.

Las diferentes estaciones en que se instalará el instrumento corresponderán a monolitos del Sistema de Transporte de Coordenadas, o bien a monolitos auxiliares asociados a una densificación de dicho sistema o, por último, a monumentos provisionales correspondientes a

poligonales distanciométricas de las características que se describen más adelante.

b) Lecturas de Ligazón. Instalado el instrumento sobre una estación de coordenadas conocidas, se procederá en primer término a efectuar las operaciones para ligarse, planimétrica y altimétricamente, a la estación anterior y a la siguiente, según se describe a continuación:

- i) Determinación de la Altura Instrumental y los diversos índices que afecten las mediciones como: temperatura, presión atmosférica, etc.
- ii) Orientación del Limbo Horizontal, ligándolo a la estación anterior.
- iii) Determinación del Angulo Horizontal comprendido entre la estación anterior y la siguiente, el que se medirá a lo menos a los 50 cc en directa y en tránsito.
- iv) Lectura de la Distancia Inclinada y la Altura de Prisma al milímetro.
- v) Determinación del Angulo Vertical hacia cada estación, el que se medirá a lo menos a los 50^{cc} en directa y en tránsito.

c) Lecturas para Levantamiento de Puntos de Relleno o Detalle. Se llaman puntos de relleno o detalle a aquellos puntos que individualizan detalles o accidentes del terreno o relieve. Hechas las lecturas de ligazón se procederá a levantar los puntos de relleno, para lo cual se leerá lo siguiente para cada uno de ellos:

- i) Angulo Horizontal
- ii) Angulo Vertical
- iii) Distancia Inclinada
- iv) Altura de Prisma

Generalmente basta registrar las lecturas angulares a la décima de grado para los puntos muy próximos a la estación, al minuto para puntos medianamente alejados y a los 50^{cc} para los puntos más alejados; las lecturas de las distancias basta con efectuarlas al decímetro para escalas 1:1.000 o menores, para escalas mayores se necesita efectuarlas al centímetro, aun cuando si se trabaja con estación total la determinación de distancias será mucho más precisa.

Siempre debe confeccionarse un buen croquis de lo que se está levantando, consignando en él los números de los puntos de relleno (con mayor razón las estaciones). Esto facilitará enormemente la confección del plano, ya que el croquis mostrará, gráficamente, la información que se quiso obtener al tomar cada punto de relleno.

Para el levantamiento de los puntos de detalle debe seguirse un orden que facilite el proceso de confección del plano, generalmente tomando en forma consecutiva y con cierta lógica los puntos que representan los detalles, como ser: cercos, borde de camino, cursos de agua, etc.

Todo lo anterior puede optimizarse disponiendo de un catálogo para identificar los distintos tipos de punto, e ingresar a la estación total o libreta electrónica la identificación de cada punto observado.

Posteriormente, en gabinete, un programa computacional simple permite relacionar todos los puntos

de las mismas características que definen un elemento planimétrico, o los puntos de relleno para el proceso de curvas de nivel. Especial importancia debe darse a la definición de «Líneas de quiebre o de fronteras» para que los programas 3D puedan operar correctamente en la definición del Modelo Digital de Terreno.

2A.308.2.2 Monumentación

Los vértices o estaciones de la poligonal se materializarán con monumentación auxiliar o provisoria, según la importancia de la poligonal.

2A.308.2.3 Instrumental

El instrumental que se emplee en los levantamientos distanciométricos debe encontrarse en buenas condiciones de operación y estará constituido por equipos o estaciones totales, prismas, bastones, trípodes y cintas métricas de 2 ó 3 m, para tomar la altura instrumental. Convendrá que los bastones de los prismas estén provistos de nivel esférico para controlar su verticalidad. El equipo necesario para nivelar los vértices de la poligonal debe permitir cierres cuya discrepancia no exceda la tolerancia prevista para la escala de levantamiento correspondiente. En general será suficiente operar con una Estación Total cuyo distanciómetro cumpla o supere la precisión dada por $5 \text{ mm} + 5 \text{ mm/km}$ y en que los ángulos horizontales y verticales se registren al menos a los $50''$.

2A.308.2.4 Tolerancias

Necesariamente las tolerancias están ligadas a la escala en que se vaya a confeccionar el plano y la equidistancia entre curvas de nivel que se fije. Ambas serán definidas por el Proyectista de manera que el levantamiento se realice con la precisión requerida. Un plano a mayor escala y/o con curvas de nivel a menor equidistancia que la requerida, redundaría en costos innecesarios. El caso opuesto significaría un plano insuficiente. En planimetría un levantamiento no debe tener puntos con errores mayores de 0,5 mm, a la escala del plano.

En altimetría, el error estándar o medio cuadrático de una muestra de 10 ó 20 puntos no debe exceder de un 30% de la equidistancia entre curvas de nivel; en general debiera tenerse confianza en que no más del 10 % de los puntos tenga errores mayores que la mitad de la equidistancia entre curvas de nivel. Para comprobar estas tolerancias se compara la cota obtenida por interpolación en el plano, con la obtenida por nivelación geométrica o trigonométrica en terreno.

La cantidad de puntos que se deben observar en un levantamiento distanciométrico es función de los detalles planimétricos y de la configuración del relieve, y no necesariamente de la escala. Evidentemente el número de puntos aumentará para las escalas grandes, pero éste puede no ser el factor más determinante.

A continuación se indican las equidistancias normales entre curvas de nivel para diversas escalas: escala 1:2.000, curvas cada 2 m; escala 1: 1.000 con curvas cada 1 m, escalas 1:500, 1:200 y 1: 100, curvas cada 0,50 m.

Cuando el caso lo requiera, la Dirección de Vialidad podrá condicionar el plano a equidistancias de curvas de nivel distintas a las normales ya indicadas.

2A.308.2.5 Tolerancia en Levantamientos Distanciométricos, Escala 1:2.000.

2A.308.2.5 (1) Objetivos y Alcances

Los levantamientos escala 1:2.000 con curvas de nivel cada 2 m, requieren que los errores máximos eventuales asociados a los puntos levantados, no superen 1 m, tanto en planimetría como en altimetría. Las tolerancias en la poligonal y en los puntos de relleno son las siguientes:

2A.308.2.5 (2) Tolerancias en la Poligonal Auxiliar.

- a) Los ángulos cenitales entre estaciones de la poligonal pueden estar comprendidos entre 70^g y 130^g.
- b) La distancia entre estaciones del circuito de la poligonal no debe ser menor que 200 m. Las estaciones auxiliares de levantamiento (Patas) deberán estar al menos a 100 m de la estación de ligazón.
- c) Los ángulos verticales y horizontales se registrarán, a lo menos, a los 50^{cc} y se leerán en directa y en tránsito.
- d) Las distancias se medirán con una tolerancia que no exceda de 6 cm.
- e) La poligonal no podrá extenderse por más de 15 lados antes de cerrarse.
- f) Las estaciones de la poligonal podrán nivelarse geométrica o trigonométricamente, siempre que la discrepancia de cierre no supere los 30 cm.
- g) La tolerancia en el cierre angular de la poligonal no debe exceder de $50^{cc}\sqrt{n}$, en que n es el número de estaciones.
- h) La tolerancia en el cierre lineal de la poligonal no debe exceder de 30 cm.

2A.308.2.5 (3) Tolerancia en los Puntos de Relleno.

- a) Los ángulos cenitales de puntos de relleno deben estar comprendidos entre 65^g y 135^g.
- b) La distancia que se mida tendrá una tolerancia de 10 cm.
- c) Los ángulos horizontales y verticales se registrarán al menos al minuto de grado centesimal.
- d) Los puntos que definen alineamientos no deben resultar desplazados en más de 0,3 mm, a la escala del plano.
- e) Una cantidad de 25 puntos por hectárea se considerará normal a esta escala, pudiendo aumentar o disminuir de acuerdo al terreno y cantidad de detalles planimétricos.

2A.308.2.6 Tolerancia en los Levantamientos Distanciométricos, Escala 1: 1.000

2A.308.2.6 (1) Aspectos Generales

Los levantamientos a escala 1:1.000, con curvas de nivel cada 1 m, requieren que los errores

máximos eventuales asociados a los puntos levantados, no superen los 0,5 m, tanto en planimetría como en altimetría.

2A.308.2.6 (2) Tolerancias en la Poligonal.

- a) Los ángulos cenitales entre estaciones de la poligonal deben estar comprendidos entre 75° y 125° .
- b) Las estaciones del circuito de la poligonal deben estar más distantes que 200 metros. Las estaciones adicionales podrán estar al menos a 100 m.
- c) En las estaciones los ángulos horizontales y verticales se leerán en directa y en tránsito y se registrarán, a lo menos, a los 25^{cc} .
- d) Las distancias se medirán con una tolerancia que no exceda de 5 cm.
- e) La poligonal no podrá extenderse por más de 15 lados, antes de cerrarse.
- f) Las estaciones de la poligonal podrán nivelarse geométrica o trigonométricamente, siempre que la discrepancia de cierre no exceda de 20 cm.
- g) La tolerancia en el cierre angular de la poligonal no debe exceder de $50^{\text{cc}}\sqrt{n}$, en que n es el número de estaciones del circuito.
- h) La tolerancia en el cierre lineal de la poligonal no debe exceder de 0,2 m.

2A.308.2.6 (3) Tolerancia en los Puntos de Relleno.

- a) Los ángulos cenitales de los puntos de relleno deben estar comprendidos entre 70° y 130° .
- b) La distancia que se mida tendrá una tolerancia de 10 cm.
- c) Los ángulos verticales y horizontales se registrarán al menos a los 50^{cc} .
- d) Los puntos que definen alineamientos no deben resultar desplazados en más de 0,3 mm, a la escala del plano.
- e) Una cantidad de 50 puntos por hectárea se considerará normal a esta escala. Su aumento o disminución dependerá de las singularidades planimétricas y altimétricas del terreno.

2A.308.2.7 Tolerancias en los Levantamientos Distanciométricos, Escala 1:500.

2A.308.2.7 (1) Aspectos Generales

El levantamiento taquimétrico escala 1:500, con curvas de nivel cada 0,5 m, requiere que los errores máximos eventuales asociados a los puntos levantados no superen los 0,25 m, tanto en planimetría como en altimetría.

2A.308.2.7 (2) Tolerancias en la Poligonal.

- a) Los ángulos cenitales entre estaciones de la poligonal deben estar comprendidos entre 75° y 125° .
- b) Las estaciones del circuito de la poligonal deben estar al menos a 200 metros entre sí. Las estaciones adicionales podrán estar al menos a 100 metros de la estación de ligazón.
- c) En las estaciones los ángulos horizontales y verticales se leerán en directa y en tránsito y se

registrarán, a lo menos, a los 25^{cc}.

- d) Las distancias entre estaciones se medirán con una tolerancia de 3 cm.
- e) La poligonal no podrá extenderse por más de 9 vértice, antes de cerrarse.
- f) Las estaciones de la poligonal deberán nivelarse geométrica o trigonométricamente. La tolerancia en el cierre será de
 - a) 10 cm.
- g) La tolerancia en el cierre angular de la poligonal no debe exceder de 50^{cc} \sqrt{n} , en que n es el número de estaciones.
- h) La tolerancia en el cierre lineal de la poligonal no debe exceder de 0,1 m.

2A.308.2.7 (3) Tolerancia en los Puntos de Relleno.

- a) Los ángulos cenitales de los puntos de relleno deben estar comprendidos entre 75^g y 125^g.
- b) La distancia que se mida tendrá una tolerancia de 10 cm.
- c) Los ángulos verticales y horizontales se registrarán al menos a los 50^{cc}.
- d) Los puntos que definen alineamientos no deben estar desplazados en más de 0,3 mm, a la escala del plano.
- e) Una cantidad de 100 puntos por hectárea se considerará normal a esta escala. Su aumento o disminución dependerá de la cantidad de detalles planimétricos y altimétricos que deban representarse.

2A.308.2.8 Tolerancias en los Levantamientos Distanciométricos, Escala 1:200.

2A.308.2.8 (1) Aspectos Generales

Los levantamientos escalan 1:200, con curvas de nivel cada 0,5 m, requiere que los errores máximos eventuales asociados a los puntos levantados no superen los 0,10 m en planimetría y de 0,25 m en altimetría. Errores mayores en la obtención de los puntos de terreno indicarían que la escala ha sido decidida por razones que no corresponden a la exactitud normalmente asociada a ella. En esos casos el plano se debe encargar a la escala que responda a la exactitud requerida, y ampliarlo por procedimientos más económicos, manteniendo la exactitud dentro de límites controlados.

Los levantamientos escala 1:200 y escala 1:100 son poco frecuentes y habitualmente cubren superficies pequeñas, por lo cual el número de vértices de la poligonal será reducido.

2A.308.2.8 (2) Tolerancias en la Poligonal.

- a) Los ángulos cenitales entre las estaciones deben estar comprendidos entre 80^g y 120^g.
- b) Las estaciones de la poligonal deben estar a lo menos a 200 m entre ellas.
- c) Los ángulos horizontales y verticales se leerán en directa y en tránsito y se registrarán, a lo menos, a los 20^{cc}.
- d) La distancia entre las estaciones de la poligonal se medirá con una tolerancia de 2 cm.
- e) La poligonal no podrá tener más de 4 vértices.
- f) Las estaciones de la poligonal deberán nivelarse geométrica o trigonométricamente. La

tolerancia en el cierre será de 10 cm.

- g) La tolerancia en el cierre angular de la poligonal no debe exceder de $30^{\text{cc}} \sqrt{n}$, en que n es el número de vértices o estaciones.
- h) La tolerancia en el cierre lineal de la poligonal será de 5 cm.

2A.308.2.8 (3) Tolerancia en los Puntos de Relleno.

- a) Los ángulos cenitales de los puntos de relleno deben estar comprendidos entre 80^{g} y 120^{g} .
- b) La distancia que se mida tendrá una tolerancia de 4 cm.
- c) Los puntos que definen alineamientos rectos, no deben estar desplazados en más de 0,3 mm, a la escala del plano.
- d) Una cantidad de 400 puntos por hectárea se considera normal a esta escala, su aumento o disminución dependerá de la cantidad de detalles planimétricos y altimétricos que deban representarse.

2A.308.2.9 Tolerancias en los Levantamientos Distanciométricos, Escala 1:100.

2A.308.2.9 (1) Aspectos Generales

Los levantamientos escala 1:100, con curvas de nivel cada 0,5 m, obliga a obtener los puntos del levantamiento con un error no mayor que 5 cm, en planimetría y de 25 cm, en altimetría.

2A.308.2.9 (2) Tolerancias en la Poligonal.

- a) Los ángulos cenitales entre estaciones deben estar comprendidos entre 80^{g} y 120^{g} .
- b) Las estaciones de la poligonal deben estar a lo menos a 200 m entre ellas.
- c) Los ángulos horizontales y verticales se leerán en directa y tránsito y se registrarán a lo menos, a la décima de minuto centesimal.
- d) Las distancias se medirán con una tolerancia que no excederá de 1,5 cm.
- e) La poligonal no podrá extenderse por más de 3 lados antes de cerrarse.
- f) Las estaciones de la poligonal deberán nivelarse geométrica o trigonométricamente siempre que la discrepancia de cierre no exceda de 10 cm.
- g) La tolerancia en el cierre angular de la poligonal no debe exceder de $30^{\text{cc}} \sqrt{n}$, en que n es el número de estaciones.
- h) La tolerancia en el cierre lineal de la poligonal no debe exceder de 2,5 cm.

2A.308.2.9 (3) Tolerancia en los Puntos de Relleno.

- a) Los ángulos cenitales de los puntos de relleno deben estar comprendidos entre 80^{g} y 120^{g} .
- b) La distancia que se mida tendrá una tolerancia de 2 cm.
- c) Los puntos que definen alineamientos rectos no deben estar desplazados en más de 0,3 mm, a la escala del plano.
- d) Una cantidad de 750 puntos por hectárea se considerará normal a esta escala, su aumento o disminución dependerá de la cantidad de detalles planimétricos y altimétricos que deban representarse.

2A.308.2.10 Registro, Cálculo y Compensación de los Levantamientos Distanciométricos*2A.308.2.10 (1) Registro*

La información de las observaciones efectuadas en terreno para levantamientos taquimétrico distanciométricos se lleva en libretas electrónicas u otros registros automatizados.

Cuando se hace necesario determinar la posición de vértices o estaciones por otros métodos, se usarán registros apropiados para esos métodos.

2A.308.2.10 (2) Cálculos

Las estaciones de una poligonal distanciométrica así como los puntos de relleno se llevarán al plano por sus coordenadas cartesianas, después de efectuarse las compensaciones correspondientes.

2A.308.2.10 (3) Compensación

La poligonal se compensa en forma similar a una poligonal de transporte de coordenadas. Los puntos de relleno se verifican al representarlos planimétrica y altimétricamente, comparándolos con el terreno levantado, de allí la importancia de un buen croquis y la comprobación del plano con los detalles del terreno.

a) Compensación del Error de Cierre en Angulo Horizontal de la Poligonal. La suma de los ángulos interiores de una poligonal cerrada deben cumplir con la relación:

$$\text{Suma de Ángulos Interiores} = (n - 2) 200g,$$

En que n es el número de vértices.

La discrepancia con ese valor constituye el error de cierre angular.

Si está en tolerancia, el error se reparte por partes iguales para cada ángulo de las estaciones de la poligonal.

Si la poligonal se cierra sobre una red de transporte de coordenadas planimétricas, se transporta el azimut hasta el vértice de cierre y se compara con el del lado de amarre; si la discrepancia está en tolerancia, se compensa en partes iguales en cada vértice de la poligonal del levantamiento taquimétrico.

b) Compensación del Error de Cierre Lineal de la Poligonal. Una vez compensados los ángulos horizontales en los vértices de la poligonal se calculan las coordenadas de cada vértice, en forma similar a las poligonales de transporte de coordenadas de primero, segundo y tercer orden.

c) Compensación del Error en Desnivel en las Estaciones de la Poligonal. La marcha de

la nivelación no está obligada a recorrer consecutivamente las estaciones de la poligonal. Los recorridos que resulten se compensan.

d) **Compensación de los Puntos de Relleno.** Los puntos de relleno no se ajustan a un cálculo de compensación. Su inclusión en este Acápite tiene por objeto llamar la atención en cuanto a la importancia de cotejar el resultado con buenos croquis y con el terreno. En todo caso sus coordenadas y cota se calcularán una vez compensada la poligonal angular y planimétricamente.

2A.308.3 LEVANTAMIENTOS FOTOGRAMETRICOS

2A.308.3.1 Aspectos Generales

La fotogrametría es un método de levantamiento que requiere, conjuntamente, del empleo de fotografías que cubren la zona de interés, tomadas con cámaras que cumplen con ciertos requisitos de fabricación, y de la determinación en terreno de las coordenadas de ciertos puntos claramente identificables en las fotos, y ubicados en lugares apropiados, con el fin de ligarlos en coordenadas y cota al sistema único de referencia del estudio.

Deben distinguirse dos grandes ramas de la fotogrametría, según que las fotografías se obtengan con una cámara métrica aerotransportada, Aerofotogrametría, o bien, que las fotografías se tomen con la cámara instalada en tierra, lo que da origen a la Geofotogrametría.

En nuestro medio la aerofotogrametría constituye un procedimiento habitual, en tanto que la geofotogrametría no ha alcanzado el mismo grado de uso, posiblemente por ser más limitado su campo de aplicación.

Los levantamientos fotogramétricos, de uno u otro tipo, consultan las siguientes etapas bien definidas:

- a) **Obtención de las Fotografías.** Las fotografías por utilizar en un levantamiento fotogramétrico deben poseer una escala que, de acuerdo con la capacidad de ampliación del equipo de restitución, permitan alcanzar directamente la escala y equidistancia entre curvas de nivel que se requieren para el plano que se va a ejecutar. La ampliación de escala entre fotografía y plano final debe ser aquella posible de lograr con el equipo de restitución. No puede consultarse un proceso de ampliación pantográfica o fotográfica posterior a la restitución, pues ello implica una pérdida en la exactitud del trabajo de magnitud desconocida. Las fotografías por utilizar pueden corresponder a negativos existentes, o bien ser tomadas específicamente para el trabajo que se está desarrollando. En el caso de negativos existentes, su escala debe ser la adecuada según lo dicho anteriormente, su distancia focal deberá ser compatible con el equipo de restitución que se va a usar y no deben ser demasiado antiguos, para evitar diferencias significativas en los detalles planimétricos y altimétricos del terreno en ellos representados. Cuando se trate de una restitución aerofotogramétrica, cada par de fotografías debe presentar un recubrimiento o superposición del orden de un 60% según el sentido de la línea de vuelo. Para no

encarecer demasiado el proceso estas líneas deben seguir la dirección general del área por restituir.

- b) **Apoyo Terrestre.** Se llama apoyo terrestre al proceso de dar coordenadas planimétricas y altimétricas, en el sistema de referencia que cubre todo el proyecto, a cuatro puntos bien distribuidos en la zona común de dos fotografías consecutivas. Estos puntos deben estar perfectamente definidos en las fotografías y en el terreno. Generalmente, corresponden a detalles naturales y, en algunos casos, a marcas que se han instalado o dibujado en terreno previo a la obtención de las fotografías.

En la confección de planos a escalas adecuadas para el estudio de proyectos de Ingeniería Civil, el apoyo terrestre se desarrolla generalmente mediante topografía clásica, siendo posible, en algunos casos, recurrir a un procedimiento mixto, topografía clásica gabinete, conocido como aerotriangulación, para lo cual es necesario programar el apoyo terrestre de manera tal de dar coordenadas y cota tanto a los puntos que van a soportar el proceso de aerotriangulación como a los puntos de verificación del proceso de aerotriangulación, a todos ellos se les llama punto estereoscópicos. Últimamente se han desarrollado, con buenos resultados, métodos basados en el aprovechamiento de satélites geodésicos, al menos en cartas escala 1:10.000; 1:5.000 y, con ciertas precauciones, escala 1:2.000, por lo que puede esperarse en el futuro su aplicación en la confección de planos a mayor escala, en la medida que se resuelva adecuadamente la transformación de alturas elipsoidales a alturas ortométricas.

- c) **Restitución Fotogramétrica.** Corresponde al proceso de confección en borrador del plano a escala con sus curvas de nivel, (cáneas), utilizando aparatos de restitución en los cuales se colocan dos diapositivas de fotografías métricas que tienen el recubrimiento adecuado. Manipulando convenientemente los diversos desplazamientos y giros que se pueden efectuar con cada uno de los porta diapositivas, se llevan las diapositivas a la misma posición relativa que tuvo la cámara fotogramétrica al momento de tomar las fotos; posteriormente, con ayuda del apoyo terrestre, se lleva el área de terreno común de las dos fotografías a la vertical que le corresponde y se procede a su dimensionamiento a escala, es decir, el dibujo de todos los detalles planimétricos y altimétricos (curvas de nivel),
- d) **Dibujo Cartográfico.** Corresponde a la copia de las cáneas y no presenta diferencias en relación al proceso común utilizado para un levantamiento topográfico.

2A.308.3.2 Levantamientos por Fotogrametría Aérea o Aerofotogramétricos

2A.308.3.2 (1) *Objetivos y Alcances*

La aerofotogrametría constituye un excelente procedimiento para confeccionar planos de levantamiento de grandes extensiones. Las ventajas comparativas frente al levantamiento taquimétrico distanciométrico dicen relación con los menores plazos y costos de ejecución y la mayor cantidad de detalles representados, todo ello dentro de una exactitud compatible con las necesidades del proyecto.

Dependiendo de la escala del plano, las extensiones medianas o pequeñas pierden ventaja desde el punto de vista costo y puede resultar más adecuado el procedimiento taquimétrico distanciométrico. Ciertos tipos de terreno dificultan el empleo de la aerofotogrametría, es el caso de: terrenos desérticos o extremadamente lisos, en los cuales resulta difícil la visión estereoscópica; las zonas de farallones o edificios altos que proyectan sombras sobre la superficie adyacente, dificultando o impidiendo la restitución de dichas áreas; las zonas boscosas con follaje denso que impide ver la superficie del terreno, situación que se agrava en zonas de quebradas con desniveles pronunciados, que resultan difíciles de precisar y pueden inducir a errores importantes en la restitución.

El rango de escalas que se cubre mediante la aerofotogrametría va desde las escalas cartográficas pequeñas hasta el 1: 500, pudiendo llegarse en altimetría a equidistancias de curvas de nivel de 0,5 m y, excepcionalmente, a los 0,25 m. Escalas mayores serán autorizadas expresamente por la Dirección de Vialidad cuando se constate que el Proyectista cuenta con los elementos necesarios.

2A.308.3.2 (2) Instrumental

a) **Fotografías.** El equipo necesario para obtener fotografías aptas para la restitución aerofotogramétrica es de alto costo y requiere de personal especializado. Obviamente deberá disponerse de un avión de características apropiadas, así como de cámaras cuya distancia focal se conozca al centésimo de milímetro, y que posean marcas fiduciales, distorsión controlada, etc. Todo ello hace que la toma de fotografías aéreas sea realizada por instituciones o empresas especializadas, a las cuales se deberá recurrir cuando el material existente no sea apropiado para el trabajo encomendado.

b) **Apoyo Terrestre.** El instrumental necesario para el apoyo terrestre es el mismo que se precisa para efectuar transporte de coordenadas planimétricas y altimétricas, esto es: distanciómetros, niveles, teodolitos, y en la actualidad mediante GPS para escalas intermedias (1:5.000, 1:10.000) pudiendo en algunos casos, con las correcciones altimétricas correspondientes (Modelo EGM-96 u otros) llegar a 1:2.000.

Si se aerotriangula se debe disponer además de mono o estéreo comparador, o bien de un aparato restituidor de primer orden de precisión con inversión de óptica.

c) **Restitución Fotogramétrica.** El instrumental de restitución fotogramétrica debe estar constituido por equipos de primer o segundo orden de precisión. La capacidad de ampliación de escala de fotografía a escala de restitución debe ser, a lo menos, de 5 veces. El aparato de restitución debe estar conectado, mecánica o electrónicamente, a una mesa de dibujo de dimensiones suficientes como para restituir, en una sola posición, toda la zona común entre las dos fotografías del par fotogramétrico, estereomodelo o modelo, sin tener que desplazar la hoja de restitución.

2A.308.3.2 (3) Toma de las Fotografías Aéreas

En primer término deberá planificarse sobre una carta las líneas de vuelo requeridas para cubrir

el área que debe ser fotografiada. En lo posible, éstas constituirán fajas paralelas de eje recto, o bien fajas de eje recto que se corten en zig-zag, según se requiera para cubrir el área de interés.

El eje de la cámara en el momento de tomar cada foto debe ser cercano a la vertical, siendo posible también restituir fotografías con el eje de la cámara oblicuo, pero ello no es habitual.

Las fotografías se deben tomar a intervalos tales, que aseguren un recubrimiento de aproximadamente un 60%, de modo de asegurar que toda el área por restituir vaya apareciendo en forma continua en cada par de fotografías sucesivas. El recubrimiento especificado producirá pequeñas zonas de triple recubrimiento, lo que será útil en la etapa de apoyo terrestre.

Cuando el ancho de la zona por levantar queda cubierto por dos o más fajas de vuelo, éstas deben tener un recubrimiento transversal o lateral de un 15%, con el fin de asegurar que no queden áreas sin cubrir entre ambas líneas de vuelo.

2A.308.3.2 (4) Apoyo Terrestre

Los puntos de apoyo terrestres o puntos estereoscópicos sirven para dimensionar y orientar según su vertical el modelo estereoscópico (área del terreno común al par de fotografías), permitiendo la correcta ejecución de la restitución.

Para orientar el modelo según su vertical se necesitan tres puntos acotados, y para dimensionar su escala se necesitan dos puntos con coordenadas planimétricas. Un modelo estereoscópico tiene una forma aproximadamente rectangular; los tres puntos de cota se deben colocar dando la mayor estabilidad posible, esto es, en las proximidades de tres vértices. Los dos puntos con coordenadas se deben ubicar en las proximidades de dos vértices según una diagonal.

Para comprobar el modelo estereoscópico en cota se necesita un cuarto punto, éste debe estar en las proximidades del cuarto vértice, pero, como es posible usar los mismos puntos con el doble propósito de controlar cota y escala, por lo general bastará con 4 puntos por modelo a los que se les determinarán coordenadas y cota, con lo cual se establece una doble comprobación en planimetría.

El apoyo terrestre contempla las siguientes etapas:

- a) Establecimiento de una red de control planimétrico, en toda la extensión del levantamiento, que posea un orden de control.
- b) Establecimiento de una red de control altimétrico, en toda la extensión del levantamiento, según orden de control especificado.
- c) Establecimiento de cuatro puntos de apoyo terrestre en el primer modelo (puntos estereoscópicos) debidamente individualizados en terreno, en la foto y en un croquis o monografía. A estos puntos se dan coordenadas planimétricas y altimétricas.

Los siguientes modelos de la faja necesitarán, cada uno, dos nuevos puntos estereoscópicos, siempre que se puedan seguir estableciendo en la zona de triple recubrimiento.

- a) Cuando no sea posible ubicar un punto de apoyo terrestre en la zona de triple recubrimiento, habrá que crear un punto adicional en el modelo vecino.
- b) Cuando se complete el apoyo terrestre con puntos aerotriangulados, se dará coordenadas y cota de terreno tanto a los puntos estereoscópicos necesarios para el proceso de aerotriangulación como a los necesarios para la verificación, que serán, a lo menos, uno cada tres modelos para cada una de las dos líneas laterales de aerotriangulación.
- c) Se colocarán los diapositivos de todos los modelos de las fajas en los portaplacas del Aparato aerotriangulador, según el método que se emplee, se leerán los parámetros resultantes.
- d) En general los puntos aerotriangulados siguen líneas rectas paralelas a las líneas de vuelo, una por cada borde o laterales y, según el método, una o dos líneas centrales.

A continuación se desarrollarán los cálculos necesarios y la compensación de los puntos aerotriangulados, terminado lo cual se verificarán las coordenadas y cotas resultantes para los puntos de verificación.

La aerotriangulación será aceptada si en planimetría las coordenadas calculadas para todos los puntos de verificación no difieren más de 1/4 de mm sobre un plano a la escala de restitución y en cota no difieren en más de 1/4 de la equidistancia de las curvas e nivel de la restitución.

De lo anterior se concluye que no es factible apoyar una restitución aerofotogramétrica en escala 1:5.000 ó 1:10.000, a partir de puntos de una carta de menor escala.

- e) Como puntos estereoscópicos se escogen detalles claramente identificables en la foto y en el terreno, que definan bien un punto a la escala de restitución y que permitan al operador del equipo fotogramétrico acotar con seguridad. Cuando el terreno no presente puntos apropiados se pueden marcar señales en él, de dimensiones suficientes para que aparezcan en las fotografías que se tomarán del área. Estos puntos deben ser distribuidos de manera tal, que cualquiera que sea el área que cubra el modelo, siempre haya un punto bien ubicado donde se necesita un estereoscópico.
- f) Cada punto estereoscópico recibirá una designación y se hará una monografía de su entorno destacando su ubicación.

En una de las fotografías se le precisará mediante un círculo dibujado y con una aguja fina se pinchará su detalle exacto.

2A.308.3.2 (5) Restitución

Se colocará correctamente cada modelo y se dimensionará con los puntos estereoscópicos. Tanto en altimetría como en planimetría debe llegarse a estar en tolerancia, si ello no ocurre puede ser por: error en coordenadas de puntos, mala identificación, problemas de rectificación del instrumento o problemas del vuelo fotogramétrico. Un modelo en tolerancia se compensa y se procede a la restitución fotogramétrica de detalles planimétricos, curvas de nivel y puntos acotados. Los detalles planimétricos y las curvas de nivel se restituyen en un trazado continuo,

diferenciándose en esto respecto de la taquimetría, en que sólo se tienen puntos aislados a partir de los cuales, por interpolación, se dibujan los detalles en forma continua. En el caso de levantamientos numéricos también se va recorriendo el terreno y a ciertos intervalos se van colimando los puntos que se registran.

2A.308.3.2 (6) Tolerancias.

1) Etapa de Terreno.

Altimetría.

Durante la planificación del apoyo terrestre mediante puntos estereoscópicos, se deberá considerar que la tolerancia altimétrica máxima asociada a ellas debe ser de un $1/8$ a $1/9$ de la equidistancia entre curvas de nivel. Esta tolerancia incluye los errores en el transporte de la cota en la Red Básica, en la Red Auxiliar y los que se deriven de las operaciones hasta dar cota al punto estereoscópico. En el caso de emplear Instrumental GPS, la cota se da directamente al punto y su precisión depende del tipo de equipo y procedimiento que se esté usando y de las correcciones posibles de hacer para transformar la cota elipsoidal en cota ortométrica.

Planimetría.

Para el levantamiento de estos puntos, deben establecerse circuitos auxiliares ligados al sistema de transporte de coordenadas de la zona, de manera tal, que el cierre de éstos no exceda de un tercio de la tolerancia de la restitución, esto es 0,17 mm, a la escala de la restitución.

2) Etapa de Gabinete

Altimetría.

En la colocación de los modelos, la verificación de los puntos estereoscópicos, durante el proceso de orientación altimétrica absoluta, sobre la base de, al menos, 4 puntos, no se deberán presentar discrepancias entre la cota de terreno y la leída en el aparato de restitución, mayores que un sexto ($1/6$) de la equidistancia entre curvas de nivel.

Planimetría.

Una vez dimensionado absolutamente el modelo, los puntos estereoscópicos llevados al plano de restitución no deben diferir de los observados a través del instrumento de restitución en más de $1/3$ de mm a la escala del plano.

3) Verificación en Terreno

Altimetría.

El 90% de los puntos de la restitución que se comprueben en cota no deben diferir en más de un

50% de la equidistancia de las curvas de nivel.

Planimetría.

Cualquier punto del plano restituído, comparado con su colocación sobre los mismos planos por coordenadas obtenidas en terreno, no debe diferir en más de 0,5 mm medidos sobre el plano.

2A.308.3.3 Levantamientos Fotogramétricos a Escalas Grandes

2A.308.3.3 (1) Aspectos Generales

Llamaremos grandes a las escalas 1:500, 1:1.000 y 1:2.000, que tendrán por objeto facilitar el estudio definitivo del proyecto. Las poligonales, para determinar los puntos de apoyo o estereoscópicos, saldrán y se cerrarán sobre el sistema de transporte de coordenadas. Las cotas de las estaciones de la poligonal de ligazón partirán y se cerrarán sobre el sistema de transporte de cota, Red Básica y Redes Auxiliares.

2A.308.3.3 (2) Escala 1:2.000 con Curvas de Nivel Cada 2 m.

- a) Los levantamientos 1:2.000 deben tener una precisión tal que el 90% de los puntos verificados en terreno, tanto en planimetría como altimetría, no tengan una discrepancia mayor que 1 m respecto del punto obtenido por interpolación desde el plano.
- b) La poligonal auxiliar no se extenderá por más de 15 lados antes de cerrarse.
- c) Las estaciones de la poligonal auxiliar se nivelarán geométrica o trigonométricamente, siempre que el error de cierre no exceda de 11 cm.
- d) Los ángulos cenitales entre estaciones deben estar comprendidos entre 70° y 130° .
- e) El cierre angular de la poligonal no debe exceder de $50'' \sqrt{n}$, en que n es el número de estaciones.

2A.308.3.3 (3) Escala 1:1.000 con Curva de Nivel Cada 1 m.

- a) Los levantamientos 1:1.000 deben tener una precisión tal que el 90% de los puntos verificados en terreno, tanto en planimetría como altimetría, no tengan una discrepancia mayor que 0,5 m respecto del punto obtenido por interpolación desde el plano.
- b) La poligonal auxiliar no se extenderá por más de 15 lados antes de cerrarse.
- c) Las estaciones de la poligonal auxiliar se nivelarán geométrica o trigonométricamente, siempre que el error de cierre no exceda de 5,5 cm.
- d) Los ángulos cenitales entre estaciones deben estar comprendidos entre 70° y 130° .
- e) El cierre angular de la poligonal no debe exceder de $50'' \sqrt{n}$, en que n es el número de estaciones.

2A.308.3.3 (4) Escala 1:500 con Curva de Nivel Cada 0,5 m.

- a) Los levantamientos 1:500 deben tener una precisión tal que el 90% de los puntos verificados en terreno, tanto en planimetría como altimetría, no tengan una discrepancia

mayor que 0,25 m respecto del punto obtenido por interpolación desde el plano.

- b) La poligonal auxiliar no se extenderá por más de 9 lados antes de cerrarse.
- c) Las estaciones de la poligonal auxiliar se nivelarán geoméricamente, (trigonoméricamente) el error de cierre no debe exceder de 3 cm. La determinación trigonométrica debe ser muy refinada para poder cumplir las exigencias.
- d) Los ángulos cenitales entre estaciones deben estar comprendidos entre 70^g y 130^g.
- e) El cierre angular de la poligonal no debe exceder de $50^{\text{cc}} \sqrt{n}$, en que n es el número de estaciones.

2A.308.3.4 Levantamientos Fotogramétricos a Escalas Intermedias.

2A.308.3.4 (1) Aspectos Generales

Llamaremos intermedias a las escalas 1:2.000, 1:5.000 y 1:10.000, que tendrán por objeto facilitar el estudio preliminar y de alternativas del proyecto. Las poligonales, para determinar los puntos de apoyo o estereoscópicos, saldrán y se cerrarán sobre el sistema de transporte de coordenadas y de cota. La escala 1:2.000 se considerará como escala intermedia para el caso de Estudios Preliminares, sólo en casos especiales en que se requiera un estudio avanzado para el análisis de alternativas.

2A.308.3.4 (2) Escala 1:2.000 con Curvas de Nivel Cada 2 m.

- a) Los levantamientos 1:2.000 deben tener una precisión tal que el 90% de los puntos verificados en terreno, tanto en planimetría como altimetría, no tengan una discrepancia mayor que 1 m respecto del punto obtenido por interpolación desde el plano.
- b) La poligonal auxiliar no se extenderá por más de 15 lados antes de cerrarse.
- c) Las estaciones de la poligonal auxiliar se nivelarán geométrica o trigonoméricamente, siempre que el error de cierre no exceda de 15 cm.
- d) Los ángulos cenitales entre estaciones deben estar comprendidos entre 70^g y 130^g.
- e) El cierre angular de la poligonal no debe exceder de $50^{\text{cc}} \sqrt{n}$, en que n es el número de estaciones.
- f) Alternativamente a todo lo anterior, los puntos estereoscópicos requeridos para apoyar la restitución aerofotogramétrica podrán determinarse mediante tecnología GPS de precisión geodésica, siempre que los procedimientos empleados para corregir la determinación altimétrica aseguren un error menor o igual que 0,25 m (Ver Tabla 2A.301-18).

2A.308.3.4 (3) Escala 1:5.000 con Curvas de Nivel Cada 5 m.

La escala 1:5.000 debe considerarse la escala ideal para restituciones aerofotogramétricas que van a servir de base a los Estudios Preliminares. Se ejecutarán restituciones a esta escala toda vez que existan fotos aéreas en escala 1:30.000; 1:20.000 o mayores.

- a) Los levantamientos 1:5.000 deben tener una precisión tal que el 90% de los puntos

- verificados en terreno, tanto en planimetría como altimetría, no tengan una discrepancia mayor que 2,5 m respecto del punto obtenido por interpolación desde el plano.
- b) La poligonal auxiliar no se extenderá por más de 15 lados antes de cerrarse.
 - c) Las estaciones de la poligonal auxiliar se nivelarán geométrica o trigonométricamente, siempre que el error de cierre no exceda de 0,4 m.
 - d) Los ángulos cenitales entre estaciones deben estar comprendidos entre 70° y 130° .
 - e) El cierre angular de la poligonal no debe exceder de $50^{\text{cc}} \sqrt{n}$, en que n es el número de estaciones
 - f) Alternativamente a todo lo anterior los puntos esteroscópicos podrán determinarse mediante tecnología GPS submétrica, siempre que los procedimientos empleados para corregir la determinación altimétrica aseguren un error menor o igual que 0,60 m.

2A.308.3.4 (4) Escala 1:10.000 con Curvas de Nivel Cada 10 m.

Esta escala se empleará para Estudios Preliminares si la escala de la fotografía aérea existente es menor que 1:30.000 pero no menor que 1:70.000.

- a) Los levantamientos 1:10.000 deben tener una precisión tal que el 90% de los puntos verificados en terreno, tanto en planimetría como altimetría, no tengan una discrepancia mayor que 5 m respecto del punto obtenido por interpolación desde el plano.
- b) La poligonal auxiliar no se extenderá por más de 15 lados antes de cerrarse
- c) Las estaciones de la poligonal auxiliar se nivelarán geométrica o trigonométricamente, siempre que el error de cierre no exceda de 0,8 m.
- d) Los ángulos cenitales entre estaciones deben estar comprendidos entre 70° y 130° .
- e) El cierre angular de la poligonal no debe exceder de $50^{\text{cc}} \sqrt{n}$, en que n es el número de estaciones.
- f) Alternativamente a todo lo anterior los puntos esteroscópicos podrán determinarse mediante tecnología GPS submétrica, siempre que los procedimientos empleados para corregir la determinación altimétrica aseguren un error menor o igual que 1,25 m.

2A.308.4 LEVANTAMIENTOS CON GPS

El levantamiento de áreas para desarrollar el estudio de una obra vial está sujeto a diversas tolerancias de precisión, de acuerdo a la etapa de proyecto y/o al elemento considerado (terreno, obra de arte, eje, linderos, construcciones, etc.). Los diferentes métodos usados en este tipo de levantamientos pueden ser clasificados de acuerdo al modo y la precisión esperada.

2A.308.4.1 Precisión

- a) **DGPS.** La precisión de levantamientos DGPS (observación de código C/A), dentro de los requerimientos mínimos de PDOP, depende básicamente de la calidad de los receptores GPS base y móvil; existen en el mercado dos clases de procesadores de código C/A incorporados a los receptores, los con precisión entre 2 y 5 metros llamados “métricos” y los llamados “submétricos” con precisión en torno de 0,5 metros. Conocer la clase de procesador de código C/A es de vital importancia, pues en la combinación de receptores base - móvil, la precisión DGPS estará sujeta a la precisión del receptor menos preciso.

b) **Fase Portadora.** La precisión esperada en el posicionamiento estático con la fase portadora es del orden de 0,5 a 1cm + 1 a 2 ppm (cuando se solucionan las ambigüedades enteras, solución FIX); existen en el mercado programas comerciales en que el procesamiento con la portadora L1 está limitada a la solución FLOAT, llamada usualmente solución “decimétrica”, no alcanzando la precisión permitida de la observable. Estos mismos datos pueden ser procesados, eventualmente, hasta la solución FIX.

En modo cinemático la precisión nominal es de 1 a 5 centímetros, dependiendo principalmente de la estabilidad de la antena en el momento de la toma de datos.

2A.308.4.2 Levantamiento de Detalles

Para levantamientos topográficos o catastro tipo SIG, la automatización del GPS conlleva la determinación de posiciones (coordenadas) de elementos en terreno asociadas a informaciones adicionales. Algunos modelos de receptores GPS permiten asociar, a los elementos levantados, un conjunto de posibles atributos y sus valores. Un ejemplo se ilustra en la Tabla 2A.301-30

Tabla 2A.308-01 Levantamiento de Detalles

Todo elemento puede ser representado gráficamente por un punto, línea o polígono cerrado. Los niveles de informaciones catastrales describen los distintos atributos y valores que un elemento puede poseer, por ejemplo:			
Elemento	Tipo	Atributo	Valores
Poste	Punto	altura	alt < 3 m 3 m < alt < 6 m alt > 6 m
		material	Concreto Madera Metal
Eje vial	Línea	clase	C1 C2 C3
		estado	E1 E2 E3
Cultivo	Polígono	edad	<1 año 1 año < e < 3 años > 3 años
		área	valor calculado

a) **Levantamiento con DGPS.** La operación en DGPS es expedita por no depender de ambigüedades y permite posicionamiento casi instantáneo. El levantamiento en modo estacionario de elementos tipo punto, como placas, obras de arte, etc., normalmente demora segundos y las coordenadas se determinan a partir de la media de todas las posiciones grabadas durante el período estacionario, mientras se introducen las informaciones catastrales al colector de datos.

Elementos tipo línea o polígono, por ejemplo ejes o contornos, se levantan en forma dinámica, con la antena moviéndose sobre el elemento deseado. Los elementos se forman por una sucesión de puntos DGPS pertenecientes a la línea o polígono, ver Figura 1 de la Figura 2A.301-20. Una aplicación de este método es el inventario de la faja de dominio vial.

b) Levantamiento con Fase Portadora. Levantamiento de detalles en modo estático no tiene tanta aplicabilidad práctica, debido a que el tiempo de ocupación es relativamente largo, no así en el modo cinemático, donde el tiempo de ocupación es de algunos segundos. En modo cinemático stop&go, las coordenadas se determinan a partir de 3 a 10 épocas de medición; según el intervalo de grabación, la toma de datos para un punto puede demorar entre 3 y 30 segundos. En el modo cinemático continuo se determinan posiciones, a la razón del intervalo de grabación, pertenecientes a la trayectoria de la antena, ver Figura 2 de la Figura 2A.301-20Es un método que permite alejarse hasta alrededor de 10 km (excepcionalmente hasta 15 km) de la estación base y es útil en el posicionamiento preciso de puntos cercanos entre ellos

y de fácil acceso, por ejemplo, puntos de apoyo a la topografía en obras viales y determinación de ejes en cinemático continuo con operación a bordo del vehículo en movimiento; es de vital importancia que la altura de la antena sea medida con precisión mejor que el centímetro y de ese modo evitar errores sistemáticos en la coordenada vertical.

2.308.4.3 Posicionamiento en Tiempo-Real

Eventualmente también pueden ejecutarse levantamientos usando posicionamiento en tiempo-real, en sus modos RTK y DGPS. Una diferencia significativa entre RTK y DGPS en tiempo-real (DGPS-TR) es que los protocolos de transmisión de datos no son estandarizados para RTK y sí lo son en DGPS, posibilitando en este último modo el uso de estaciones comunes para atender a diversos usuarios, independiente de la marca del receptor GPS. Debido a esta esencial característica, se desarrollaron redes de estaciones de referencia DGPS de generación y transmisión continua, de correcciones DGPS, atendiendo a usuarios hasta el alcance de las señales transmitidas a centenares de kilómetros.

a) Radio-Faros. Un servicio desarrollado por la Marina de Estados Unidos, para fines de apoyo a la navegación, es el de estaciones costeras con transmisión de correcciones vía señal de radio-faros, concepto conocido como LADGPS- DGPS en Área Local (Local Área DGPS), ver Figura 3 de la Figura 2A.308-02.

Radio-faros son, al igual que faros luminosos, referencias de orientación por ondas de radio emitidas según modulación denominada MSK (Minimum Shift Keying). La ventaja y utilidad de esta transmisión, reside en cinco hechos:

1. Faja de frecuencia exclusiva para radio-faros (285 a 315 kHz), por lo tanto sin interferencias de otras transmisiones,
2. Señal de baja frecuencia, o sea, de gran alcance en la propagación,
3. Transmisión omnidireccional, la señal se propaga tanto para mar como para tierra,
4. Señal abierta, puede ser usada por cualquier usuario que posea el demodulador apropiado, y
5. Correcciones en formato de acuerdo al protocolo RTCM-SC104 (ver ítem siguiente).

Algunos fabricantes de receptores GPS crearon modelos que usan, ya incluidos o como radio auxiliar, demoduladores de señales MSK que contengan correcciones DGPS, y así las

correcciones DGPS pueden ser aplicadas en-línea por el receptor GPS móvil. De esa forma el usuario, usando solo un receptor, puede navegar o realizar levantamientos, grabando las posiciones GPS ya corregidas, evitando la ocupación de la estación de referencia y el pos procesamiento diferencial

b) WADGPS. WADGPS (Wide Área DGPS), DGPS en Gran Área, ver Figura 4 de la Figura 2A.308-02, es un concepto de correcciones DGPS-TR, ponderadas de acuerdo a la posición geográfica del usuario, transmitidas vía satélite de comunicaciones. Este servicio existente es privado, por lo tanto, sujeto a pago por uso de la señal. Consiste en una serie de estaciones GPS de referencia, cubriendo una extensión continental, que observan datos GPS y los traspasan hacia una central, esta a su vez los empaqueta y los envía a un satélite de comunicaciones, donde son irradiados sobre una gran área terrestre. El usuario debe poseer un receptor, de señales de un satélite de comunicaciones en particular, que procese los datos y genere una corrección DGPS en formato RTCM; esta corrección se pondera de acuerdo al alejamiento de las estaciones de referencia, con validez para la posición aproximada que se encuentra. Este principio se denomina «estación de referencia virtual». Al menos dos proveedores de este servicio comercial se encuentran disponibles en el mercado internacional, incluso en Chile, con precisión, según los fabricantes, de alrededor de 1 a 5 metros. Es de gran utilidad en regiones aisladas donde puede ser difícil la instalación de una base DGPS-TR.

2A.308.4.4 Relevamiento de Ejes Mediante GPS

En el Estudio Preliminar de algunos proyectos viales se requiere determinar en forma aproximada las características geométricas de la planta y el alzado de caminos existentes.

Deberán tenerse presente las siguientes recomendaciones adicionales.

- Las Estaciones Base deben ser determinadas convenientemente
- En terrenos de topografía difícil o vegetación densa y alta, las determinaciones pueden quedar distorsionadas por efectos de obstrucción e interferencia.
- En trazados sinuosos en planta y/o alzado, los intervalos de grabación de dato y su relación con la velocidad de recorrido deben estudiarse de modo de contar con una densidad de puntos adecuada para definir la geometría del eje.

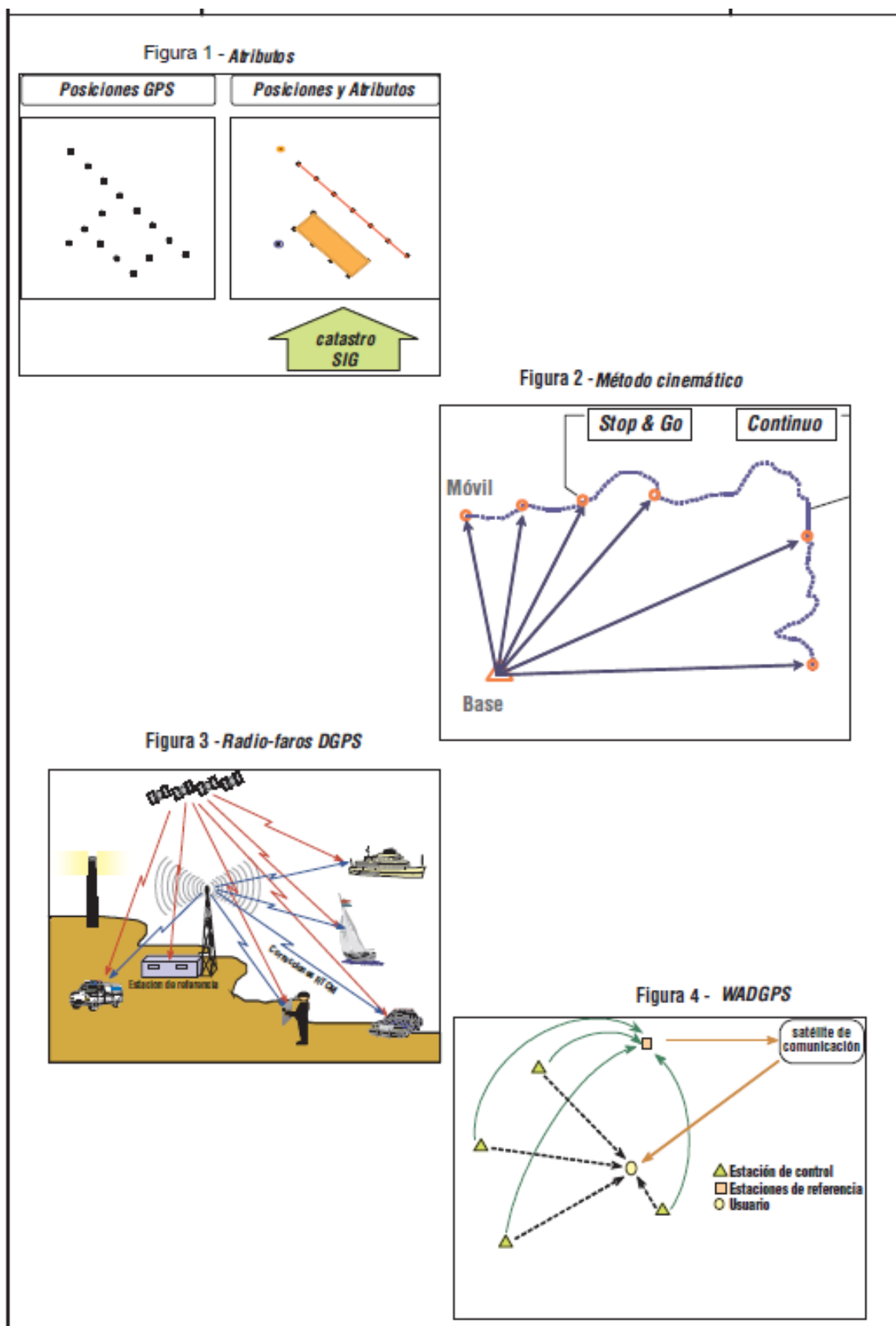


Figura 2A.308-02 Ilustración gráfica de métodos de levantamiento y posicionamiento en tiempo real mediante GPS

2A.308.5 LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS MEDIANTE LASER AEROTRANSPORTADO

2A.308.5.1 Aspectos Generales

A partir de la década de los años 90 se perfeccionaron técnicas de levantamiento topográfico usando sistemas aerotransportados que generan rayos láser, cuyo rebote sobre el terreno permite calcular las coordenadas del punto de incidencia de la señal, al estar el equipo referido a un Sistema GPS.

Normalmente la aeronave es un helicóptero que se desplaza a alrededor de 90 km/h (25 m/seg) y habitualmente a una altura media de 300 a 400 m sobre el nivel del suelo. El equipo de medición está constituido por un generador/ receptor de rayos láser que opera en forma similar a un distanciómetro, el que está sincronizado con un equipo GPS a bordo y 2 equipos GPS en tierra, sobre puntos de coordenadas y cota conocida. Los equipos GPS deben tener una alta capacidad de grabación de datos, es decir un intervalo de grabación del orden de 1/10 de segundo, ya que en la práctica se estará trabajando como un Sistema GPS en Operación Cinemática. Los equipos GPS deben ser del tipo geodésico operando con doble frecuencia (L1 y L2). En teoría basta con un equipo GPS en el helicóptero y uno en tierra, sin embargo por seguridad se deben usar al menos 2 equipos en tierra.

El sistema genera rayos láser que permiten un muestreo mayor a 100.000 pulsos por segundo, los que procesados computacionalmente permiten en definitiva determinar las coordenadas x, y, z con densidades que superan los 4 puntos por m² (40.000 puntos/ha).

El trabajo da como resultado:

- El archivo digital de los puntos con coordenadas x, y, z.
- El plano de planta con curvas de nivel a la equidistancia especificada (0,25, 0,5, 1,0, 2,0 m)
- Una fotografía a color de la faja levantada (Ortofoto) con pixels de 0,15 x 0,15 m.
- Los catálogos de los fabricantes establecen las siguientes precisiones para el método:
- Precisión Absoluta de las Coordenadas x, y, z : 0,10 a 0,15 m.
- Precisión Relativa en Cota z relativo = 0,05 a 0,07 m.
- Los principales atributos que se le asignan al método, dicen relación con Alta precisión
- En zonas boscosas la gran cantidad de puntos muestreados permite que al menos un porcentaje de ellos lleguen hasta el terreno.
- El plano y la fotografía están disponibles en 2 a 6 días según la extensión del trabajo, a contar de la fecha en que se termina el vuelo.
- Las referencias sobre las que se instalarán los GPS terrestres, pueden distar entre 20 y 30 km, sin necesidad de tener que penetrar en las zonas intermedias.
- Las determinaciones no dependen del grado de iluminación de los diversos sectores que se están levantando, pudiendo además determinarse con precisión puntos muy cercanos en planta pero de cotas muy distintas (Farallones en roca, Edificios, etc.)

2A.308.5.2 Aspectos Normativos.

2A.308.5.2 (1) Referenciación Geodésica

Al igual que en todos los demás trabajos topográficos especificados en este Capítulo, los Levantamientos Topográficos Mediante Laser Aerotransportado, deberán cumplir con lo establecido a continuación:

- Referenciación mediante una Figura Base para Obras que requieran un Orden de Control Primario.
- Referenciación mediante Líneas Base para obras que requieran un Orden de Control Secundario, las que podrán estar distanciadas hasta 15 km una de otra, atendiendo a la dificultad para densificar el Sistema de Referencia para el replanteo.

2A.308.5.2 (2) Tolerancias

A pesar que los fabricantes establecen precisiones mejores que las que normalmente se le exigen a los levantamientos distanciométricos y aerofotogramétricos, en tanto no se tenga mayor experiencia en el país, en los trabajos ejecutados mediante este procedimiento serán válidas las siguientes tolerancias, según la escala del plano.

Resumiendo lo anterior en cuanto a los errores planimétricos y altimétricos de una muestra de puntos, sin por ello renunciar a las otras dos exigencias que allí se imponen, se tiene:

Tabla 2A.308-02 Tolerancias

Escala del Plano	Curvas de Nivel cada (m)	Verificación en Terreno-No más del 10% de la muestra presentara un error mayor que:	
		Altimetria (m)	Planimetria (m)
1:250	0,25	0,13	0,13
1:500	0,50	0,25	0,25
1:1.000	1,00	0,50	0,50
1:2.000	2,00	1,00	1,00
1:5.000	5,00	2,50	2,50
1:10.000	10,00	5,00	5,00

2A.308.6 LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS ESPECIALES

2A.308.6.1 Aspectos Generales

Se denominarán métodos especiales de levantamiento topográfico aquéllos que se utilizan ocasionalmente en el estudio de obras de ingeniería vial. Algunos se usarán cuando se requiera una precisión que no se logrará con los métodos más usuales, otros se emplearán cuando se estime que presentan ventajas de rapidez y economía sin resentir la precisión, ventajas que se pierden cuando las condiciones son distintas.

Se incluyen los métodos de Intersección de Visuales, Coordenadas, Radiales, Resección sobre Tres Puntos y Resección Trilaterada Sobre Dos Puntos, que presentan ventajas de precisión cuando se aplican en tierra firme, pudiéndose utilizar también, algunos de ellos, en levantamientos batimétricos, pero a costa de la precisión. La relativa complejidad del cálculo inherente a estos métodos se soluciona en la actualidad por la disponibilidad de calculadoras programables y minicomputadores. Finalmente, se presentarán algunos casos de levantamientos hidrográficos y subterráneos, para los cuales se dan indicaciones generales.

Dada la ocasionalidad de aplicación de estos métodos se hará una exposición sucinta de ellos. La aplicación de algunos quedará reducida a aquellas Empresas Consultoras que hagan la parte topográfica con un importante respaldo de Ingeniería Civil.

2A.308.6.2 Levantamientos por Intersección de Visuales

2A.308.6.2 (1) Objetivos y Alcances

El método de intersección de visuales aplicado a levantamientos da excelentes resultados cuando se le usa correctamente, La magnitud del ángulo de intersección que forman las visuales en el punto que se levanta, la distancia del punto a las estaciones desde las cuales se dirigen las visuales, la precisión del instrumental y la calidad de los operadores, determinan la precisión de los resultados.

Este método puede resultar de gran utilidad en los casos en que el punto que se deba levantar esté en un lugar peligroso o inaccesible, pues se puede hacer llegar hasta allí una señal sobre la cual hacer la puntería, sin necesidad de la permanencia o acceso de un alarife.

2A.308.6.2 (2) Aplicación

Para su aplicación se requieren dos teodolitos. Ya sea que se vaya a operar desde la red de transporte de coordenadas planimétricas o de una red especialmente establecida para el levantamiento, se procederá de la siguiente manera:

- a) Se prepara un programa o plan de levantamiento que tiene por objeto establecer las estaciones del levantamiento (red) y definir las áreas que serán levantadas en detalle desde distintas parejas de estaciones, considerando algunas alternativas en caso de fallar la visibilidad.
- b) Se dan coordenadas planimétricas y altimétricas a todas las estaciones de la red, ligándolas al sistema de transporte existente. Si la exactitud requerida así lo permite, la referencia altimétrica podrá ser dada por métodos trigonométricos.
- c) Se procede a confeccionar una monografía que establezca la secuencia por seguir en el levantamiento, la que servirá de guía de trabajo a los operadores.
- d) Cada operador instala su teodolito en la estación asignada de la red, lo liga en azimut leyendo hacia una o dos direcciones en otros vértices y mide la altura instrumental y las informaciones que registra,
- e) Perfectamente coordinados ambos operadores empiezan el levantamiento de detalles. Apuntan a los mismos puntos que irá destacando un equipo de alarifes y registran las

medidas necesarias observadas. Los puntos peligrosos o inaccesibles serán señalados o distinguidos por una marca especial que se haga llegar, o por algún detalle observable previamente convenido. Es conveniente el uso de equipo de comunicaciones entre los integrantes de las brigadas.

- f) Las medidas que deben efectuar y registrar ambos operadores son las siguientes: ángulo horizontal, ángulo vertical, altura de jalón o mira a la cual se observó el ángulo vertical (Proyección del hilo medio sobre el jalón). En caso de observación de una señal existente, la altura de ella debe ser apreciada lo más exactamente posible.

2A.308.6.2 (3) *Cálculo de los Registros*

La red de transporte que se haya establecido se calcula y compensa de acuerdo con lo expuesto para los distintos métodos de transporte de coordenadas.

Los puntos de relleno pueden tener dos tratamientos, según se usen directamente en la confección de un plano o previamente se proceda a la obtención numérica de sus coordenadas.

- a) Si los puntos levantados tienen por objeto la confección directa de un plano, se empezará por colocar en él las estaciones de la red del levantamiento por sus coordenadas y, desde esas estaciones, se colocarán los puntos con ayuda del transportador, haciendo que se corten las direcciones obtenidas desde cada par de estaciones.

Este procedimiento es similar al de la taquimetría, con la diferencia que una dirección no se corta a una distancia dada, sino con otra dirección. Con la distancia resultante entre estación y punto, medida sobre el plano, se calcula la diferencia de nivel. Se calcula la cota a partir de cada estación y si la discrepancia está dentro de tolerancia, se asigna al punto la cota media.

Hay casos en que las direcciones que se van a cortar forman entre sí un ángulo muy agudo, tornando indecisa la determinación del punto de intersección en el dibujo. En estos casos el punto se determinará procediendo como se indica en la letra siguiente.

- b) Si los puntos levantados deben presentarse numéricamente, se empezará por resolver el triángulo formado por las dos estaciones y el punto. Para ello se conocen: un lado, la distancia entre estaciones y los dos ángulos adyacentes a él. (Ver fig. Figura 2A.308-03).

De la resolución del triángulo se obtienen las longitudes de los otros dos lados, distancias al punto desde ambas estaciones. Con esas longitudes, que son horizontales, y los datos de ángulo vertical, altura instrumental y de jalón, se obtendrá la diferencia de altura para el punto. Se calcula la cota según lo expuesto al final de a).

Con el azimut y la distancia al punto se pueden calcular las coordenadas desde cualquiera de los vértices y así verificar el resultado.

2A.308.6.2 (4) *Tolerancias*

En la aplicación de este método, las tolerancias para el resultado se fijan, ya sea por la escala del plano o por el uso que se desea dar al valor determinado.

El Proyectista tendrá que estudiar la propagación del error y, conforme al instrumental en uso y la

capacidad de su personal, fijar los límites en distancia y ángulo de intersección.

Si se analiza el triángulo de cálculo de cada punto y se llama: “d” a la distancia entre las estaciones, “ α_1 ” al ángulo medido en la estación A ; “ α_2 ” al ángulo medido en la estación B, “a” a la distancia desde la estación A al punto P, “b” a la distancia desde la estación B al punto P, y se supone que el punto P resulta del cálculo del lado “a”, el indicador de precisión σ_a queda dado por:

$$\sigma_a = a [(\sigma_d/d)^2 + (\cot(\alpha_1 + \alpha_2) \sigma_{\alpha_1})^2 + ((\cot\alpha_2 - \cot(\alpha_1 + \alpha_2))\sigma_{\alpha_2})^2]^{1/2}$$

(Ec.2A.308-01)

Dónde:

$\sigma_d, \sigma_{\alpha_1}$ y σ_{α_2} son los indicadores de precisión con que se han determinado la distancia entre las estaciones y los ángulos en las estaciones.

2A.308.6.3 Levantamientos por Coordenadas

2A.308.6.3 (1) *Objetivos y Alcances*

El método de levantamiento por coordenadas resulta aplicable cuando se debe hacer el levantamiento de una faja muy angosta, como es el caso de estudios de calles o caminos existentes.

Para obtener buenos resultados se debe proceder de manera cuidadosa y ordenada en todo el proceso de levantamiento. Hay operaciones que quedan sometidas a apreciaciones personales, como es el caso de la proyección ortogonal del punto que se levanta sobre el alineamiento principal, en que el grado de perfección va a depender del buen criterio y habilidad de los integrantes de la brigada, además del uso de escuadras de reflexión y del equipo adecuado para operar por el método por coordenadas.

2A.308.6.3 (2) *Aplicación*

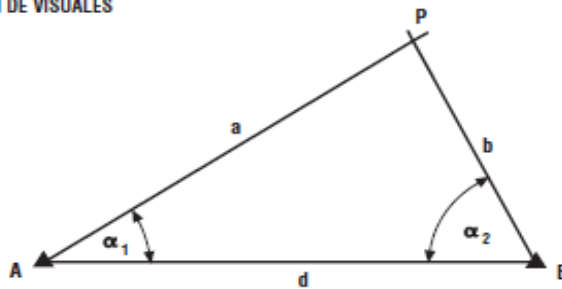
Para emplear este método se debe establecer una alineación básica, eje de las «X» y, con la metodología apropiada, obtener la proyección ortogonal de cada detalle sobre esa alineación, Se puede proceder de la siguiente manera:

- a) Se confecciona un croquis del terreno por levantar y se planifica el levantamiento.
- b) Se establece una poligonal ligada al sistema de referencia que una todos los vértices que se suceden consecutivamente, formando el alineamiento básico (eje de las X).
- c) Se establecen puntos de kilometraje cada 10 ó 20 metros sobre el alineamiento básico; se numeran adecuadamente o se les distingue de otra forma que sea clara y práctica.
- d) Sobre el alineamiento básico se proyectan ortogonalmente todos los puntos del terreno que se desee levantar, estimándoles con ayuda del triángulo rectángulo o con una escuadra de reflexión.
- e) Se registra el kilometraje de la proyección de cada punto sobre el alineamiento (valor de

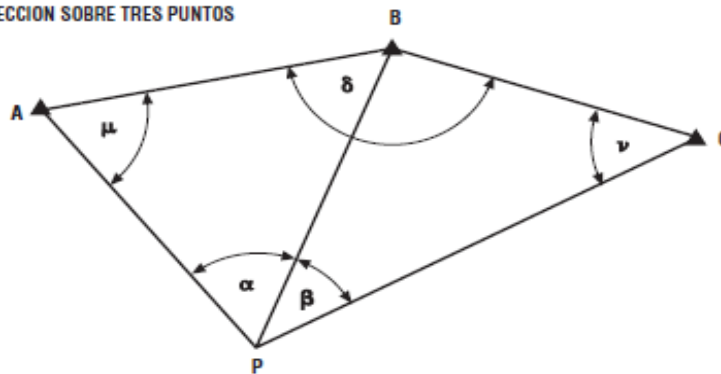
x) y la distancia de cada uno de ellos al alineamiento base (valor de y). Si el punto queda a la derecha del alineamiento base al mirar en el sentido creciente del kilometraje, los valores de “y” se registran como positivos, y como negativos cuando los puntos quedan a la izquierda.

- f) El registro debe contener: designación del punto, valor de x, valor de y con su signo, croquis y observaciones. Si se necesita la altimetría, ésta debe efectuarse por métodos compatibles con la exactitud requerida.

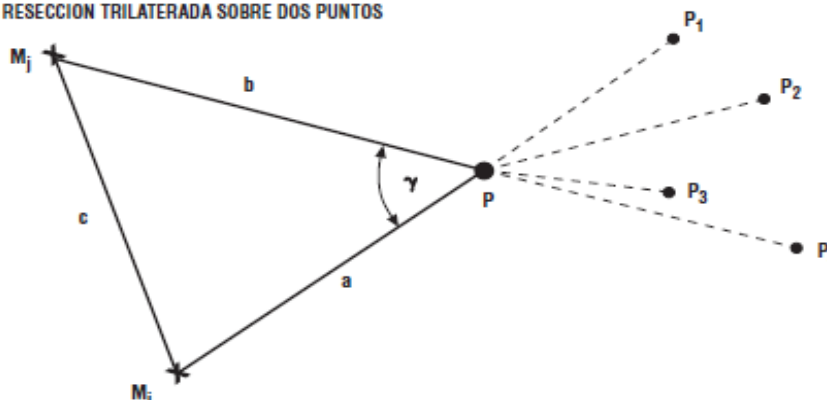
a) POR INTERSECCION DE VISUALES



b) POR RESECCION SOBRE TRES PUNTOS



c) POR RESECCION TRILATERADA SOBRE DOS PUNTOS



M_1 y M_2	-	Vértices con coordenadas conocidas pertenecientes al STC del estudio o derivadas y cerradas contra él.
P	-	Punto Estación al que se le deben determinar sus coordenadas.
$P_1...P_4$	-	Puntos que se desea replantear o levantar, visibles desde P pero no desde M_1 o M_2 .

Figura 2A.308-03 Métodos especiales de levantamiento

2A.308.6.3 (3) *Cálculo de los Registros*

El método de transporte de coordenadas que se haya utilizado para ligar los vértices del alineamiento básico se procesa y compensa de acuerdo a lo establecido en la sección respectiva (Poligonales Distanciométricas, etc.).

La información registrada propia del método del levantamiento no necesitará cálculo adicional, sino solamente revisión para evitar faltas. El único cálculo que podría haber sería el de unas cuantas sumas, si el kilometraje de cada punto se ha registrado como distancia parcial a una referencia de kilometraje.

2A.308.6.3 (4) *Tolerancias*

Mientras más favorables son las condiciones en que se efectúa el levantamiento, mayor es la precisión que se logra. Terrenos planos, despejados y faja angosta, serían las condiciones ideales para alcanzar una buena precisión.

Cuando el terreno es inclinado y con obstáculos se deberá cuidar la horizontalidad de las medidas. Cuando los puntos se alejan del eje debe replantearse un ángulo recto con elementos auxiliares.

En definitiva, el grado de refinamiento dependerá de la escala del plano y de las características del terreno.

2A.308.6.4 Levantamientos Radiales

2A.308.6.4 (1) *Objetivos y Alcances*

Los métodos de levantamiento por radiación resultan apropiados cuando, en torno de una estación, es necesario y posible tomar un gran número de puntos de detalle del terreno. Se determinará la distancia a que cada punto se encuentra de la estación, el azimut y el ángulo vertical bajo el cual se visa a una cierta altura de jalón o mira. Es deseable que esta altura coincida con la altura instrumental.

Para las medidas angulares del levantamiento sirve cualquier teodolito.

Para las medidas de distancia se puede emplear alguno de los métodos directos o indirectos. Lo más corriente es medirlas con cinta métrica o distanciómetro.

2A.308.6.4 (2) *Aplicación*

Para aplicar este método se procede en forma similar a un levantamiento taquimétrico distanciométrico.

Se establecerá una poligonal para densificar las estaciones en la zona del levantamiento y desde cada estación se levantará un sector tomando los puntos de detalle necesarios.

2A.308.6.4 (3) *Cálculo de Registros*

La poligonal que se haya establecido deberá cerrarse, y se calcula y compensa como cualquiera otra poligonal.

Los puntos de detalle se calculan determinando su dirección, su distancia horizontal a la estación, su desnivel respecto de la estación y, finalmente, su cota.

La colocación de los puntos de detalle en el plano será similar a la empleada en taquimetría.

2A.308.6.5 Levantamiento por Resección sobre tres Puntos

2A.308.6.5 (1) *Objetivos y Alcances*

Para su empleo se necesita tener visibilidad a un mínimo de tres vértices con coordenadas conocidas, y un teodolito que se instala en el punto que se desea levantar, y desde el cual se medirán las direcciones angulares (horizontales) a los tres puntos. La instalación se puede aprovechar para la determinación de otros puntos de interés por el método de radiación, o bien para replantear puntos de interés.

La exactitud con que se llega a conocer la posición del punto, es función de la precisión con que fueron determinadas las coordenadas de los vértices a que se visa, de su distribución, del instrumental que se utiliza y de la calidad de la brigada topográfica; se mejora la precisión si se visa a más puntos conocidos, ya que se puede verificar y compensar los resultados obtenidos.

El problema consiste en resolver un cuadrilátero del cual se conocen, por sus coordenadas, los lados AB y BC y el ángulo comprendido δ . Los ángulos α y β se miden con el teodolito instalado en P. (Ver figura b) de la Figura 2A.308-03.

2A.308.6.5 (2) *Aplicación*

Para aplicar este método se puede proceder de la siguiente manera:

- a) Se señalizan los vértices A, B, C, etc., mediante jalones.
- b) El teodolito se instala correctamente sobre el punto de interés. Se leen las direcciones o ángulos horizontales a los vértices; conforme a las necesidades de precisión puede ser por reiteración o repetición. Si se requiere determinar diferencia de alturas se registran: altura instrumental, altura de jalón o prisma y ángulo vertical.
- c) El registro que se usa corresponde a la metodología por seguir en la lectura de ángulos, generalmente por reiteración.

2A.308.6.5 (3) Cálculo

Los registros de la medida de ángulos se calculan y compensan

El cuadrilátero se resuelve aplicando las siguientes relaciones:

$$\cot\mu = \cot(400 - (\alpha + \beta + \delta)) + (a \operatorname{sen}\beta) / (b \operatorname{sen}\alpha \operatorname{sen}(400 - (\alpha + \beta + \delta)))$$

(Ec.2A.308-02)

Conocido el ángulo μ se calcula el ángulo ν

$$\nu = 400 - (\alpha + \beta + \delta + \mu)$$

(Ec.2A.308-03)

Conocidos estos ángulos existen varias alternativas para calcular la distancia al punto P desde cualquier vértice, siendo la más obvia la distancia BP, resolviendo el triángulo ABP o bien BCP.

Si se necesita dar coordenadas, éstas se calculan desde uno de los vértices con la distancia calculada al punto P y el azimut que se puede determinar con los ángulos medidos.

Cuando se necesita conocer gráficamente la ubicación del punto sobre una carta o plano, se dibujan los ángulos α y β en un papel transparente, uno adyacente al otro con vértice común. El papel transparente se coloca sobre el plano con el vértice hacia el lado en que debe estar el punto P de acuerdo con el terreno. Cuando las tres visuales pasan por los respectivos puntos A, B y C, se pincha sobre el plano el vértice donde está el punto P.

2A.308.6.5 (4) Tolerancias

Corresponderá al Consultor hacer un estudio de tolerancias de acuerdo al uso que se vaya a dar a los puntos determinados por este método.

Si la resección se efectúa sobre 4 puntos se pueden formar cuatro cuadriláteros, tomando cada vez tres puntos distintos más el punto P. Resolviendo al menos tres de estos cuadriláteros se determinarán tres ubicaciones cercanas, aun cuando diferentes, para P. El triángulo formado por P1, P2 y P3 se denomina triángulo de error. Una buena determinación de P corresponderá, en este caso, al centro de la circunferencia inscrita o el centro de gravedad del triángulo de error.

2A.308.6.6 Levantamiento Por Método De Resección Trilaterada Sobre Dos Puntos**2A.308.6.6 (1) Objetivos y Alcances**

Para su aplicación se necesita tener visibilidad a un mínimo de dos puntos o vértices con coordenadas conocidas, y un distanciómetro que se instala en el punto que se desea levantar, y desde el cual se miden las distancias a los vértices. Mejor aún es emplear una estación total, pues a la medición de las distancias se agrega, como verificación, el ángulo comprendido.

La determinación de la posición del punto de instalación se puede aprovechar ya sea para levantar o replantear otros puntos de interés.

La exactitud con que se llega a conocer la posición del punto, es función de la precisión con que fueron determinadas las coordenadas de los vértices a que se visa y se mide, la precisión del instrumental que se utiliza, la calidad de la brigada topográfica. Se mejora la precisión si se mide a más vértices conocidos, pues además de verificar se pueden compensar los resultados obtenidos.

El problema consiste en resolver un triángulo, del cual se conoce la distancia entre los vértices a que se visa y los otros dos lados que se han medido distanciométricamente, adicionalmente se puede haber medido el ángulo comprendido, el cual sirve para verificar el ángulo que resulta por cálculo. (Ver figura c, Figura 2A.308-03).

2A.308.6.6 (2) Aplicación

Para aplicar este método se puede proceder de la siguiente manera:

- a) Se señalizan los vértices que pueden utilizarse ventajosamente para asegurar una buena visibilidad y una mejor distribución desde el punto de interés por levantar.
- b) El distanciómetro o la estación total se instala correctamente sobre el punto de interés. Se determinan las distancias y el ángulo comprendido. Si se requiere determinar diferencias de altura trigonométricamente se registran también: altura instrumental, altura de jalón o prisma y ángulo vertical al menos en directa y tránsito.
- c) Si se requiere levantar otros puntos o se necesita replantear otros, se continúa de inmediato.

2A.308.6.6 (3) Cálculos

En el triángulo que se forma sólo se necesita calcular sus ángulos a partir de los tres lados de los cuales se conoce su longitud, para ello se aplica el conocido teorema del coseno:

$$\gamma = \arccos \left(\frac{a^2 + b^2 - c^2}{2ab} \right).$$

(Ec.2A.308-04)

2A.308.6.6 (4) Tolerancias

Corresponderá al consultor hacer un estudio de tolerancias de acuerdo al uso que se vaya a dar a los puntos estación determinados por este método.

En el caso de usar más vértices se podrá hacer un ajuste, o al menos escoger los más apropiados. Vértices cercanos al punto estación darán una mala definición del ángulo γ y, por lo tanto, una mala referencia para medida de ángulos. Puntos estación en que las visuales sean aproximadamente ortogonales dan una buena definición del ángulo γ . Lo contrario ocurre cuando están en línea, en tal caso conviene plantear el análisis calculando con los valores medidos el lado c y compararlo con su longitud.

2A.308.7GPS Aplicado A Hidrografía

Los levantamientos batimétricos pueden ser posicionados por DGPS en tiempo-real (TR). Las profundidades medidas por la ecosonda son correlacionadas a la posición dada por el posicionador DGPS de acuerdo al instante correspondiente al contacto con el lecho que se está levantando. Dependiendo del tipo de la ecosonda y del equipo GPS la correlación entre tope y posición puede ser de varias formas:

- Ecosonda analógico. No hay posibilidad de integración física entre el posicionador DGPS y la ecosonda, en este caso los “disparos” deben ser marcados manualmente, por el instante de registro dada por el instrumento GPS, de A tal manera que posteriormente se permita la correlación entre profundidad y posición DGPS, correspondiente a un mismo instante.
- Ecosonda digital y DGPS con colector de datos (de la misma clase usada para levantamientos terrestres). En caso de ecosonda digital, que permite la conexión por cable serial al equipo DGPS se puede usar el colector de datos acoplado al equipamiento DGPS conectado a un sensor externo (en este caso ecosonda), grabando las posiciones DGPS y las profundidades en un mismo archivo dentro del colector.
- Ecosonda digital con DGPS integrado a un programa hidrográfico. Este es el caso de automatización más completo. Existen en el mercado programas de adquisición específicos para hidrografía que funcionan a bordo durante la medición y requieren equipamiento DGPS, estos incluyen la preparación del sondeo, navegación automática, adquisición y tratamiento de datos.

2A.308.7.1 Bases DGPS

En cualquiera de los casos las correcciones en tiempo-real (correcciones RTCM) son generadas y transmitidas por bases terrestres de referencia. Existen al menos tres opciones de estaciones de referencia:

- Base propia. El propio usuario instala su base DGPS terrestre con transmisión de correcciones RTCM, normalmente en las bandas de radio UHF y VHF, con alcance máximo hasta alrededor de 40 km, en visada libre de obstáculos.
- Correcciones MSK. El usuario debe estar en las proximidades (hasta centenas de kilómetros) de una estación de referencia MSK y poseer un radio receptor de correcciones RTCM específico conectado a un receptor GPS en tiempo-real, o un receptor DGPS con radio MSK incorporado. Las correcciones MSK son transmitidas en señal abierta, sin costo.
- Correcciones WADGPS. Este sistema es privado y sujeto a pago de suscripción por uso de la señal. Se debe disponer de un receptor específico de datos satelitales para generación de correcciones RTCM. En la práctica no hay restricción en cuanto al alejamiento máximo de las estaciones de referencia.

2A.308.7.2 Navegación

La navegación durante la adquisición guiada por GPS tiene como objetivo navegar sobre líneas de sondeo proyectadas y debe ser de forma diferencial en tiempo-real. La navegación autónoma para este fin no se permite por los errores inherentes a este tipo de posicionamiento. En modo DGPS-TR, usualmente la posición de la antena GPS a bordo y la posición del «transductor» no coinciden (figura 1) y se deben introducir valores de corrección, el off-set entre ellos. La presencia de corrientes laterales o vientos durante la colecta de datos, provoca un desvío entre la dirección de navegación y la dirección de la proa, dependiendo de la magnitud el desvío puede introducir discrepancias significativas entre la posición aparente y real del transductor (figura 2), para compensar este efecto se puede utilizar un sensor de orientación (brújula digital o aguja giroscópica) conectado al sistema de navegación, de esta manera se reduce la posición DGPS a la posición del sondeo. Este error puede ser importante en embarcaciones grandes si la antena y el sensor están distantes uno del otro, según el eje de la embarcación. El error puede minimizarse aproximando antena GPS y sensor.

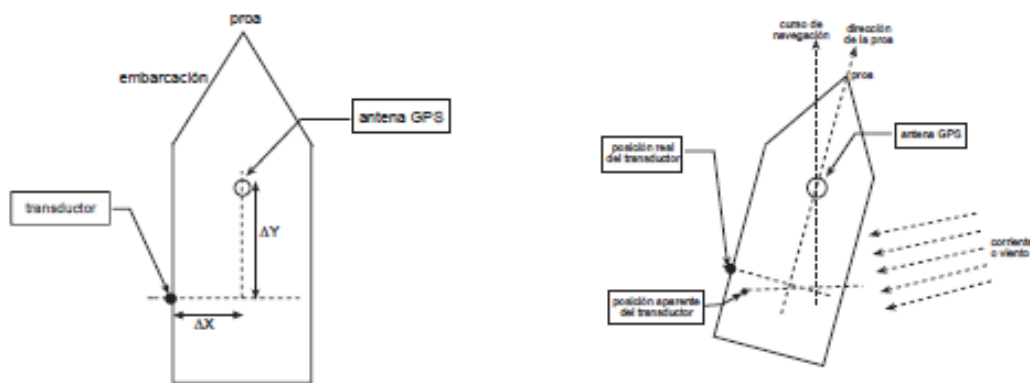


Figura 2A.308-04 Offset entre antena GPS y sensor – Corrección de Dirección

Protocolo RTCM. Las correcciones DGPS transmitidas por las estaciones de referencia obedecen normas RTCM SC-104. Dentro del patrón binario RTCM, las palabras o tipos de uso en DGPS son los números 1, 2, 3 y 16, de la siguiente Tabla:

Tabla 2A.308-03 Palabras RTCM SC-104

Tipo #	Nombre	Característica
1	Correcciones Diferenciales	Final
2	Delta Correcciones Diferenciales	Final
3	Parámetros Estación de referencia	Final
4	Levantamientos	Tentativa
5	Salud constelación	Tentativa
6	Cuadro nulo	Final
7	Almanaque radio faro	Tentativa
8	Almanaque pseudolite	Tentativa

9	Correcciones Diferenciales en alta razón	Final
10	Correcciones Diferenciales con código P	Reservado
11	Código C/A-L1, L2 Delta Correcciones	Reservado
12	Parámetros Estación Pseudolite	Reservado
13	Parámetros Transmisor Terrestre	Tentativa
14	Mensaje Auxiliar a Levantamientos	Nuevo, Reservado
15	Mensaje Ionosfera (Troposfera)	Nuevo, Reservado
16	Mensaje Especial ASCII	Final
17	Almanaque Efemérides	Nuevo, Reservado
18-59	No Definido	
60-63	Mensaje Diferencial Loran-C	Nuevo, Reservado

Protocolo NMEA. La transmisión de datos vía centre periféricos, sea: GPS, ecosonda, giroscopio, brújula, piloto automático, etc. Se realiza según normas de la Asociación Nacional de Estados Unidos de Electrónica Marina – NMEA (National Marine Electronics Association), esta norma, conocida como NMEA-0183, define señales, protocolos de transmisión, tiempo y formato (ASCII) de la sentencia para comunicación entre instrumentos de navegación. Entre los mensajes del patros NMEA, se encuentran las siguientes:

Tabla 2A.308-04 Mensajes NMEA

Mensaje	Elementos Transmitidos
GGA	Tiempo, Posición, calidad GPS, Satélites, HDOP, ID estación referencia
VTG	Track Made Good (TMG), Speed Over Ground (SOG)
ALM	Semana GPS, Salud SV's, almanaque completo para cada satellite
GLL	Posición, tiempo, estado
GSA	Modo operación receptor, stelites usados, DOP.
GSV	Satélites visibles, PRN's, elevacion, azimuth, SNR.
ZDA	UTC, fecha, offset local

SECCIÓN 2A.309 LEVANTAMIENTO DE PERFILES

2A.309.1 ASPECTOS GENERALES

Una vez definido el trazado en planta de una obra vial, es necesario conocer la conformación del terreno circundante para definir la posición final de la rasante y las características de las secciones transversales que resultarán al imponer la plataforma de proyecto.

Los diversos tipos de perfiles que se levantan tienen por objeto representar con fidelidad la forma y las dimensiones que el terreno presenta, según los planos principales que definen tridimensionalmente la obra. Sobre esos perfiles se colocará posteriormente la obra en proyecto, a una escala que permita ubicar sus diversos componentes.

Según la etapa y tipo de estudio, los perfiles de terreno pueden obtenerse de un plano de levantamiento o directamente del terreno. En esta Sección se especifican los procedimientos para su obtención en terreno.

2A.309.2 PERFIL LONGITUDINAL DEL TERRENO

2A.309.2.1 Objetivos y Alcances

Se llama perfil longitudinal del terreno a la intersección de éste con una superficie de generatrices verticales que contiene el eje del proyecto.

Los puntos del terreno por levantar quedan definidos durante el estacado del eje del proyecto, por lo cual, la distancia horizontal acumulada desde el origen de kilometraje es un dato conocido, que está señalizado en terreno próximo a cada estaca.

La determinación de las cotas del estacado se hace mediante una nivelación geométrica, ligada a y cerrada contra el sistema altimétrico de transporte de cota.

2A.309.2.2 Revisión y Complementación del Estacado

La etapa de levantamiento del perfil longitudinal es tan próxima a su replanteo que sólo en rara ocasión será necesario reemplazar estacas que hayan sido retiradas o destruidas. Más frecuente será el caso en que haya que intercalar estacas para una mejor representación del terreno.

Las estacas del eje deben estar hincadas hasta quedar a ras del suelo y, a su lado, deben tener una estaca auxiliar (balizas) con la identificación del punto (su distancia acumulada). Las estacas que se repongan y las que se intercalen cumplirán también con las características recién enumeradas, lo cual implica la determinación de su distancia acumulada desde el origen.

2A.309.2.3 Nivelación del Perfil Longitudinal

El levantamiento del perfil longitudinal en terreno corresponde a una nivelación geométrica de

todas las estacas que lo conforman, llevando a un registro las lecturas que se observen conjuntamente con la distancia acumulada a cada punto. El registro que conviene emplear es del tipo “Por Cota Instrumental”.

Antes de iniciar la nivelación geométrica del perfil longitudinal se deben establecer, a lo largo del estacado y a una distancia conveniente, de él, puntos de referencia de cota (PR). Estos puntos de referencia se ubicarán, ni tan distantes del eje del trazado como para que las medidas importen trabajo excesivo, ni tan cercanos como para que se vean comprometidos por el movimiento de tierras o labores auxiliares de la construcción de la obra. En todo caso su ubicación debe efectuarse sobre terreno estable y serán debidamente monumentados,

La distancia entre PR no debe superar los 500 m, y se intercalarán PR auxiliares en las proximidades de las obras especiales. Los PR estarán ligados a la red de Puntos de Referencia Principales (PRP), utilizada en la etapa de levantamiento. Toda vez que sea posible la red de PR que se lleva junto al trazado se cerrará contra algún PRP. La tolerancia en el cierre será de $0,01\sqrt{k}$ (m), en que k es la distancia del circuito en kilómetros.

La nivelación entre dos PR se efectuará leyendo al milímetro sobre las estacas asociadas a los puntos de cambio y a los cinco milímetros en el resto de las estacas, tanto en el recorrido de ida como en el de regreso, El cierre entre PR consecutivos debe cumplir con la expresión $0,01\sqrt{k}$ (m). Una vez compensado el error de cierre a lo largo de los puntos de cambio, se calcula la cota de cada estaca promediando las dos determinaciones, siempre que éstas no difieran en más de 10 mm, adoptando el valor medio aproximado al centímetro. En el caso que se esté nivelando sobre un pavimento u obra civil las lecturas serán al milímetro aproximando el resultado a los 5 mm.

2A.309.3 PERFILES TRANSVERSALES DE TERRENO

2A.309.3.1 Objetivos y Alcances

Se define como perfil transversal de un camino o carretera a la intersección del terreno con un plano vertical que es normal, en el punto de interés, a la superficie vertical que contiene al eje del proyecto, El perfil transversal tiene por objeto presentar, en un corte por un plano transversal, la posición que tendrá la obra proyectada respecto del terreno y, a partir de esta información, determinar las distintas cantidades de obra, ya sea en forma gráfica o analítica.

2A.309.3.2 Procedimiento del Levantamiento

Para efectuar el levantamiento de perfiles transversales se procederá de la siguiente manera:

- a) Definición del Perfil Transversal. En cada estaca del polígono longitudinal, al momento de levantar un perfil transversal, se debe definir sus coordenadas y cotas geométricas y luego de plantar la estación total en ese punto, visar a un punto comprobado y girar 90 grados u otro ángulo que permita que ese perfil sea normal al polígono, un eje transversal en la forma más perfecta posible.

Sobre el eje transversal así definido se levanta el perfil tomando los puntos más representativos del terreno, cuyas coordenadas y cotas se archivan en el colector del instrumento, para luego procesarlas y generar un ambiente tridimensional sobre el que se diseñan las vías y permiten la obtención de cantidades de obra.

2A.309.3.3 Tolerancias en la Determinación de Perfiles Transversales

Las tolerancias en cota y distancia dependerán del tipo de instrumento que se esté utilizando, pero variaran en cm.

2A.309.4 PERFILES ESPECIALES

2A.309.4 1 Objetivos y Alcances

Para resolver algunos aspectos de un estudio de caminos, obras de arte por ejemplo, puede ser necesario tomar perfiles especiales. Los más corrientes son según ejes que corten el eje longitudinal bajo un cierto ángulo, en otros casos pueden ser perfiles de estudios especiales o complementarios en lugares que se ven comprometidos por la obra.

Los perfiles especiales que corten al eje longitudinal se pueden definir por la distancia acumulada de la intersección más el ángulo del corte, a otros se les definirá por números o letras y se les ubicará en la planta. En obras de arte el ángulo de esviaje se anotará como aquél que se mediría mirando hacia atrás según el avance del kilometraje y girando según los punteros del reloj hasta alcanzar la dirección que define el sentido del escurrimiento de las aguas. Luego ángulos menores que 200g implican escurrimientos de derecha a izquierda y mayores que 200^g, lo contrario.

2A.309.5 DIBUJO DE PERFILES

Los perfiles longitudinal y transversales se dibujarán a escalas concordantes con el nivel del proyecto que se esté desarrollando y deberán contener la información gráfica y numérica

SECCIÓN 2A.310 CUBICACIONES

2A.310.1 DETERMINACION DE SUPERFICIES

2A.310.1.1 Determinación de Superficies de Contorno Poligonal.

2A.310.1.1 (1) Aspectos Generales

A pesar de existir métodos informáticos que calculan con mucha precisión cualquier volumen de cualquier segmento de una carretera en trabajos de diseño o de construcción, es necesario demostrar a los entes de control estatal tales cantidades de obra, para lo cual habrá que seguir utilizando los métodos antiguos, cuyos resultados serán cotejados con los obtenidos en los métodos digitales.

Las superficies limitadas por un contorno poligonal podrán determinarse mediante los siguientes métodos: descomposición en superficies parciales (triángulos, trapecios), cálculo a partir de las coordenadas de los vértices, utilización del Planímetro y método gráfico de las medianas.

2A.310.1.1 (2) Método de las Superficies Parciales

La superficie por medir se descompone en áreas básicas simples de calcular, tales como triángulos y trapecios. El valor total del área que se busca será la suma de las superficies calculadas. En la fig. a) de la Figura 2A.310-01 se señalan diversas fórmulas para calcular áreas de las figuras básicas.

2A.310.1.1 (3) Método de las Coordenadas de los Vértices

Si se conocen las coordenadas de los vértices de un polígono cerrado, su superficie se puede

Calcular a partir de la fórmula siguiente:

$$S = 1/2[(X_2 - X_1)(Y_2 + Y_1) \dots + (X_3 - X_2)(Y_3 + Y_2) \dots + (X_{i+1} - X_i)(Y_{i+1} + Y_i) + (X_1 - X_n)(Y_1 + Y_n)]$$

(Ec.2A.310-01)

n = Número de vértices

X_i = Coordenada X del vértice i

Y_i = Coordenada Y del vértice i

Para aplicar la fórmula anterior los vértices se deberán numerar consecutivamente, tal como se señala en la fig, b) de la Figura 2A.310-01. El resultado obtenido para la superficie presentará signo positivo o negativo dependiendo del sentido de recorrido con que se enumeran los vértices.

2A.310.1.1 (4) Software

Se dibujan las secciones transversales del proyecto utilizando cualquier software existente en el mercado y se obtienen las áreas de las figuras con mucha precisión, El promedio de la sumatoria de dos áreas consecutivas multiplicado por la distancia entre ellas, será el volumen de cada sector. La sumatoria de los volúmenes parciales de cada sector será el volumen total requerido.

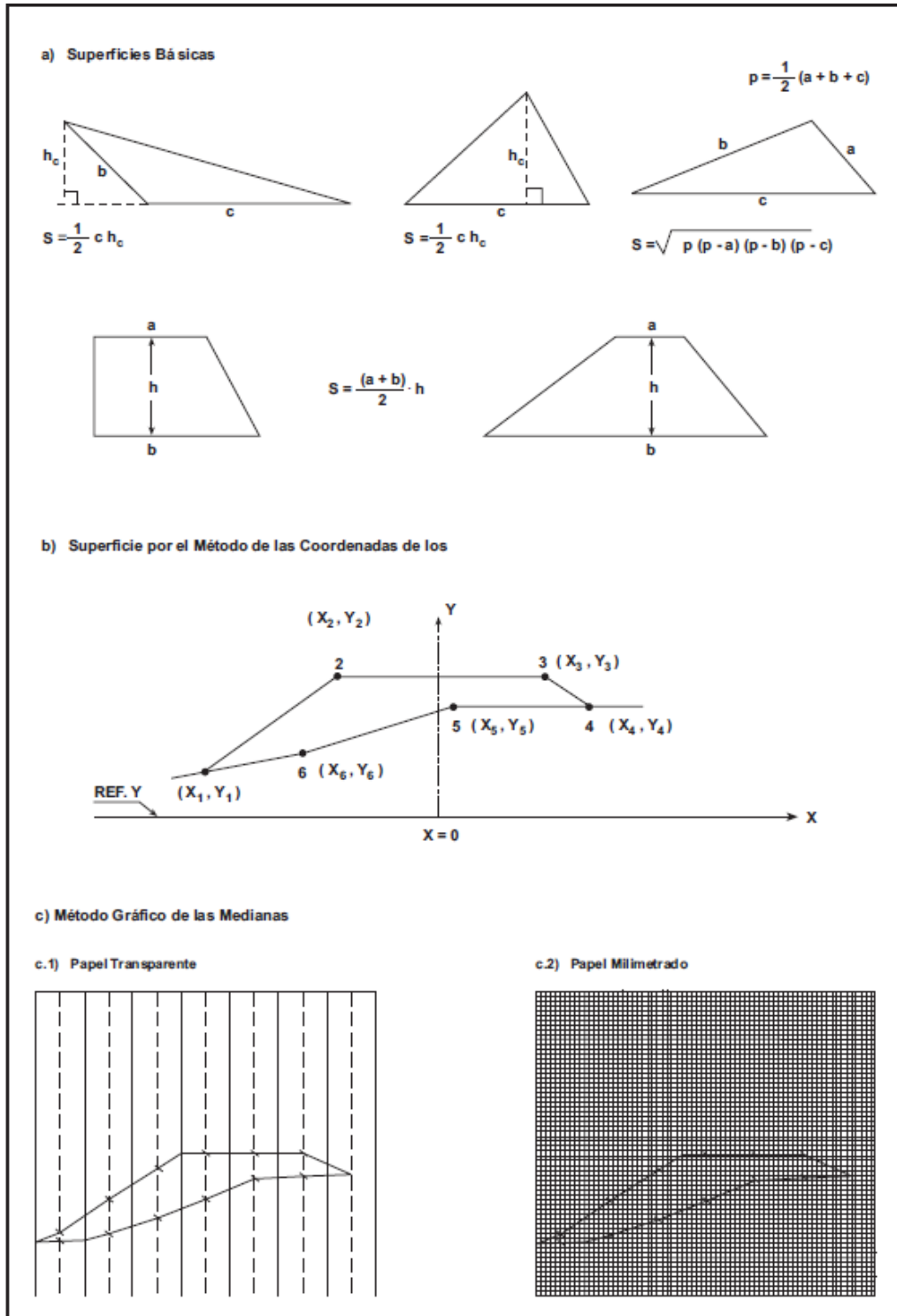


Figura 2A.310-01 Determinación de superficies de contorno poligonal

2A.310.1.2 Determinación de Superficies de Contorno Curvo.

2A.310.1.2 (1) Aspectos Generales

Este caso no es de frecuente ocurrencia en el cálculo de volúmenes de tierra para estudios de caminos. Se presenta cuando es necesario medir superficies directamente sobre el plano de planta, o en situaciones muy excepcionales en que los perfiles transversales han sido obtenidos en

forma continua. A continuación se describen brevemente los métodos que pueden utilizarse para medir este tipo de figuras.

2A.310.1.2 (2) *Asimilación a un Contorno Poligonal*

En este caso el contorno curvo se asimila a una línea quebrada que va uniendo puntos del contorno de la figura a distancias horizontales idénticas (Ver fig. a) de la Figura 2A.310-02.

La superficie total es:

$$S = d (1/2 Z_1 + Z_2 + Z_3 + Z_4 \dots Z_{n-1} + 1/2 Z_n) \quad (\text{Ec.2A.310-01})$$

2A.310.1.2 (3) *Asimilación a un Contorno Parabólico*

Se divide la superficie de contorno curvilíneo en un número par de fajas paralelas, para lo cual se requiere un número impar de ordenadas que se disponen igualmente distanciadas en horizontal. Aplicando la regla de Simpson se obtiene para la superficie total:

$$S = 1/3 d (Z_1 + 4Z_2 + 2Z_3 + 4Z_4 + 2Z_5 + \dots + 2Z_{2n-1} + 4Z_{2n} + Z_{2n+1}) \quad (\text{Ec.2A.310-02})$$

2A.310.1.2 (4) *Uso del Planímetro*

Este método da suficiente precisión y es de aplicación usual en la medición de superficies de contorno curvo.

2A.310.1.2 (5) *Métodos Mixtos*

Cuando las superficies de contorno curvilíneo son extensas, es aconsejable dividir las inscribiéndoles o circunscribiéndoles figuras de contorno poligonal. De esta manera se calcula la superficie de figuras sencillas y el contorno curvo queda reducido a fajas de pequeño ancho, a las que se puede aplicar cualquiera de los métodos antes descritos (Ver fig. c) Figura 2A.310-02.

2A.310.1.3 **Tolerancias y Cifras Significativas**

2A.310.1.3 (1) *Tolerancias*

En aquellos casos en que la medición de superficies se revise mediante muestreo, se exigirá que al menos un 90% de las áreas comprobadas no discrepen en más de un 5% respecto de la superficie real, determinada analíticamente, (método de las coordenadas de los vértices), o mediante otro método con el que se haya verificado el resultado.

2A.310.1.3 (2) Cifras Significativas

Las superficies medidas se expresarán en metros cuadrados, con un decimal.

2A.310.2 DETERMINACION DE VOLUMENES

2A.310.2.1 Aspectos Generales

La determinación del volumen de tierras comprendido entre dos perfiles transversales consecutivos, normales al eje de una carretera, debe abordarse considerando las superficies de corte y/o terraplén que dichas secciones presentan y la distancia entre ellas.

Todos los métodos de cubicación suponen que el terreno mantiene su configuración entre las secciones extremas consideradas, o que las variaciones que presenta son moderadas y se producen de manera uniforme, de allí que, en general, las secciones no deben distar más de 20 m. Por el contrario, si el terreno presenta singularidades resulta indispensable tomar perfiles intermedios, que permitan enfrentar secciones en que la hipótesis de variación moderada se cumpla. Sin embargo, no es lícito intercalar secciones aisladas a menor distancia; si se estima que un tramo requiere ser analizado con mayor precisión, todo el tramo se cubicará con dicha distancia reducida.

Se denominarán secciones «homogéneas» aquéllas que presentan sólo corte o sólo terraplén y secciones «mixtas» aquéllas que presentan corte y terraplén.

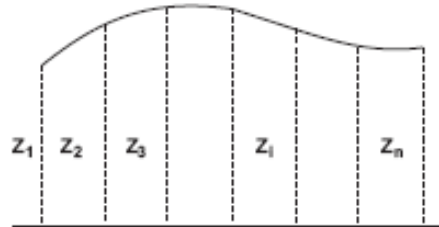
Si se enfrentan secciones homogéneas del mismo tipo, corte-corte o terraplén-terraplén, la expresión de cálculo tradicional está dada por:

$$V = \frac{S_1 + S_2}{2} \cdot d$$

(Ec.2A.310-03)

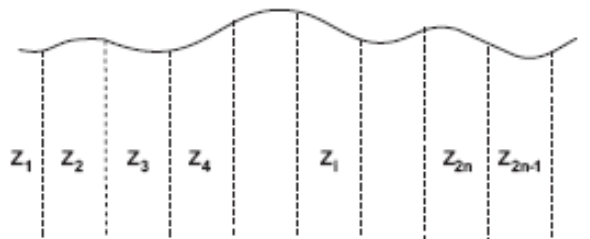
Siendo S_1 y S_2 las superficies comprendidas entre la línea de terreno y la línea de proyecto para cada sección y “d” la distancia entre las secciones consideradas.

a) Asimilación a un Contorno Poligonal



$$S = d \left(\frac{1}{2} z_1 + z_2 + z_3 + z_4 + \dots + z_{n-1} + \frac{1}{2} z_n \right)$$

b) Asimilación a un Contorno Parabólico



$$S = \frac{1}{3} d (z_1 + 4z_2 + 2z_3 + 4z_4 + 2z_5 + \dots + 2z_{2n-1} + 4z_{2n} + z_{2n-1})$$

c) Determinación de Superficies por Métodos Mixtos

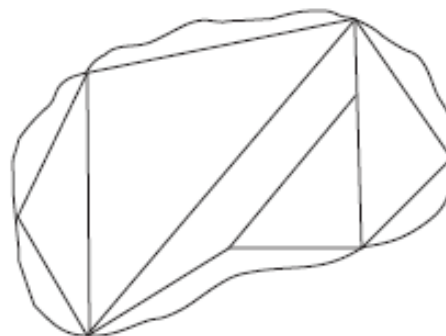


Figura 2A.310-02 Determinación de superficie de contorno curvo

Esta fórmula simple corresponde a una aproximación de la expresión de cálculo del volumen del cuerpo denominado Prismatoide (Ver figura a) de la Figura 2A.301-25), cuyo volumen queda dado por:

$$V = \frac{1}{6}d(S_1 + S_2 + 4sm)$$

(Ec.2A.310-04)

En que S1, S2 y d corresponden respectivamente a las superficies y distancia antes definidas, y Sm corresponde a la superficie de la sección equidistante de S1 y S2.

La expresión aproximada, $V = (S1 + S2) d/2$, proviene de aceptar que $Sm = (S1 + S2)/2$, situación que constituye un caso particular, ya que para secciones S1 y S2 de diferente base y altura, tal como se ilustra en la figura a) de la Figura 2A.310-03, las dimensiones lineales de Sm equivalen a la semisuma de los elementos lineales que presentan las superficies extremas. Lo anterior significa que entre una y otra sección la superficie varía según una función cuadrática y no según una función lineal, tal como se ilustra en la figura b) de la Figura 2A.310-03. En dicha figura, la curva que une S1 con S2 representa la función cuadrática o variación real de la superficie entre las dos secciones extremas, en tanto que la línea punteada representa el caso aproximado en que se acepta que la variación de la superficie responde a una función lineal.

La línea curva coincide con la recta sólo si:

$$S1 = S2$$

(Ec.2A.310-05)

o bien:

$$S1 \neq S2 \text{ con } h_1 \neq h_2 \text{ y } b_1 = b_2$$

En el caso de carreteras la primera situación se da cuando las secciones extremas son idénticas en forma y dimensiones. El segundo caso no puede darse ya que, si la inclinación de los taludes es constante, al ser $h_1 \neq h_2$, b_1 tiene que ser distinto de b_2 .

En la práctica esto significa que la fórmula aproximada que acepta la variación lineal de la superficie entre secciones extremas, siempre estima volúmenes con un error por exceso, ya que $(S1+S2)/2$ es mayor que Sm real, salvo en el caso particular en que S1 y S2 son iguales en forma y dimensiones.

No obstante lo anterior, si la relación S1/S2 se mantiene dentro de ciertos órdenes, el error que se comete es moderado y comparable con otros errores que se cometen al determinar la superficie de las secciones extremas, o al considerar la forma real del terreno entre secciones extremas.

Cuando se enfrentan secciones homogéneas del mismo tipo, se aceptará cubicar utilizando la fórmula aproximada:

$$V = \frac{d(S_1 + S_2)}{2}$$

(Ec.2A.310-06)

Si:

$$0,33 \leq \frac{S_1}{S_2} \leq 3$$

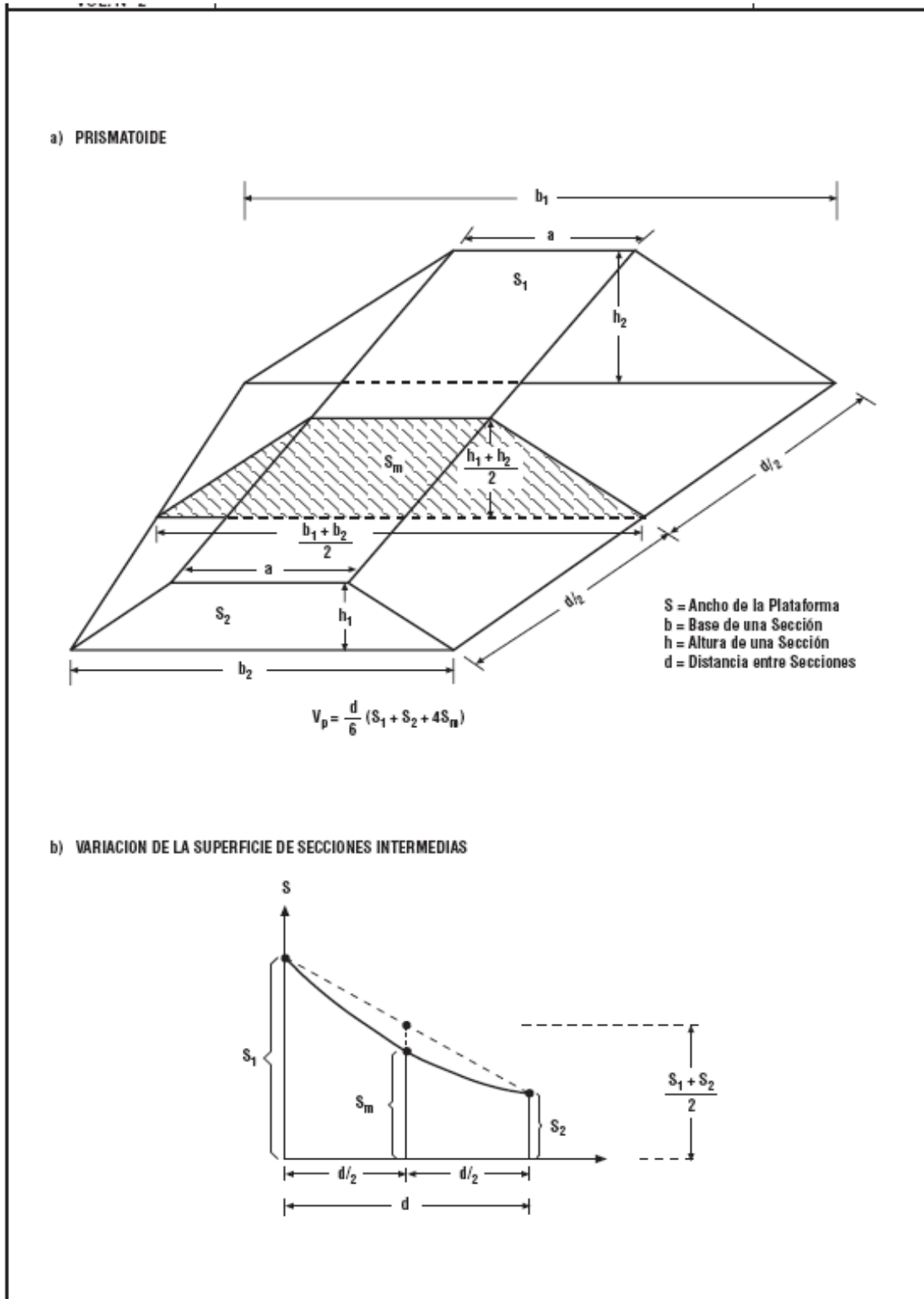
En los límites extremos del rango señalado el error cometido, calculado teóricamente, fluctúa entre +2% y +5% dependiendo de la relación b_1/b_2 . A medida que la relación S_1/S_2 tiende a 1, el error disminuye rápidamente.

Para valores de S_1/S_2 que queden fuera del rango especificado, se debería ubicar con la fórmula exacta del Prismaoide, pero dado que la superficie de S_m no se conoce y su cálculo resulta engorroso en los casos reales, se procederá a aplicar la fórmula del Tronco de Pirámide, cuya expresión es algo más compleja que la fórmula aproximada de la semisuma, pero cuyos resultados son satisfactorios.

$$V_{tp} = \frac{d}{3} (S_1 + S_2 + \sqrt{S_1 S_2})$$

(Ec.2A.310-07)

Esta fórmula tiende a evaluar la cubicación por defecto pero su error es muy moderado, generalmente menor que un 2%. Si una de las superficies es cero y todas las aristas del cuerpo se juntan en un punto, el tronco se transforma en una pirámide, cuyo volumen está dado por: $V = 1/3 d \cdot S$ y el resultado es exacto. Si $S_1 = S_2$, el Tronco de Pirámide también da un resultado exacto y la fórmula se transforma en $V = S \cdot d$. El único caso en que no se debe usar esta expresión corresponde a la situación en que una de las superficies extremas es nula y las aristas no concurren a un punto, sino que a una línea (caso de una línea de paso cuando se enfrentan superficies homogéneas de diferente tipo). En este caso el error que se cometería es del orden de un 30 a 35%.



b) VARIACION DE LA SUPERFICIE DE SECCIONES INTERMEDIAS

Figura 2A.310-03 Características del prismatoide

2A.310.2.2 Cubicación de Casos Particulares

Mediante ejemplos de casos particulares que cubren prácticamente toda la gama de situaciones posibles, se ilustrarán los métodos que deben utilizarse al cubicar manualmente. La cubicación por computación puede adoptar otros procedimientos.

La Figura 2A.310-04, ilustra en la figura a) el caso en que se enfrentan secciones homogéneas del mismo tipo, que corresponde a la situación más corriente, dicha situación fue utilizada para analizar el rango de validez de la fórmula simplificada.

La figura b) muestra el caso de secciones mixtas en que el punto de corte entre el terreno y la plataforma se enfrenta. Se calculará por separado el volumen de corte y el de terraplén empleando las fórmulas para secciones homogéneas

La Figura 2A.310-05, analiza en la figura a) el caso de secciones mixtas en que el punto de corte, entre el terreno y la plataforma, está desplazado en una sección respecto de la otra.

Tradicionalmente este caso se resolvía trazando planos verticales paralelos al eje por cada punto de intersección de la plataforma con el terreno, generando así dos volúmenes extremos con secciones del mismo tipo y un volumen central con secciones de distinto tipo, cuya cubicación requiere el cálculo de la línea de paso.

El método propuesto utiliza la expresión del Tronco de Pirámide lo que permite enfrentar directamente las secciones de un mismo tipo. Nótese que la línea de punto y raya trazada en el dibujo corresponde a la línea de paso real entre corte y terraplén para el volumen en su conjunto. Mediante este método se deben medir menos subsuperficies, se evita el cálculo de la línea de paso y se ejecutan menos cálculos.

La figura b) de la Figura 2A.310-05, ilustra el caso en que se enfrenta una sección homogénea con una sección mixta. El método tradicional pasa un plano vertical paralelo al eje por el punto de intersección del terreno con la plataforma y genera un volumen en que se enfrentan secciones de distinto tipo, luego requiere cálculo de línea de paso, y un volumen en que se enfrentan secciones del mismo tipo para las que debería verificarse la relación $S1/S2$. El método propuesto enfrenta directamente las secciones del mismo tipo mediante la fórmula del Tronco de Pirámide y calcula la sección, de distinto tipo, como una pirámide cuya cúspide se ubica sobre la línea de paso general del volumen (línea de punto y raya). La distancia, d_c en la figura, desde la sección en corte al punto de paso (cúspide de la pirámide), se determina en función de las alturas de corte y terraplén que se dan en el extremo de la plataforma, tal como se indica en la Figura 2A.310-05

En los dos casos analizados el procedimiento propuesto es más exacto que el procedimiento tradicional y el cálculo requiere menos operaciones.

La Figura 2A.310-06, analiza en la figura a) el caso del enfrentamiento de secciones homogéneas de distinto tipo. El procedimiento tradicional consiste en calcular la línea de paso entre ambas secciones en función de las respectivas superficies, y calcular el volumen de corte y terraplén

contra una superficie nula en la zona de la línea de paso.

Este procedimiento incorpora errores importantes, ya que no se considera que los volúmenes asociados a la zona de los taludes son en realidad pirámides y no cuñas. El error global en la cubicación puede superar con facilidad el 15% por exceso.

El método propuesto también considera calcular la línea de paso, pero separa la superficie central de las superficies correspondientes a las zonas de taludes y calcula el volumen de éstas como pirámides, con lo cual corrige el principal error asociado a la situación bajo análisis.

La figura b) de la Figura 2A.310-06 considera un caso poco frecuente, en que la plataforma corta el terreno natural en más de un punto. Esta situación debe abordarse trazando planos paralelos al eje por todos los puntos de intersección que se producen entre los respectivos perfiles de terreno y proyecto. Eventualmente, resulta necesario trazar planos por los bordes de la plataforma, cuando en la zona de taludes se enfrentan secciones de distinto tipo.

Entre planos paralelos se cumple que las bases de las secciones enfrentadas son iguales y, para cualquiera relación de S1/S2, es lícito utilizar la expresión de la semisuma de las superficies enfrentadas si éstas son del mismo tipo, o bien, emplear el método de la línea de paso en función de las áreas si las secciones son de distinto tipo. En la zona de taludes se aceptará el método de la semisuma independientemente de la relación S1/S2 si las secciones son del mismo tipo, ya que el volumen comprometido es sólo un porcentaje del volumen total; si las secciones son de diferente tipo, se determinará el punto de paso en función de las alturas medidas en el extremo de la plataforma, para calcular los volúmenes de corte y terraplén considerando las pirámides que allí se forman.

2A.310.2.3 Cubicación de Sectores en Curva

Cuando el eje presenta una curva de radio menor de 100 m, y se deben enfrentar secciones mixtas de grandes dimensiones, la distancia entre secciones correspondientes al lado exterior de la curva es mayor que la distancia medida por el eje, lo contrario sucede para la sección ubicada al interior de la curva. Como los volúmenes por cubicar que presenta la sección mixta son de diferente tipo, hacia el exterior y el interior de la curva, no existirá compensación. En estos casos, para evitar errores de consideración, puede resultar necesario determinar la distancia media real existente entre los centros de gravedad de las secciones de un mismo tipo.

Sea:

e = La excentricidad que presenta el centro de gravedad del volumen considerado respecto del eje del trazado.

C_e = El coeficiente para corregir la distancia real entre secciones de un mismo tipo.

$$C_e = \frac{R \pm e}{R}$$

(Ec.2A.310-08)

En que:

R = Radio de la curva.

e = Positivo si corresponde al lado exterior de la curva, negativo en caso contrario.

En consecuencia, la distancia entre perfiles corregidos por excentricidad queda dada por:

$$de = d \cdot C_e$$

(Ec.2A.310-09)

Si bien lo anterior es efectivo para una curva en particular, en los trazados sinuosos el sentido de las curvas se va alternando, con lo cual se tendrá una compensación para el volumen total cubicado.

2A.310.2.4 Cubicación Mediante Computación

Si se aprovecha la rapidez del cálculo computacional corresponde proceder según el método de los planos paralelos al eje, trazando planos por todos los puntos de quiebre que presentan tanto el perfil de terreno como el perfil de proyecto, y por los puntos de intersección entre perfil de proyecto y terreno. El método requiere el desarrollo de rutinas especiales, pero asegura que todas las secciones enfrentadas entre planos paralelos tienen una misma base y, por lo tanto, es lícito aplicar la expresión de la semisuma cuando se enfrentan secciones del mismo tipo, o determinando línea de paso en función de las áreas extremas cuando se enfrentan secciones de distinto tipo. En la zona de taludes, cuando se enfrentan secciones de diferente tipo, debe determinarse el punto de paso que corresponde a la cúspide de las respectivas pirámides, el que se calcula en función de las alturas que presenten las secciones en el borde de la plataforma.

Si las secciones enfrentadas son del mismo tipo y el punto de corte del perfil de proyecto con el terreno está desplazado en una sección respecto de la otra, desde la sección exterior se generará una pirámide cuya cúspide se sitúa en el punto de intersección del perfil de proyecto con el terreno de la sección opuesta, es decir, la altura de esta pirámide es igual a la distancia entre perfiles.

Este proceso de subsectorización del volumen por cubicar da resultados suficientemente exactos y permite abordar todo tipo de casos particulares, tales como el ilustrado en la figura b) de la Figura 2A.310-06. En dicho ejemplo el método computacional, de acuerdo con lo descrito precedentemente, traza planos adicionales a los que allí se indican. Por ejemplo el Volumen 1 se calcularía trazando un plano por la intersección del terreno con el perfil de proyecto en la Sección S1 y otro por el borde de las plataformas de S1 y S2, esto permite calcular como pirámide el volumen exterior de la Sección S2₁, lo que corrige la aproximación aceptada en el ejemplo que se analiza cuando la relación S1/S2 supera los órdenes especificados. Adicionalmente el método computacional trazaría planos paralelos por los puntos de quiebre del terreno que se observan en el Volumen 3. Ello no mejora el resultado que se obtiene prescindiendo de los planos, sin embargo, responde a la rutina de cálculo establecida que permite abordar cualquier tipo de situaciones a costa de ejecutar, en algunos casos, operaciones supernumerarias.

2A.310.2.5 Cifras Significativas

Cuando se cubica entre superficies homogéneas el volumen se aproxima al metro cúbico (Volumen(es) Parcial(es) entre dos secciones).

Cuando la cubicación entre dos perfiles resulta de sumar volúmenes provenientes de subsecciones, éstos se calcularán a la décima de metro cúbico, la suma de estos volúmenes se aproximará al metro cúbico, constituyendo los volúmenes parciales entre dos secciones.

Obviamente los volúmenes acumulados quedarán expresados en metros cúbicos.

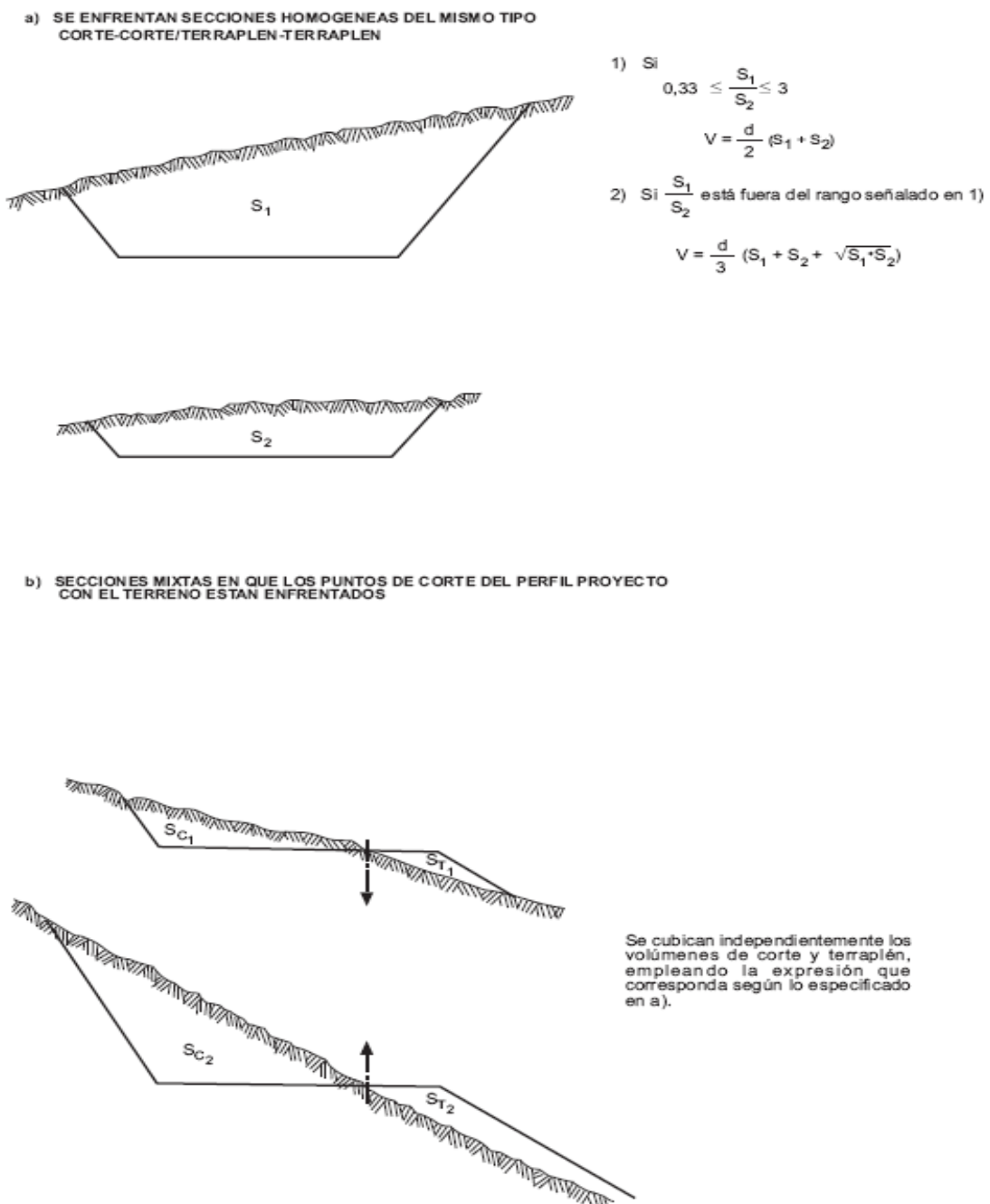
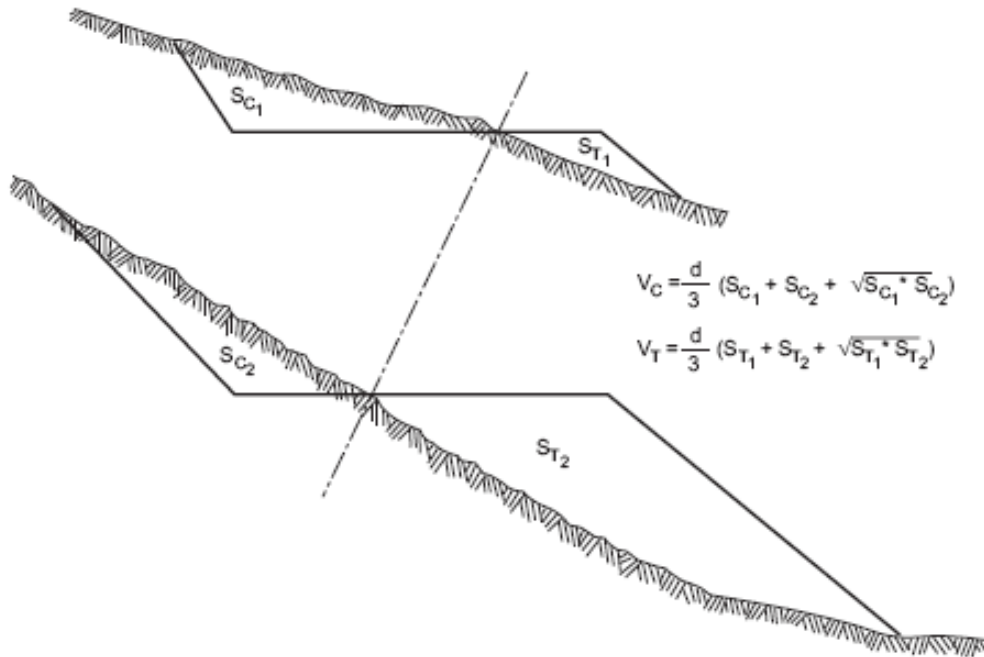


Figura 2A.310-04 Cubicación de volúmenes - ilustración de casos particulares

a) SECCIONES MIXTAS EN QUE LOS PUNTOS DE CORTE DEL PERFIL DE PROYECTO CON EL TERRENO ESTAN DESPLAZADOS



b) SECCIONES HOMOGENEAS ENFRENTADAS A SECCIONES MIXTAS

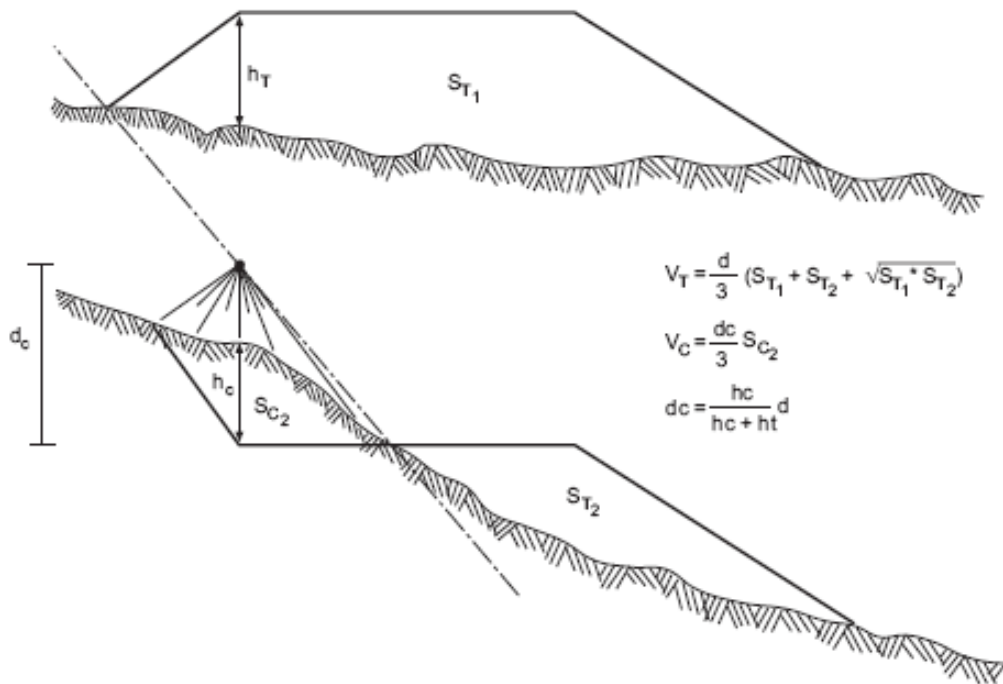
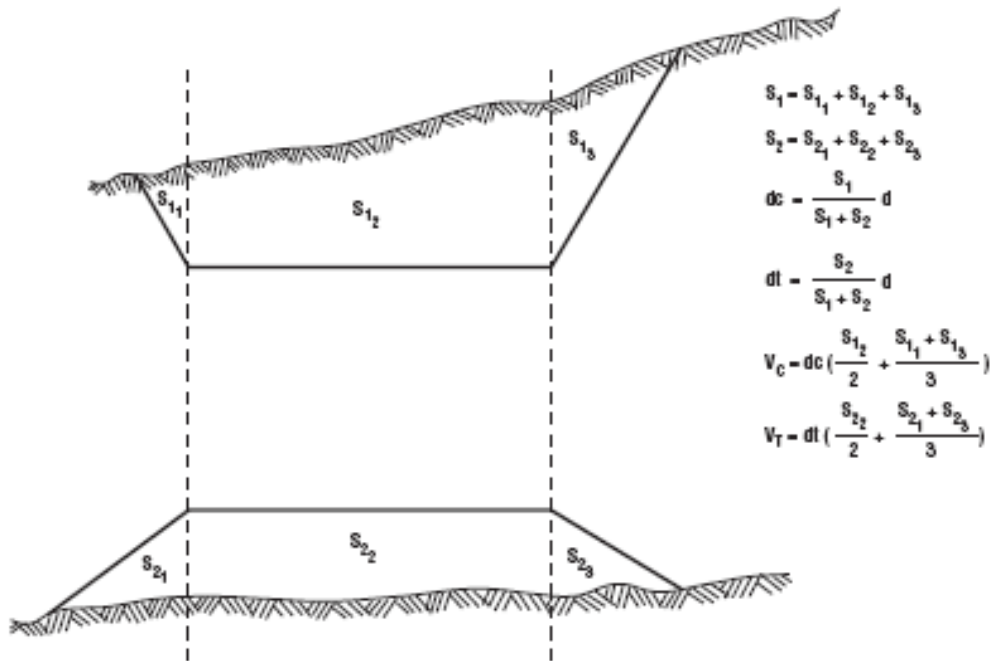


Figura 2A.310-05 Cubicación de volúmenes-ilustración de casos particulares

a) SE ENFRENTAN SECCIONES HOMOGENEAS DE DISTINTO TIPO



b) SECCIONES EN QUE EL PERFIL DE PROYECTO CORTA EL TERRENO MAS DE UNA VEZ

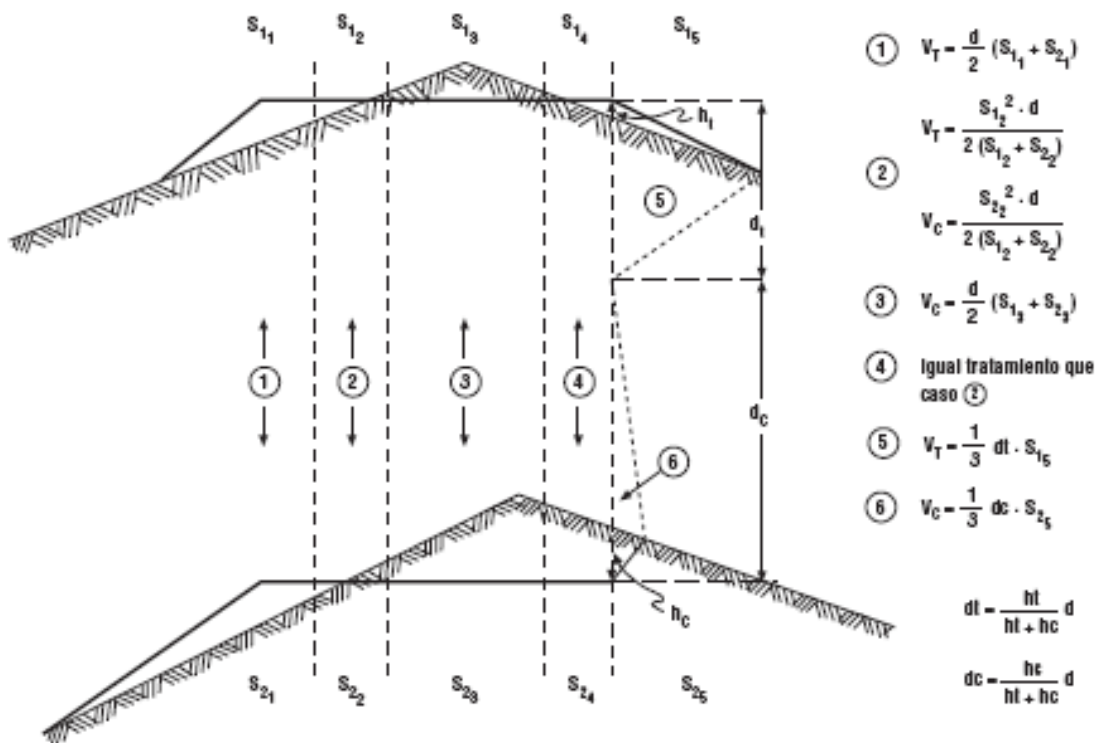


Figura 2A.310-06Cubicacion de volúmenes - ilustración de casos particulares

SECCIÓN 2A.311 REPLANTEO DE OBRAS VIALES

2A.311.1 ASPECTOS GENERALES

2A.311.1.1 Objetivos y Alcances

El replanteo topográfico corresponde al conjunto de operaciones destinadas a señalar en terreno la ubicación de obras de ingeniería, cuyas características físicas están contenidas en los planos del proyecto.

La estructura básica de una obra vial queda definida por él o los ejes de proyecto, cuya proyección en planta está constituida por un conjunto de alineaciones rectas enlazadas por curvas circulares o curvas de radio variable con el desarrollo. En algunos sectores el eje puede estar constituido por una sucesión de elementos curvos, pasando los elementos rectos a ser tangentes principales que, si bien ayudan a definir dicho eje, no constituyen parte de él, salvo en los puntos de tangencia.

Si bien el eje definido en los planos constituye un elemento continuo, su replanteo se ejecuta materializando una cierta cantidad finita de puntos. Para definir en terreno un alineamiento recto basta, al menos teóricamente, el replanteo de dos puntos, Para definir adecuadamente los elementos curvos se requerirá una sucesión de puntos, cuyo distanciamiento será función del radio de curvatura del elemento.

Los métodos de replanteo son, en general, los mismos, debe sí tenerse presente que en un levantamiento, el objetivo consiste en representar el terreno sobre un plano a escala reducida, en tanto que en el replanteo la escala es 1:1 y debe respetarse la definición geométrica de los elementos. Por lo tanto, deberán adoptarse las precauciones correspondientes.

2A.311.1.2 Sistemas de Replanteo de una Obra Vial

Básicamente pueden darse dos situaciones extremas, dependiendo de la localización del trazado respecto de sistema de transporte de coordenadas (STC), materializado en terreno en la etapa de Anteproyecto.

a) Que no exista un STC materializado en terreno o que éste se encuentre muy distante del trazado, caso en que será necesario abordar el replanteo materializando en primer término la poligonal definida por las alineaciones, rectas y tangentes, que presenta la estructura general del eje del trazado. Es decir se replantea navegando con los datos del Cuadro de Rectas y Curvas. En todo caso deberán establecerse como mínimo, Líneas Base GPS al inicio y termino del proyecto, según se explícita más adelante.

En este caso dicha poligonal constituye un sistema de transporte de coordenadas en sí, pero por el procedimiento empleado poseerá una precisión reducida, debiendo verificarse en el terreno mismo que la poligonal replanteada represente realmente lo proyectado, es decir se emplace según lo estudiado, y que su estructura general posea un cierre razonable contra las

Líneas Base materializadas.

b) Cuando existe un STC la estructura general del eje se replanteará desde estaciones de dicho sistema y la densificación del eje podrá ejecutarse a partir de la estructura general ya replanteadada, en especial en el caso de las rectas, o bien, desde las estaciones del STC.

El eje replanteadado va siempre ligado al STC y, por lo tanto, no se requieren operaciones de cierre para el conjunto del trabajo, ya que éstas se ejecutan para cada uno de los alineamientos que definen la estructura general del trazado.

2A.311.2 REPLANTEO MEDIANTE LA POLIGONAL QUE DEFINE LA ESTRUCTURA DEL EJE

2A.311.2.1 Aspectos Generales

Este fue el método tradicional de replanteo antes de la incorporación plena de las Estaciones Totales y de los Programas de Diseño Automatizados. En la actualidad está siendo reemplazado por el sistema de replanteo desde el STC que resulta mucho más expedito y exacto. Corresponde de todos modos tratarlo ya que en oportunidades seguirá siendo empleado.

2A.311.2.2 Instrumental para el Replanteo de la Poligonal

2A.311.2.2 (1) Medida de Ángulos

Las tolerancias que se especifican más adelante aconsejan utilizar teodolitos que permitan medir ángulos horizontales leyendo directamente los 50^{cc} . Los ángulos verticales para reducir a las horizontales distancias medidas con distanciómetro, deberán poder leerse con una precisión de, a lo menos, 1° . En general los equipos que se emplean en la actualidad superan estas precisiones.

2A.311.2.2 (2) Medida de Distancias

Las distancias horizontales entre los puntos principales que definen la estructura del eje podrán determinarse con distanciómetro o con cinta métrica. Si se miden con distanciómetro, se establecerán puntos de cierre parcial que permitirán comprobar las medidas del estacado de relleno ejecutadas con cinta métrica. Si todo el proceso se ejecuta con cinta métrica, su comprobación sólo será posible al cerrarse en coordenadas contra elementos del sistema general de transporte de coordenadas, de allí que el proceso de medición debe ser especialmente cuidado.

2A.311.2.3 Exigencias y Tolerancias en la Poligonal de Replanteo.

2A.311.2.3 (1) Ligazón al Sistema de Transporte de Coordenadas

Si existe un STC o al menos Líneas Base GPS al inicio y al fin del proyecto, antes de iniciar el replanteo propiamente tal, la alineación de partida deberá ligarse al sistema general de transporte de coordenadas. El orden de control utilizado para este trabajo debe ser cumplir al menos con un

Orden de Control Terciario según lo expuesto en [2A.301.4 4.](#)

2A.311.2.3 (2) Cierres Contra el Sistema de Transporte de Coordenadas

La poligonal que define el eje deberá cerrarse contra el sistema general de transporte de coordenadas en su punto de término y, si la longitud total supera los 10 km, deberán efectuarse cierres parciales a distancias no mayores que 10 km.

No es recomendable hacer el estacado de relleno a lo largo de la poligonal en tanto ésta no haya sido cerrada y compensada, pues si el cierre no está en tolerancia, se deberá repetir el trabajo alterando ángulos y/o distancias.

Resulta conveniente verificar que la poligonal materializada cumpla realmente con las condiciones previstas en el anteproyecto, y si así fuere y estando el cierre dentro de las tolerancias que se señalan a continuación, se procederá a compensar la poligonal y calcular las coordenadas de los vértices y vértices auxiliares que se hayan estacado, con lo cual quedaran fijas las distancias y ángulos de la poligonal, deducidas de dichas coordenadas compensadas. Dado que pueden existir numerosos elementos rectos de corta longitud y que los ángulos de los vértices adyacentes a ellos habrán sido medidos observando puntos cercanos, se deben aceptar cierres poco exigentes, a saber:

Cierre Angular

$$e \leq 50^{cc} \sqrt{N} \quad (\text{Ec.2A.311-01})$$

Cierre en Posición

$$E \geq (\Delta^2x + \Delta x^2y)^{1/2} \leq 1:5.000 \quad (\text{Ec.2A.311-02})$$

En que N es el número de vértices de la poligonal del eje que se está cerrando, y Δx y Δy son las proyecciones, sobre los ejes ortogonales del sistema de referencia, de las discrepancias entre las coordenadas reales del monolito del STC y las coordenadas calculadas a través de la poligonal.

Si el cierre está en tolerancias se puede proceder con el estacado de los puntos de relleno, cerrando las distancias acumuladas a lo largo del estacado, contra las distancias calculadas analíticamente mediante el Cuadro de Rectas y Curvas correspondiendo a la poligonal compensada del eje, sobre el cual se han incorporado los elementos curvos del trazado.

Si el cierre no está en tolerancia, se deberá proceder a medir con mayor precisión los ángulos y distancias de la poligonal pudiendo, eventualmente, detectarse faltas que es lo que se desea eliminar mediante esta exigencia. En consecuencia, mientras más cortas sean las distancias para las que se hacen cierres de comprobación, menores serán los errores acumulados y mejores los cierres que se logran. El tramo siguiente de la poligonal se ligará a elementos de la poligonal compensada del tramo precedente.

De lo anterior se deduce que en este método de replanteo, los planos del Estudio Definitivo quedan referidos a las coordenadas transportadas mediante la poligonal que se utilizó para estacar los elementos principales que definen en terreno la estructura del eje del trazado.

No obstante que las distancias máximas de cierre se especifican cada 10 km, se recomienda cerrar la poligonal a distancias menores, toda vez que el STC se acerque al eje del trazado, con lo que se logra controlar en mejor forma el avance del trabajo. Si no existe un STC propiamente tal, lo anterior se logra estableciendo Líneas Base GPS más próximas.

2A.311.2.3 (3) Puntos de Control para el Estacado de Relleno

Si la determinación de distancias en la etapa de replanteo de la estructura del eje se realiza mediante distanciómetro, en las alineaciones rectas se estacarán, a distancias no mayores a 500 metros, puntos intermedios que servirán en la etapa del estacado de relleno para controlar las medidas con cinta métrica.

2A.311.2.4 Estacado de Relleno

Los tramos del eje en recta se estacarán dando línea desde los vértices y E.A., que definen en terreno cada uno de estos elementos.

Los sectores en curva se podrán estacar apoyándose en los elementos de la poligonal que definen la estructura del eje. El proyectista seleccionará los métodos más adecuados a la situación particular que enfrenta, respetando las limitaciones, para los distintos métodos de replanteo, y no sobrepasando las distancias entre puntos por estacar según el radio de la curva, que se especifican en la Tabla 2A.311-01 Alternativamente las curvas podrán estacarse por radiación desde vértices del STC.

En aquellos casos en que la determinación de distancias a lo largo de la poligonal se hizo con distanciómetro, existirán en terreno puntos de control para la distancia, que permitirán detectar errores acumulados o faltas en las medidas hechas con cinta métrica para el estacado de relleno entre dichos puntos. En el estacado de curvas, el conocimiento del desarrollo permite el control en distancia.

Las discrepancias que se detecten entre dos puntos de control distantes entre sí hasta 500 m, podrán absorberse en el punto de control siempre que no superen los valores dados por las siguientes relaciones:

En Recta:

$$d \text{ máx}(cm) = 0,25l + \sqrt{n} \quad (\text{Ec.2A.311-03})$$

En Curvas:

$$d \text{ máx}(cm) = 0,25l + 2\sqrt{n} \quad (\text{Ec.2A.311-04})$$

Siendo:

"*l*" = La distancia en metros entre los puntos de control, con $l < 500$ m.

"*n*" = El número de medidas efectuadas entre puntos de control.

Si la discrepancia es mayor que la señalada deberá revisarse el estacado del sector y, eventualmente, rehacerse en su totalidad o desde el punto en que se detecte una falta.

Para efectos de recepción de un estacado en distancia, la Dirección de Vialidad aplicará las mismas expresiones en sectores de muestreo de longitudes menores o iguales a 500 m. A su vez, el 90% de las distancias que se muestren, entre pares de estacas consecutivas, deben estar en tolerancia de acuerdo con la expresión para dm_{\max} .

En cuanto a posición del estacado de relleno, se deberá cumplir que un 90% de los puntos comprobados no presente un desplazamiento lateral, respecto de la correcta posición del eje, mayor que 3 cm, medidos según la proyección normal al eje.

2A.311.3 REPLANTEO DESDE EL SISTEMA DE TRANSPORTE DE COORDENADAS

2A.311.3.1 Aspectos Generales

Los procedimientos generales por considerar en este caso se exponen en los trabajos descritos para el replanteo parcial durante la etapa de estudio, así como para el replanteo total durante la construcción del proyecto.

No obstante que este método se presenta asociado al Estudio Definitivo con Estacado Parcial, él también podría utilizarse para un estudio con estacado total. En uno y otro caso sólo se requiere que el STC y el emplazamiento del eje discurran suficientemente próximos como para que resulte práctico y económico su empleo. En todo caso siempre es posible densificar el STC para establecer vértices en posición adecuada para el replanteo.

2A.311.3.2 Instrumental para el Replanteo de los Puntos Principales.

2A.311.3.2 (1) Medida de Ángulos

Los ángulos horizontales se medirán con teodolitos que permitan leer directamente los 50^{cc} y, en lo posible, apreciar la décima de minuto. Los ángulos verticales para reducir a la horizontal distancias medidas con distanciómetro, deberán poder leerse con una precisión de, a lo menos, 1° . Hoy en día resulta habitual trabajar con instrumental que registra directamente los ángulos a los 20^{cc} .

2A.311.3.2 (2) Medida de Distancias

Se podrá utilizar cinta métrica o distanciómetro, de acuerdo con el método de replanteo que se está utilizando y el orden de magnitud de las distancias involucradas pero, por lo general, se empleará casi exclusivamente el distanciómetro. Las medidas con cinta métrica deberán cerrarse contra puntos replanteados desde el STC.

2A.311.3.2 (3) Mediante RTK

El modo cinemático GPS de alta precisión en tiempo-real (RTK) hace uso de las fases para obtener coordenadas con precisión de centímetros, en distancias de hasta 15 km de la estación base. La condición básica para lograr precisión en las coordenadas en tiempo-real, es la solución previa de las ambigüedades (inicialización) para garantizar la precisión del replanteo desde el STC. El modo RTK tiene precisión nominal entre 1 y 5 centímetros, dependiendo principalmente de la estabilidad de la antena en el momento de la toma de datos.

2A.311.3.3 Exigencias y Tolerancias en el Replanteo de Puntos Principales

Los puntos que definen las alineaciones de la estructura del eje del proyecto, serán replanteados desde una red de transporte de coordenadas constituida por el STC y su respectiva densificación. El replanteo se hará por una doble determinación de la posición del punto de modo de eliminar faltas. La posición de los vértices que se producen en la intersección de las rectas o tangentes, o vértices auxiliares que los reemplazan, se levantará mediante una triangulación simple, que comprometa al vértice y a dos puntos de la red de transporte de coordenadas, la que deberá cerrarse cumpliendo con lo establecido para un orden de control terciario. De este modo, las coordenadas que definen la estructura del eje del trazado poseerán una precisión compatible con el STC al cual queda referido el eje. En estas condiciones, cada elemento replanteado se va cerrando contra el sistema y no se requiere de un cierre final o por sectores, como en el método que emplea una poligonal de replanteo.

2A.311.4 ESTACADO DE RELLENO

El estacado de relleno a lo largo de elementos rectos se podrá ejecutar dando línea desde los vértices o puntos principales materializados para definir la estructura del trazado. Los elementos curvos se podrán replantear desde la red constituida por el STC y su densificación, o bien por el eje mismo del trazado, según el método de replanteo adoptado en cada caso. El proyectista seleccionará el método más adecuado según las circunstancias, para lo cual dispondrá de la información para el replanteo elaborada en gabinete.

2A.311.5 REPLANTEO DE CURVAS CIRCULARES

2A.311.5.1 Objetivos y Alcances

El replanteo de los puntos de detalle de una curva circular se puede efectuar utilizando alguno de los métodos descritos en [2A.311.4](#): deflexiones, coordenadas rectangulares, coordenadas polares o intersección de visuales. Los dos primeros son de uso habitual. El avance logrado en los últimos años en los equipos de medida de distancias y la disponibilidad de computadoras para facilitar el cálculo de los datos de replanteo, hace que los métodos radiales (coordenadas polares) y de intersección de visuales constituyan, actualmente, alternativas mucho más prácticas para el replanteo de curvas.

2A.311.5.2 Replanteo de los Puntos de Control o Cierre

Los elementos principales de la curva circular que se debe replantear, quedan definidos por el radio de la curva y por el ángulo del vértice que forman las alineaciones que se desea enlazar. Ellos son: el desarrollo, la longitud de las tangentes principales y la bisectriz (llamada impropriamente secante).

La colocación de las estacas que definen la posición del principio de curva (PC) y fin de curva circular (FC), constituyen los puntos de control o cierre del estacado de detalle, a que se procederá posteriormente. En curvas de más de 500 m de desarrollo resulta conveniente estacar también el punto medio de la curva (MC), para tener un punto de cierre parcial que permita verificar la calidad del avance del replanteo de relleno.

Cuando el replanteo se ejecuta basándose en la poligonal de los elementos principales del trazado, el estacado del PC y FC se realiza normalmente midiendo, desde el vértice y a lo largo de las alineaciones de entrada y de salida, la distancia correspondiente a la tangente principal, o bien, la distancia que corresponda si se trata de vértices auxiliares. El MC se estaca preferentemente por métodos radiales.

Si el replanteo se está ejecutando desde la red densificada del STC, los puntos de control o cierre se pueden estacar desde estaciones de dicha red. No obstante, si previamente se han definido en terreno las alineaciones por enlazar, resulta más seguro proceder al estacado de los puntos de control tal como se expuso precedentemente.

El replanteo de los puntos de control debe ejecutarse con especial cuidado. Si se verifica la distancia existente entre el vértice o los vértices auxiliares al PC y al FC, la discrepancia que se detecte no podrá superar el valor dado por las expresiones:

$$d_{max}(cm) = 0,015I + \sqrt{n}$$

(Ec.2A.311-05)

Si $I \leq 20 m$, $d_{max}=1,5 cm$

Con:

I = Distancia total medida en metros

n = Numero de medidas efectuadas

La verificación de la correcta posición del punto principal del eje no podrá presentar desplazamientos laterales mayores que 1,5 cm, medidos según la proyección normal al eje.

2A.311.5.3 Replanteo de los Puntos de Relleno

El estacado de los puntos de relleno define en detalle la posición y forma de la curva en el terreno. Si el replanteo se ejecuta por el eje del trazado lo habitual será emplear el método de las deflexiones, pudiendo también utilizarse el de coordenadas rectangulares o la radiación, empleando como ejes de referencia una de las tangentes principales o bien la cuerda que une el PC con el FC.

Si el replanteo se ejecuta desde estaciones de la red densificada del STC, se deberá recurrir a los métodos de radiación distanciométrica o intersección de visuales. Cualquiera que sea el método empleado, la distancia entre estacas de replanteo, medida por el arco, no debe sobrepasar los valores que se especifican en función del radio de la curva, en la Tabla 2A.311-01.

Tabla 2A.311-01 Arcos de Replanteo en Función del Radio

Radio (m)	Arco (m)
mayor 180	20
180-120	15
120-65	10
65-40	7,5
40-20	5
20-7,5	2,5

El límite inferior de cada uno de los rangos para el radio de curvatura, está calculado de modo que la diferencia entre el arco y la cuerda sea igual a un centímetro (1 cm) y, por lo tanto, la diferencia entre arco y cuerda para radios mayores dentro del rango, será de sólo algunos milímetros. Si se requiere calcular la diferencia entre arco y cuerda para un caso específico, se podrá utilizar la expresión:

$$d = (a - c) \approx \frac{a^3}{24R^2}$$

(Ec.2A.311-06)

En que:

a = longitud del arco (m); c = longitud de la cuerda (m); R = radio de la curvatura circular (m)

Para curvas menores que 65 m de radio, aun cuando se estaquen puntos a las distancias especificadas con el objeto de definir correctamente la forma de la curva, no será necesario nivelar ni levantar perfiles transversales en todas las estacas, pudiendo hacerse estas operaciones cada dos o tres estacas, para representar adecuadamente el relieve del terreno. Para distinguir en qué estacas no se requiere la cota y el perfil transversal, bastará omitir el elemento en que se indica la distancia acumulada asociada a dichas estacas.

La tolerancia de cierre en distancia entre el PC y el FC o entre el MC y uno de estos puntos, así como las comprobaciones por muestreo de la posición de las estacas de relleno, deben cumplir con lo especificado. Si el replanteo se ejecutó desde la red densificada del STC se deberá verificar, al menos, el cierre en distancia, procediendo a medir las cuerdas entre las estacas replanteadas.

2A.311.6 REPLANTEO DE CLOTOIDES

2A.311.6.1 Aspectos Generales

La clotoide como elemento de diseño en el trazado de carreteras, se la utiliza como curva de transición entre una tangente y una curva de radio circular. Obviamente las dos curvas guardan una relación matemática definida.

2A.311.6.2 Replanteo de los Puntos de Control o Cierre

Para una clotoide de parámetro dado, los puntos de tangencia con el elemento que enlaza en cada uno de sus extremos constituyen los puntos de control o cierre. Si la clotoide enlaza una recta por un extremo y una curva circular por el otro, y el replanteo se ejecuta basándose en la poligonal de los elementos principales del trazado, los puntos de control se replantearán con ayuda de las distancias y ángulos que definen la tangente principal y las tangentes auxiliares, denominadas tangente larga y tangente corta, las que se ilustran en la Figura 2A.301-30. Para casos más complejos, como el replanteo de ovoides simples u ovoides dobles conviene recurrir a métodos como los expuestos en los siguientes textos:

- Curvas de Transición en Carreteras.
- Krenz y H. Osterloh - Editorial Tecnos 1975.
- Carreteras, Cálculo Manual y Mecanizado de Datos, Trazado y Replanteo.
- Ignacio Martínez Sanz - Editorial Dossat 1966.

Si el replanteo se ejecuta desde la red densificada del STC se deberá proceder, en primer término, al cálculo analítico de las coordenadas de los puntos de control, para luego calcular los ángulos y distancias requeridas para replantearlos, ya sea por radiación o por intersecciones.

El replanteo de los puntos de control debe ejecutarse con especial cuidado. Si se verifican las longitudes de la tangente principal, tangente larga y tangente corta. Los desplazamientos laterales respecto de la correcta posición del eje no podrán discrepar en más de 1,5 cm, medidos según la proyección normal al eje.

2A.311.6.3 Replanteo de los Puntos de Relleno

El estacado de relleno define en detalle la posición y forma de la curva en el terreno. Si el radio mínimo de la clotoide es mayor que 180 m, la distancia entre puntos de relleno, medida por el arco, puede llegar hasta 20 m, salvo que se requiera estacar algún punto singular en una distancia intermedia. En aquellos casos en que la clotoide presenta radios de curvatura menores que 180 metros, la distancia entre estacas debe respetar los valores señalados en la Tabla 2A.311-01, al menos en la zona comprometida. Debe tenerse presente, sin embargo, que la expresión para calcular la diferencia entre arco y cuerda, no es válida en este caso, debiendo obtenerse de la correspondiente tabla que se use para el estacado.

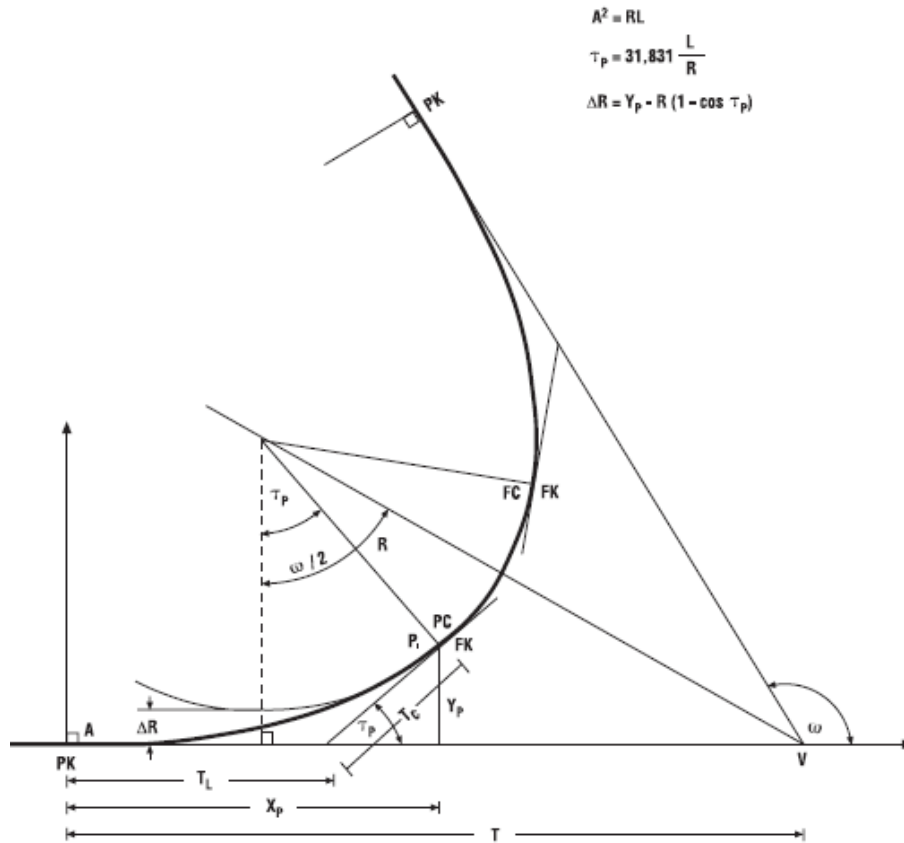
El replanteo por el eje del trazado utilizando como referencia los puntos principales y las alineaciones de la poligonal definida por los elementos principales, se ejecutará, normalmente, por el método de las deflexiones, por coordenadas, o por radiación distanciométrica.

En cualquiera de estos casos, los datos de replanteo se obtendrán de tablas o se habrán determinado analíticamente a partir de las coordenadas de los puntos por replantear, generalmente bajo un sistema local de ejes coordenados con origen en el principio de la clotoide (PK), y eje de las abscisas según la tangente principal.

Al replantear por el método de las deflexiones se procede iniciando el estacado desde el punto de tangencia de la clotoide con la circunferencia (FK), que es un punto inamovible, para terminarlo en el punto de tangencia con la recta que, si bien es a su vez un punto de control, permite absorber pequeñas discrepancias sin provocar mayores problemas.

El replanteo desde la red densificada del STC deberá efectuarse por intersección de visuales o por radiación distanciométrica. Eventualmente puede ser conveniente el replanteo por coordenadas a partir de un eje de las abscisas definido por dos estaciones de la red. En estos casos las coordenadas de los puntos por replantear deben ser calculadas obligatoriamente en base al STC.

Si el replanteo se ejecutó desde la red densificada del STC, se deberá verificar, al menos, el cierre en distancia, procediendo a medir las cuerdas entre las estacas replanteadas y comprobar el desarrollo haciendo las correcciones correspondientes entre arco y cuerda.



$$A^2 = RL$$

$$\tau_p = 31,831 \frac{L}{R}$$

$$\Delta R = Y_p - R (1 - \cos \tau_p)$$

Punto P = FK = PC

Tangente Corta = $T_C = Y_p / \text{sen } \tau_p$

Tangente Larga = $T_L = X_p - Y_p / \text{tg } \tau_p$

Tangente Principal = $T = X_p + (R + \Delta R) \text{tg } \frac{\omega}{2} - R \text{sen } \tau_p$

NOTA:
Suele designarse por K_B al PK de la clotoide de entrada (considerando el avance del kilometraje) y K_S al PK de la clotoide de salida.

Figura 2A.311-01 Elementos principales de la clotoide

SECCION 2A.312 VERIFICACION POR MUESTREO DE TRABAJOS TOPOGRAFICOS**2A.312.1 ASPECTOS GENERALES****2A.312.1 1 Objetivos y Alcances.**

a) Los procedimientos de verificación de trabajos topográficos que se detallan en esta sección tienen por objeto controlar, mediante muestreo, el cumplimiento de las exigencias y tolerancias, complementadas o modificadas, cuando corresponda, por lo indicado en los Términos de Referencia del Estudio que se está revisando.

b) El profesional a quien se encomiende la verificación ejecutará los muestreos que correspondan según el trabajo topográfico de que se trate y emita un informe en que se consigne en forma cualitativa y/o cuantitativa lo encontrado en terreno.

El Fiscalizador del Estudio, con el visto bueno del Ingeniero Jefe de la Unidad de Ingeniería, basándose en dicho Informe y con los antecedentes adicionales que estime pertinentes, clasificará los trabajos topográficos revisados de acuerdo a:

- Aprobado sin observaciones.
- Se solicita al Consultor correcciones o complementaciones.
- Rechazado parte o la totalidad del trabajo topográfico y se exige al Consultor rehacer lo que se estime pertinente.

c) Por tratarse de una verificación por muestreo, no obstante que un trabajo haya sido aprobado en esta etapa, el Consultor sigue siendo responsable por el cumplimiento de las exigencias y tolerancias especificadas para la totalidad del trabajo, en conformidad con lo señalado en los documentos del Contrato.

d) En el caso de trazados nuevos o de rectificación de trazados existentes, este instructivo presupone que los criterios de emplazamiento del eje y el diseño geométrico fueron revisados y aprobados en las etapas previas al estacado y, por ello, la verificación por muestreo se refiere a la calidad del trabajo topográfico ejecutado. En todo caso, un trabajo topográfico bien ejecutado no asegura que el proyecto de trazado cumpla con todos los requerimientos y normativas que le son aplicables. En consecuencia, el Profesional que ejecute la verificación topográfica deberá anexar a su informe los comentarios que estime necesarios en relación a problemas de trazado y/o diseño geométrico, que eventualmente se detectaren al ejecutar la verificación topográfica.

2A.312.1 2 Antecedentes Requeridos para la Revisión.*2A.312.1.2 (1) Antecedentes Contractuales.*

- Del NEVI-12 - Volumen N° 2.
- Términos de Referencia (TR) del Estudio y Circulares Aclaratorias.

- Metodología Propuesta por el Consultor.

Nevi-12, Volumen N° 2, los TR del Estudio y las Circulares Aclaratorias priman sobre la Metodología propuesta por el Consultor. No obstante ello, es necesario conocer la metodología propuesta y los procedimientos empleados por el Consultor, pues ello puede orientar la planificación de las labores de revisión. Debe tenerse presente que aún cuando el procedimiento empleado por el Consultor difiera de aquel recomendado en el Del NEVI-12, Volumen N° 2 y si los TR no establecen taxativamente alguno en especial, el producto obtenido puede ser equivalente, en tanto cumpla con los objetivos y con las tolerancias exigidas.

2A.312.1.2 (2) Antecedentes Técnicos

Según el tipo de trabajo topográfico y el grado de avance en que este se encuentre, se podrá contar con distintos antecedentes.

2A.312.1 3 Clasificación de Trabajos Topográficos para Ingeniería Vial

Se distinguen 5 tipos de trabajos topográficos a saber:

- Tipo 1: Balizado de Camino Existente para Proyectos de Conservación Periódica. (Capas Estabilizadas, Sellos, Bacheos y/o Reemplazo de Losas).
- Tipo 2: Sistemas de Transporte de Coordenadas (STC). Tipo 3: Levantamientos.
- Tipo 4: Ingeniería Básica (Topografía) para Proyectos de Repavimentación.
- Tipo 5: Estacado de Nuevos Trazados y/o Rectificación de Trazados Existentes.

2A.312.1 4 Muestreo al Azar

En un proceso de muestreo es recomendable y equitativo seleccionar la muestra al azar, no obstante ello, dado que las características de la población no siempre son uniformes, resulta necesario introducir algunas reglas tendientes a conseguir que estén razonablemente representadas todas las sub-poblaciones presentes. Por ejemplo, la dificultad para lograr las precisiones exigibles son distintas en un terreno plano y despejado que en uno montañoso y con abundante vegetación; la importancia de una falta puede ser muy relevante en un sector de trazado con restricciones como las que introducen la existencia de un trazado ferroviario canales etc., y menos que en uno con una planta y alzado relativamente libre de restricciones.

Para cubrir estos aspectos y dependiendo de la longitud del proyecto, se procederá en primer término a sectorizarlo en 2 ó 3 tramos atendiendo a las características topográficas o situaciones especiales como las mencionadas precedentemente, para luego elegir al azar, al interior de cada tramo, las muestras que se controlarán, cuyos tamaños se señalan en los

El procedimiento de selección al azar será el siguiente:

- a) Identificar con un número correlativo 1, 2, 3,...n, los elementos que constituyen la sub-población que se analiza. Por ejemplo:

- Tramos correlativos de 500 m de longitud de un Trabajo Tipo 1.
 - Perfiles Transversales de un tramo.
 - Los Vértices, PRs, etc., de un tramo intermedio, que ya poseen un número se deben reenumerar para estos efectos en forma correlativa 1, 2, 3n.
- b) Generar en un computador o en una calculadora un Numero Aleatorio (Random Number) que comprende valores entre 0 y 1, y multiplicarlo por el total de elementos que constituyen la sub-población (n). El resultado obtenido se redondea al entero que corresponda (0,5 se sube al entero superior), obteniendo así el elemento que se debe verificar.
- c) Si en la verificación de un conjunto de elementos sucesivos, el resultado obtenido en b) corresponde al primer o último elemento del tramo, siendo la regla verificar los elementos (n-1), (n) y (n+1), se procederá en esos casos a revisar los elementos (n), (n+1) y (n+2) o bien (n),(n-1)y(n-2),etc.
- d) Si el tramo que constituye una sub-población es muy corto y existen en él pocos elementos, el proceso de selección al azar pierde sentido y se deberá actuar con criterio, seleccionando aquel conjunto más relevante para los fines de la verificación.
- e) Si durante el proceso de Apreciación General de la Calidad de los Trabajos, se detectare un sub tramo cuya calidad merece dudas al profesional encargado de la verificación, y dicho tramo no resulta seleccionado mediante el proceso de azar, se deberá proceder a incluirlo como un muestreo adicional a los especificados según la norma general.

2A.312.1 5 Identificación del Proyecto y Antecedentes Disponibles

El Informe de Verificación de un Trabajo Topográfico se iniciará con el formulario Figura 2A.312-01, en el que se identifica el proyecto y se establecen las condiciones bajo las cuales se realizó la verificación.

2A.312.2 VERIFICACION DE LA MONUMENTACION Y BALIZADO

2A.312.2 1 Apreciación General de la Calidad de estos Trabajos

Se entenderá por “Monumento” al elemento físico que materializa en terreno un punto específico considerado en el trabajo topográfico.

El “balizado” de un monumento estará constituido por aquellos elementos que permitan reponerlo en caso de extravío o retiro momentáneo durante la construcción (amarras laterales, amarras por radiación o intersección desde monumentos inamovibles, etc.) y por aquéllos que permiten identificarlo fácilmente en terreno (Tablillas, Monolitos, Pintura en Pavimento o Estructuras).

Cualquiera sea el tipo de trabajo topográfico, el profesional a cargo de la revisión deberá efectuar en primer término un recorrido general del área en que se emplaza el estudio, para tener una visión de conjunto del trabajo por inspeccionar.

Los aspectos a que se deberá atender, son:

VERIFICACION POR MUESTREO DE TRABAJOS TOPOGRAFICOS

PROYECTO: _____

SECTOR : _____

Dm _____ A Dm _____

TIPO DE TRABAJO TOPOGRAFICO (Seg'n 2.318.103) : TT-

ANTECEDENTES DISPONIBLES (Seg'n Tabla 2.318.102 A) SITUACION: DESEABLE

MINIMA

OBSERVACIONES: _____

PROFESIONAL ENCARGADO: _____

FECHA TRABAJO TERRENO: _____

INSTRUMENTAL EMPLEADO:

MEDICION DISTANCIAS: MARCA _____ MODELO _____

MEDICION ANGULOS: MARCA _____ MODELO _____

RESOLUCION ANGULAR HORIZ. _____^{cc} VERT. _____^{cc}

NIVELACIONES : MARCA _____ MODELO _____ AUTOMAT. S/N

Figura 2A.312-01 Formulario de Verificación de Trabajos Topográficos

Apreciación general respecto de lo completo de la monumentación y balizado a todo lo largo del estudio.

- apreciación general de la calidad del balizado atendiendo a su perduración en el tiempo.
- apreciación general relativa a la calidad gráfica del balizado (colores de norma, tamaño caracteres).

Los aspectos antes mencionados se calificarán en la Figura 2A.312-02 considerando los siguientes conceptos aplicados a la globalidad del trabajo:

- Adecuado (1) Se cumple con la normativa vigente para la monumentación y balizado.
- Aceptable (2) Se detectan algunos aspectos que se apartan de la normativa vigente pero se cumple razonablemente bien con la función asignada a estos elementos.
- Insuficiente (3) Se aprecian diversos aspectos que no cumplen con la normativa vigente y se estima que la monumentación y balizado no cumple con la función asignada.

La calificación Insuficiente requerirá en observaciones de una descripción de las deficiencias detectadas, siempre atendiendo a la calificación global de estos aspectos. Lo anterior también es válido cuando se consulte esta clasificación en un aspecto específico, según se solicita más adelante.

2A.312.2 2 Verificación por Muestreo de la Monumentación y Balizado

Si bien la elección de las muestras que se verificarán en detalle se seleccionará al azar, si el revisor detecta en la etapa un tramo especialmente deficitario, lo deberá incluir en la revisión de detalle como un sector adicional a los mínimos que se señalan a continuación.

2A.312.2.2 (1) Proyecto de Conservación Periódica o Específica (TT-1).

- a) Se seleccionará al azar 1 tramo de 500 m por cada 5 km de Balizado, con un mínimo de 2 tramos por proyecto.
- b) Se deberá consignar la existencia o inexistencia de los siguientes monumentos y/o balizas:
 - Referencias cada 500 m como máximo, que permitan reponer con exactitud el kilometraje de Referencia del Estudio.
 - Balizas con indicación del kilometraje cada 20 ó 40 m según especifiquen los TR.
 - Balizas con indicación del kilometraje correspondiente a las obras de arte del camino, entrada y salida de puentes y otras obras singulares.
- c) Las características de los Monumentos y Balizas existentes se informarán mediante el Figura 2A.312-03 que se acompaña.

2A.312.2.2 (2) Sistema de Transporte de Coordenadas (TT-2).

- a) Se revisará la monumentación y la identificación de los mismos vértices que se seleccionen para la verificación de la medición de ángulos y distancias del STC. Ello significa revisar la monumentación e identificación de al menos 5 vértices (Método A) o 4 vértices (Método B), por cada figura del STC.
- b) La revisión considerará los siguientes aspectos:
 - Cumplimiento de las características físicas del monumento que materializa el vértice, (Material, dimensiones).
 - Calidad del emplazamiento, en cuanto a la estabilidad del monumento.
 - Cumplimiento de la normativa respecto de la identificación del monumento.
- c) Las características de los Monumentos y su identificación se informarán mediante la Figura 2A.312-03 que se acompaña.

2A.312.2.2 (3) Levantamientos (TT-3).

- a) En el caso de los levantamientos los monumentos corresponden a las estaciones de levantamiento o a los vértices de las poligonales auxiliares empleadas en el trabajo. Se revisarán los mismos monumentos empleados para verificar la taquimetría del levantamiento.
- b) Por lo general se considerará adecuado el uso de estacones de 3"x 3" firmemente asentados en el terreno (h min = 0,35 m o mayor según tipo de terreno).

APRECIACION GENERAL DE LA CALIDAD DE LA MONUMENTACION Y BALIZADO

ADECUADO = 1

ACEPTABLE = 2

INSUFICIENTE = 3

	TRAMO	TRAMO B	TRAMO C
APRECIACION RESPECTO DE LO COMPLETO DE LA MONUMENTACION Y EL BALIZADO			
APRECIACION RESPECTO DE LA PERDURACION EN EL TIEMPO DE LOS ELEMENTOS			
APRECIACION RESPECTO DE LA CALIDAD GRAFICA DEL BALIZADO			

- CALIFIQUE CADA ASPECTO SEGN CONCEPTOS 1, 2 o 3

- SI ES NECESARIO TRAMIFICAR IDENTIFIQUE Dm DE LOS TRAMOS EN OBSERVACIONES.

OBSERVACIONES:

Figura 2A.312-02 Formulario Apreciacion Genral de la Calidad de la Monumentacion y Balizado

VERIFICACION MONUMENTACION Y BALIZADO TRABAJO TIPO 1

PROYECTO : _____

SECTOR : _____ Dm _____ Dm _____

TRAMO : Dm _____ A Dm _____

EXISTEN AMARRAS LATERALES PARA REPONER KILOMETRAJE DEL EJE EN	Dm: _____	Dm: _____
MATERIAL CONSTITUYENTE H / M / CR / P		
SECCION O DIAMETRO <input type="checkbox"/> cm x cm / D cm		
ESTAN BALIZADAS (IDENTIFICACION) 1 / 2 / 3		
SEGN T.R. LAS BALIZAS DE Dm INTERMEDIA DEBEN IR CADA _____ m.	DEBERIAN EXISTIR EN EL TRAMO	EXISTEN EN EL TRAMO
LAS BALIZAS INTERMEDIAS EST;N MATERIALIZADAS MEDIANTE:		
CALIDAD DEL BALIZADO INTERMEDIO 1 / 2 / 3		

OBSERVACIONES: _____

TRAMO Dm: _____ A Dm: _____

EXISTEN AMARRAS LATERALES PARA REPONER KILOMETRAJE DEL EJE EN	Dm: _____	Dm: _____
MATERIAL CONSTITUYENTE H / M / CR / P		
SECCION O DIAMETRO <input type="checkbox"/> cm x cm / D cm		
ESTAN BALIZADAS (IDENTIFICACION) 1 / 2 / 3		
SEGN T.R. LAS BALIZAS DE Dm INTERMEDIA DEBEN IR CADA _____ m.	DEBERIAN EXISTIR EN EL TRAMO	EXISTEN EN EL TRAMO
LAS BALIZAS INTERMEDIAS EST;N MATERIALIZADAS MEDIANTE:		
CALIDAD DEL BALIZADO INTERMEDIO 1 / 2 / 3		

OBSERVACIONES: _____

Figura 2A.312-03 Formulario de Verificación Monumentación y Balizado Trabajo Tipo 1

c) Las características de la monumentación se informara mediante el Figura 2A.301-34 que se acompaña.

2A.312.2.2 (4) Ingeniería Básica para Repavimentaciones y Estacados (TT-4 y 5).

a) Para verificar la monumentación y balizado del estacado del eje que define el trazado de un camino o del eje de referencia empleado para una repavimentación, se seleccionará al azar un grupo de 3 vértices consecutivos por cada 20 que posea el trazado, con un mínimo de 2 grupos por proyecto.

En caso que el proyecto presente tramos de topografía montañosa u ondulada y tramos planos, o

bien un sub tramo con restricciones al trazado, al menos un grupo de 3 vértices se seleccionara al azar dentro de cada uno de esos tramos.

b) Siendo V_n el vértice seleccionado, se procederá revisar la monumentación y balizado de los puntos principales y del estacado de relleno que definen el eje entre los vértices $(n-1)$, (n) y $(n+1)$, es decir, se revisaran:

1) Puntos Principales asociados a:

- V_{n-1} : V; FC, KS y EAs entre V_{n-1} y V_n si existen
- V_n : KE, PC, V, FC, KS y EAs entre V_n y V_{n+1} si existen
- V_{n+1} : KE, PC, V

2) Estacado de Relleno:

- Inspección del estacado y su balizado entre $FC(n-1)$ y $PC(n+1)$

Para 1) y 2) la revisión considerará los aspectos pertinentes en cada caso y los Términos de Referencia, especial atención se dará a:

- Dimensiones y Materiales empleados en la monumentación.
- Existencia de amarras laterales en los puntos principales.
- Balizado de Puntos Principales.
- Balizado del Estacado de Relleno.

3) Puntos de Referencia del Sistema Altimétrico (PR)

Simultáneamente con 1) y 2) se revisará la monumentación y balizado de todos los PRs que se emplacen en el tramo $V(n-1)$ a $V(n+1)$, con un mínimo de 2 PRs consecutivos, aun cuando uno de ellos o ambos se localicen fuera del tramo pero adyacentes a él. Las características de la monumentación y balizado deberán cumplir con los TR respectivos, atendiendo a los siguientes aspectos:

- Adecuado emplazamiento de los PRs (lugar y estabilidad).
- Materiales y dimensiones de los PRs.
- Amarras en Dm al eje estacado (Monografía de PRs).

c) La calidad de la monumentación y balizado de los elementos descritos en b.1), b.2) y b.3) se informará mediante la Figura 2A.312-04 que se acompaña.

2A.312.3 VERIFICACIÓN DE LAS DETERMINACIONES MEDIANTE INSTRUMENTAL TOPOGRAFICO

2A.312.3 1 Aspectos Generales.

2A.312.3 1 (1) *Simultaneidad de las Verificaciones*

Aun cuando los procedimientos de verificación de la Monumentación y Balizado y los relativos a las Determinaciones Topográficas se presentan separadamente para mayor claridad de exposición, el trabajo de verificación en terreno se efectuara simultáneamente, toda vez que ello resulte práctico, más aún cuando los elementos o tramos por revisar serán en general los mismos.

2A.312.3 1 (2) *Precisión y Exactitud en el Proceso de Verificación.*

En aquellos casos en que la verificación se ejecute mediante un proceso que involucre un cierre dentro de tolerancia y la compensación correspondiente, el valor así determinado podrá considerarse para estos efectos un “valor verdadero o patrón de comparación”, en el orden de las cifras significativas con que fue determinado. Por ejemplo, la determinación del desnivel entre dos PRs, obtenida mediante una nivelación cerrada, empleando instrumental debidamente corregido, cuyo cierre este holgadamente dentro de las tolerancias especificadas y tras compensar la discrepancia determinada, se considerará como un “valor verdadero o patrón de comparación” para determinar la exactitud de la determinación que se está verificando.

MONUMENTACION DE ESTACIONES DE LEVANTAMIENTO Y
VERTICES DE LAS POLIGONALES AUXILIARES
(TRABAJO TIPO 3)

PROYECTO: _____

SECTOR: _____ Dm _____ A Dm _____

OBJETIVO DEL LEVANTAMIENTO O CUADRICULAS VERIFICADAS: _____

SIGLA	COORD. N	COORD.E	FIGURA EN EL PLANO S/N	MATERIAL H/M/CR/P	DIMENSION cm x cm/ D cm	CALIFICACION GLOBAL 1/2/3

OBSERVACIONES: _____

OBJETIVO DEL LEVANTAMIENTO O CUADRICULAS VERIFICADAS: _____

SIGLA	COORD. N	COORD.E	FIGURA EN EL PLANO S/N	MATERIAL H/M/CR/P	DIMENSION cm x cm/ D cm	CALIFICACION GLOBAL 1/2/3

OBSERVACIONES: _____

NOMENCLATURA: S = SI; N= NO
1: ADECUADO; 2: ACEPTABLE; 3: INSUFICIENTE
H: HORMIGON; M: MADERA; CR: CLAVO RIELERO; P: PINTURA

Figura 2A.312-04 Formulario Monumentacion Estaciones de Levantamiento y Vértices de las Poligonales Auxiliares (Trabajo Tipo3)

Cuando se verifica el valor de un elemento aislado, (un cierto ángulo, una distancia, una cota), deberán emplearse procedimientos de cierre o comprobación adecuados para cada situación, trabajando con precisiones más elevadas que las especificadas para el tipo de determinación que se está verificando.

Los procedimientos de cierre o comprobación podrán ser:

- En el caso de ángulos, cierre al horizonte midiendo el ángulo interior y exterior.
- En el caso de distancias, determinación en ambos sentidos A-B y B-A.
- En el caso de cotas, determinación mediante doble posición instrumental.

Los procedimientos empleados para aumentar la precisión de las determinaciones, considerarán:

- Utilizar instrumental en buen estado, debidamente corregido, cuya precisión o resolución sea en lo posible mayor que la especificada para la determinación del elemento que se está verificando.
- Asegurar que la instalación del instrumento cumpla con todos los requerimientos exigidos.
- Instruir al personal auxiliar para que sea extremadamente cuidadoso al instalar el bastón de prismas, jalones, plomadas o miras, exactamente en la señal correspondiente de un monumento, manteniendo además la verticalidad del elemento.
- Aumentar el número de determinaciones por sobre lo especificado como procedimiento habitual para el tipo de trabajo que se está verificando (si se especifican 3 repeticiones o reiteraciones hacer al menos 4; igual cosa en el número de observaciones con distanciómetro y ángulos verticales)
- Hacer de inmediato registros ordenados y completos de todas las determinaciones efectuadas que permitan en gabinete comprobar los cálculos, cierres y compensaciones.

2A.312.3.2 Verificación por Muestreo de las Determinaciones.

2A.312.3.2 (1) Proyectos de Conservación Periódica (TT-1).

a) Se verificará la distancia total entre puntos extremos de los mismos tramos de 500 m seleccionados y se verificarán las distancias del balizado intermedio comprendido dentro de los tramos.

b) Si el tramo no tiene visibilidad entre puntos extremos se deberán instalar las EAS necesarias. En caso de existir curvas horizontales se medirán con distanciómetro los tramos rectos y con huincha metálica y plomada los tramos en curva.

Las medidas con distanciómetro constarán al menos de 3 observaciones en el sentido de avance del kilometraje. El ángulo vertical para reducir a la horizontal se medirá con una precisión de 1° tanto en directa como en tránsito.

Las medidas con huincha de los tramos en curva se harán en el sentido de avance del kilometraje, horizontalizando las huinchadas y empleando plomada. La longitud máxima de la huinchada en curva será de $0,1xR$ pero no mayor que 20 m.

Al desplazarse desde un extremo del tramo a otro, se verificarán las distancias existentes entre al menos 3 pares de balizas. Esta verificación se hará con huincha metálica, posicionándose frente a cada par de balizas seleccionadas.

c) Las medidas informadas (balizadas en terreno) estarán en tolerancia sí:

* Longitud Total del Tramo de Control (500 m):

Según Tolerancias para balizado que se deben incorporar en futuros TRE para Proyectos de Conservación Periódica.

- En Caminos No Pavimentados : $|Lb - Lv| \leq 0,18Lv + 2\sqrt{n}$ (en centímetros)
- En Caminos Pavimentados : $|Lb - Lv| \leq 0,08Lv + 2\sqrt{n}$ (en centímetros)

Dónde:

Lb = Longitud balizada en terreno para un tramo de control ≤ 500 m (en metros) Lv = Longitud total verificada para el mismo tramo (en metros)

n = Número de huinchadas que se requerirían cubriendo 20 m por huinchada en recta y lo que corresponda en curva.

NOTA: La tolerancia aquí especificada corresponde a 1:500 para Caminos No Pavimentados (no se hace estacado y no existe un eje bien definido). Para Caminos Pavimentados la tolerancia especificada equivale a 1:1.000, pues se consultan marcas con pintura y existe un eje bien definido lo que permite mejorar la precisión.

En caso que en la verificación según el sentido de avance se detecte que el trabajo está fuera de tolerancia, se deberá repetir la verificación en el sentido inverso para comprobar que realmente existe un error.

* Longitud entre Balizas Intermedias

Si se trata de un camino no pavimentado en que los Términos de Referencia solo exigen balizas laterales, sin estacado de relleno: $|Lb - Lv| \leq 3,0$ m (o lo especificado en los Términos de Referencia).

Si en el tramo existen Obras de Arte, se recomienda verificar la distancia entre ellas.

Si se trata de un camino pavimentado en que el balizado se hace con pintura sobre el pavimento: $|Lb - Lv| \leq 0,08Lv + \sqrt{n}$ (en centímetros)

Lb y Lv en metros.

n = Número de huinchadas en el tramo

2A.312.3.2 (2) Sistemas de Transporte de Coordenadas (TT-2)

En el presente Instructivo se consignan los procedimientos de verificación de un sistema de

transporte de coordenadas planimétricas desarrollado mediante Poligonales. Para Triangulaciones y Trilateraciones. Para verificar mediante instrumental GPS

a) En primer término se procederá a estudiar la Memoria del trabajo ejecutado, con el objeto de verificar el cumplimiento de los aspectos que dicen relación con las características de la figura y los métodos de trabajo empleados.

Debe tenerse presente que en algunos casos particulares las características del terreno pueden ser tales que resulte muy difícil cumplir exactamente con todo lo señalado para un orden de control dado, o bien, el instrumental disponible no tenga la resolución allí señalada. Estas situaciones por sí mismas no necesariamente invalidan el trabajo, pues si se toman precauciones adicionales durante la medición, eventualmente pueden lograrse las precisiones especificadas y por ende cerrar la figura dentro de las tolerancias requeridas.

Sin embargo, si el incumplimiento de estas recomendaciones es generalizado, aun cuando la Memoria indique un cierre en tolerancia, se pueden anticipar sorpresas en la verificación.

b) La verificación por muestreo de un STC planimétrico podrá hacerse mediante alguno de los métodos que se exponen a continuación, empleando instrumental de la precisión especificada para el orden de control asociado a la Poligonal que se está verificando o, en lo posible, de mayor precisión.

Método A para Verificación de Poligonales.

- Sean C, D, E, F y G cinco vértices sucesivos de una poligonal

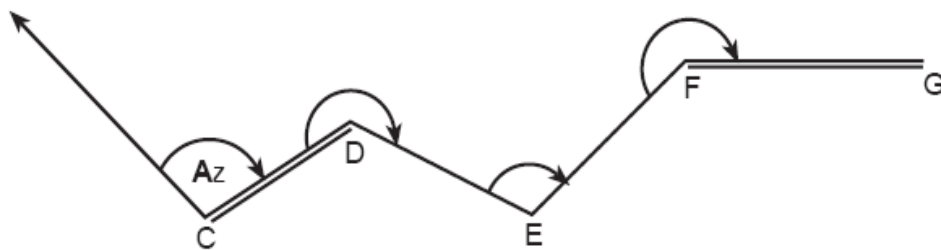


Figura 2A.312-05

- Acepte como verdaderas las coordenadas compensadas informadas en la Memoria para C y D.
- Calcule el azimut correspondiente a la base C-D a partir de las coordenadas de C y D.
- Mida por reiteración o repetición, con al menos una observación más que las especificadas para el orden de control respectivo, los ángulos interiores (en directa) y exteriores (en tránsito) asociados a D, E y F. Si el cierre al horizonte está en tolerancia, compense y determine el ángulo interior.
- Determine las distancias horizontales entre D-E, E-F y F-G. Tanto la distancia inclinada

como el ángulo vertical se determinarán en ambos sentidos (D-E y E-D, etc.). Se aumentará en al menos una el número de observaciones recomendadas para el orden de control que corresponda a la poligonal. Calcule la distancia horizontal en cada sentido y, si la discrepancia está en tolerancia, promedie los valores.

- Calcule el azimut de D-E, E-F y F-G, empleando los valores obtenidos en la verificación.
- Calcule las coordenadas de E, F y G, empleando los valores determinados en la verificación.
- Determine la Discrepancia angular “e” para el azimut de F-G informado en la Memoria respecto del azimut de F-G calculado en la verificación
- La Poligonal verificada por muestreo se considerará en tolerancia angular si la discrepancia “e” cumple con la relación:

$$e^{cc} \leq K^{cc} \sqrt{3} \quad (3 = \text{angulos en D, E y F})$$

	K^{cc}
Poligonal Primaria	10^{cc}
Poligonal Secundaria	20^{cc}
Poligonal Terciaria	30^{cc}

- Determine la Discrepancia en Distancia “E” para los vértices F y G. $E = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}$, siendo Δx y Δy la discrepancia entre las coordenadas x e y informadas en la Memoria, respecto de aquellas calculadas en el proceso de verificación.
- La Poligonal verificada por muestreo se considerara en tolerancia lineal si la discrepancia de “E” cumple con la relación:

E ≤	1 : 40.000 - Poligonales Primarias
	1 : 20.000 - Poligonales Secundarias
	1 : 15.000 - Poligonales Terciarias

Para expresar “E” en la forma 1:X

$$X = L/E$$

(Ec.2A.312-01)

En que «L» es la distancia según la poligonal, determinada en la verificación entre D y F o bien D y G, según corresponda, y “E” la discrepancia determinada en D o G.

NOTA: En caso que “e” o “E” superen levemente (10 a 15%) las tolerancias especificadas, no se podrá asegurar que el trabajo verificado esté fuera de tolerancia, ya que las determinaciones efectuadas durante la verificación, por precisas que sean, también están afectadas por errores accidentales y, además, el efecto de la compensación de la poligonal podría ser especialmente desfavorable en el tramo que se verificó. En ese caso se deberá revisar otro tramo de la poligonal o emplear el Método B en caso de ser posible.

Si el tramo verificado está fuera de tolerancia, identifique las discrepancias individuales detectadas en cada elemento verificado (Ángulos y Distancias) y haga notar en el Informe cada situación.
Método B para Verificación de Poligonales Cerradas Sobre sí Misma.

Sean A;B ... H;I, los vértices de la Poligonal.

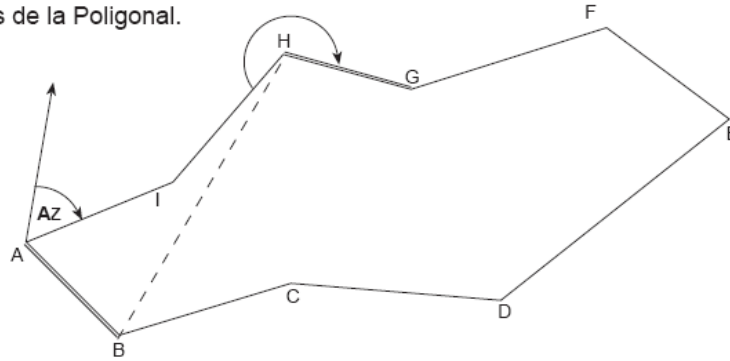


Figura 2A.312-06

Supóngase que B y H son intervisibles, que la distancia B-H es del orden o mayor que la distancia mínima entre vértices especificada para la poligonal que se está verificando y que el desnivel entre ellos también cumple con lo especificado. Si ello no ocurre entre B y H, elija otro par de vértices tales como B y G, C e I, C y H, etc., en que se cumplan dichas condiciones.

- Acepte como verdaderas las coordenadas compensadas informadas en la Memoria para A y B.
- Calcule el azimut correspondiente a la base A-B a partir de las coordenadas de A y B.
- Mida los ángulos ABH y BHG siguiendo el mismo procedimiento especificado en el Método A para medición de ángulos.
- Determine las distancias horizontales B-H y H-G siguiendo el mismo procedimiento especificado en el Método A para determinación de distancias horizontales.
- Calcule el azimut de B-H empleando los valores determinado en la verificación.
- Determine la discrepancia angular “e” para el azimut de B-H determinado a partir de las coordenadas compensadas para B y H informadas en la Memoria, respecto del azimut determinado en la verificación.

La Poligonal Verificada por muestreo se considerará en tolerancia angular si la discrepancia “e” cumple con la relación:

$$e^{cc} \leq K^{cc} \sqrt{N}$$

(Ec.2A.312-02)

K^{cc}
10^{cc}
20^{cc}
30^{cc}

En que N es el número de ángulos que debió medir quien ejecutó la poligonal que se está verificando, para determinar el azimut G-H partiendo del azimut A-B. En el caso de este ejemplo $N = 6$ (ángulos en B, C, D, E, F y G).

- Determine la discrepancia entre la distancia horizontal calculada para B-H a partir de las coordenadas compensadas de B y H informadas en la Memoria, respecto de la distancia horizontal determinada en la verificación.

La poligonal verificada por muestreo se considerará en tolerancia lineal si la discrepancia detectada, es menor que:

- 1 : 40.000 - Poligonales Primarias
- 1 : 20.000 - Poligonales Secundarias
- 1 : 15.000 - Poligonales Terciarias

NOTA: Valen las mismas observaciones consignadas en la nota incluida al final del Método A.

- **Comentarios y Recomendaciones para el Empleo del Método B.**

Se especificó medir el ángulo BHG y la distancia H-G, que si bien no intervienen en la verificación según este método, sirven para tener la posibilidad de controlar la Poligonal también según el Método A, verificando en ese caso el azimut H-G y las coordenadas de G. Téngase presente que, de acuerdo con los procedimientos de medición especificados para la verificación, el operador debe obligatoriamente instalarse en H, luego estas medidas adicionales no acarrear un trabajo significativo y solo requieren de una tercera instalación en G.

Al elegir el par de vértices en ramas opuestas de la Poligonal, conviene en lo posible partir de un vértice cercano al inicio de la poligonal, tal como B, pues entonces las coordenadas de B deberían estar poco afectadas por errores accidentales, en tanto que las coordenadas en un vértice tal como H próximo al punto de retorno, pero no tan cercano como I (pues el proceso de compensación corrige el error de cierre angular), han acumulado ya buena parte de los errores accidentales o las faltas. En razón de la corrección angular por compensación parece más representativo de la exactitud del trabajo verificar según el Método A el azimut H-G y no el H-I. En definitiva, en este método B, la verificación de la distancia B-H derivada de las coordenadas compensadas informadas en la Memoria, respecto de la distancia medida en la verificación, debería proveer una buena información respecto de la consistencia de la Poligonal que se está verificando.

c) Verificación del Transporte de la Coordenada Altimétrica. Las exigencias para la Red Básica son extremadamente altas si el objetivo final del ST de la coordenada altimétrica es ejecutar un plano topográfico. En efecto, para cumplir con dichas exigencias la nivelación debe ejecutarse por nivelación geométrica, y como para cumplir con las distancias exigidas entre vértices para el transporte de las coordenadas planimétricas, los vértices se deberán localizar en puntos altos, la nivelación geométrica resulta difícil de ejecutar y con bajos rendimientos. Por otra parte, al ejecutar

el estacado de un proyecto definitivo siempre se materializará un sistema de PRs próximo al trazado del camino, independiente de la poligonal del STC, el que sí se deberá nivelar geoméricamente, exigiéndose cierres cada 500 m, que deberán cumplir con la tolerancia de $10\sqrt{K}$ (mm), siendo K la longitud del circuito en kilómetros.

En consideración a lo expuesto precedentemente, las cotas de los vértices de las poligonales se verificarán considerando las exigencias señaladas para las Redes Auxiliares Derivadas de y Cerradas contra la Red Básica siempre en el entendido que dicho sistema de transporte de cotas sólo será empleado para ejecutar levantamientos distanciométricos o para dar cota a puntos esteroscópicos de una restitución aerofotogramétrica. Nótese que las precisiones se asocian a las de una Nivelación Trigonométrica Corriente.

En estas condiciones para efectuar la verificaciones se acepta como cierta la cota informada del vértice D (ejemplo Método A) y se arrastra hasta G, calculando para éste la discrepancia entre la cota informada en la Memoria y aquella determinada en la verificación, discrepancia que se compara con las tolerancias señaladas en las Láminas citadas precedentemente. En el caso del Método B, se acepta como verdadera la cota informada para el vértice B y se arrastra hasta H o G, procediendo luego como en el Método A.

2A.312.3.2 (3) Levantamientos (TT-3).

a) Levantamiento de Terreno Natural. Cuando se verifique un levantamiento de terreno natural en que no existan obras cuya cota se requiera conocer con la precisión asociada a una nivelación geométrica (empalmes de pavimento, cota de vías férreas, etc.) se procederá según se describe a continuación:

- Se seleccionarán al menos dos áreas que incluyan terrenos de topografía suave en un caso y escarpada en el otro.
- En cada caso se ligará al menos una de las estaciones de levantamiento empleadas para ejecutar el trabajo que se está revisando, con el STC, materializado en la zona, haciendo las mediciones que permitan verificar las coordenadas y la cota de dicha(s) estación(es).
- Instalado en la estación para la que se calcularon coordenadas y cota se procederá a levantar dos perfiles representativos del área, que formen un ángulo de aproximadamente 100° entre sí; se procurará levantar unos 20 puntos representativos de las características del terreno en cada perfil. Si en el área existen postes u otros elementos de interés que deben figurar en la planimetría se harán observaciones específicas para verificar su posición en el plano.
- Para hacer las determinaciones correspondientes a la(s) estación(es) y los puntos de relleno, se usará el instrumental de precisión que se ha estado empleando para toda la faena de verificación, es decir distanciómetro y teodolito, por lo tanto, las cotas se calcularán trigonometricamente. El ángulo horizontal que determina el perfil seleccionado se calará a un grado entero para facilitar el posterior ploteo sobre el plano que se está verificando. El ángulo vertical de cada punto se medirá al minuto en directa y en tránsito para eliminar la posibilidad de faltas. La distancia inclinada se determinará consignando el valor de al menos dos observaciones en el distanciómetro para detectar posibles faltas en la

anotación. La altura instrumental y de la señal de los prismas se determinará con cinta métrica aproximando al centímetro.

- Las tolerancias de las coordenadas y cotas de la estación de levantamiento de los vértices de la poligonal auxiliar revisados, deberán cumplir con lo especificado, para la escala del levantamiento que se está verificando.

b) Levantamiento de Áreas con Obras Existentes. Cuando la verificación deba hacerse para levantamientos que incluyen pavimentos, vías férreas, obras de arte u otros elementos, en que el proyectista que empleará el plano requiere conocer la posición planimétrica del punto con una aproximación en el orden de los centímetros y la cota al centímetro, el método de verificación deberá planificarse considerando estos requerimientos. Por lo general en estos casos existirán ejes principales que pueden servir de referencia (bordes o ejes de pavimentos, etc.) y a lo largo de ellos se podrán determinar distancias precisas para posteriormente levantar perfiles transversales nivelados geoméricamente, procediendo así a comparar puntos perfectamente identificados cuya posición en planta y cota deberá cumplir con los requerimientos que se anticipan según el proyecto de que se trate (Intersecciones, enlaces, empalmes de pavimentos, obras hidráulicas, etc.).

2A.312.3.2 (4) Ingeniería Básica para Repavimentaciones y Estacados TT-4 y 5

La verificación por muestreo de las determinaciones se hará en este caso para los mismos elementos seleccionados

a) Angulos del Trazado en Planta.

- Se verificarán al menos dos ángulos por cada grupo V_n y V_{n-1} o V_{n+1} , prefiriendo al menos uno que posea vértices auxiliares, si es el caso.

El ángulo se determinara visando al Vértice o EA, que corresponda y midiendo el ángulo interior en directa y el exterior en tránsito, anotando la lectura con los segundos que se pueden leer directamente según la resolución del instrumento, para luego compensar y aceptar como verdadero el ángulo determinado expresado a los 20^{cc} .

El ángulo que se verifica (informado a los 50^{cc} o con mayor precisión), estará en tolerancia, si existe una discrepancia de $\leq \pm 50^{\text{cc}}$ respecto del ángulo compensado determinado en la verificación. Ejemplificando lo expuesto se tiene:

Sea $A = 120,0820^{\text{g}}$ (el ángulo verificado, compensado aproximado a los 20^{cc}).

El ángulo informado está en tolerancia sí:

$$120,0770^{\text{g}} \leq A_{\text{inf}} \leq 120,0870^{\text{g}}$$

- Si en las alineaciones $V_{n-1} \rightarrow V_n$ y $V_n \rightarrow V_{n+1}$, existen Estacas de Alineación, se hará estación en dicha(s) EA, y se procederá a determinar la magnitud de la deflexión que se pudiere haber introducido como consecuencia de un método de trabajo poco riguroso. La

determinación de este ángulo se hará en directa y en tránsito para los eventuales ángulos interiores y exteriores, procediendo compensar para determinar el ángulo.

Aun cuando estas deflexiones deberían ser despreciables si se emplean métodos adecuadas para prolongar las alineaciones (Empleo de puntos altos alejados, doble tránsito), la tolerancia se calculará en cada caso considerando que el punto más alejado de la EA, que forma parte del trazado sobre la misma alineación, no deberá desplazarse más de 3cm de su posición teórica y que la deflexión no debe sobrepasar los 3 minutos.

Es decir:

$$\alpha = \arctg\left(\frac{0,03}{L}\right) \quad \text{y} \quad \alpha \leq 0,0300^g$$

Siendo “L” la distancia desde la EA a la próxima EA, o al PC o FC, si no existen clotoides, o bien, al KE o KS si éstas forman parte del trazado y son visibles desde la EA.

La deflexión determinada “d” será aceptable sí:

$$d^g \leq \alpha^g \quad \text{pero} \quad \alpha \leq 0,0300^g$$

Tabla 2A.312-01 Ejemplo de Deflexión

L (m)	$\alpha = \arctg(0,03/L)$	Deflección Máxima Aceptable
20	955	300
50	382	300
100	191	191
500	38	38
1.000	19	19

NOTA: La limitación para “d” calculada a partir de $\arctg(0,03/L)$ se deduce de la tolerancia señalada en

2A.312.3.3 La limitación de α máx = 300cc

Se introduce en esta Sección, pues si existe una sucesión de EAs afectadas de errores superiores a 3°, fuera de implicar un trabajo descuidado, puede acarrear desviaciones importantes del rumbo deseado. Desde otro punto de vista, el hecho real de que a las EAs se asocian deflexiones, aconseja medir durante la materialización de un estacado, el ángulo real incorporado en cada una de ellas, pues si se desea hacer un cierre de la poligonal del estacado la influencia de estas deflexiones puede ser significativa.

a) Distancias del Trazado en Planta.

Las distancias entre puntos principales del tramo que se verifica, se medirán con distanciómetro mediante al menos 3 observaciones, reduciendo a la horizontal con el ángulo vertical observado en directa y en tránsito con una precisión de al menos 1°. Se verificará al menos:

$$\begin{array}{ll}
 V_{n-1} & \leftrightarrow (KS \text{ o } FC)_{n-1} \\
 (FC \text{ o } KS)_{n-1} & \leftrightarrow (KE \text{ o } PC)_n \\
 (KE \text{ o } PC)_n & \leftrightarrow V_n \\
 V_n & \leftrightarrow (FC \text{ o } KS)_n \\
 (FC \text{ o } KS)_n & \leftrightarrow (KE \text{ o } PC)_{n+1} \\
 (KE \text{ o } PC)_{n+1} & \leftrightarrow V_{n+1}
 \end{array}$$

Si en dichos tramos existen EAs intermedias obviamente será necesario hacer estación en ellas y determinar la distancia intermedia.

La tolerancia para la medida de distancias entre vértices y EAs de la poligonal que definen el eje del trazado será de 1:5.000, puesto que el cierre en distancia “E” de la poligonal del estacado debe cumplir con la relación 1:2.500, y para ello los elementos individuales que la componen deben estar medidos con una precisión igual al doble (1:5.000) de la exigida para el conjunto.

NOTA: Si durante el proceso de verificación se detectan distancias fuera de las tolerancias antes señaladas, se deberá medir nuevamente dicha distancia en el sentido inverso, para asegurarse que no se ha cometido una falta en la primera determinación.

La tolerancia en distancia para los Puntos Principales, tales como KE, KS, PC o FC, se verificará considerando que su posición fue determinada con huincha desde el vértice al cual se asocian y, por lo tanto, la discrepancia máxima aceptable estará dada por:

$$d_{max}(cm) = 0,015L + \sqrt{n} \quad \text{(Ec.2A.312-03)}$$

Siendo “L” la distancia real (distanciométrica) expresada en metros entre el vértice (o el vértice auxiliar) y el elemento, y “n” el número de huinchadas requeridas para llegar a él desde dicho vértice, considerando un avance de 20 m o menos, según la topografía, para cada huinchada.

Si la distancia entre vértices está en tolerancia y la distancia entre el vértice y los elementos principales KE, KS o PC y FC, también lo están, se verificarán distanciométricamente 2 tramos rectos del estacado de relleno que comprendan del orden de 80 m de largo cada uno (4 huinchadas de 20 m), uno entre V_{n-1} y V_n y el otro entre V_n y V_{n+1} . Los tramos seleccionados no deben elegirse próximos al fin de la recta de ese sector de trazado (últimos 60 m), pues es posible que en ellos se haya corregido la discrepancia tolerable acumulada al hacer el estacado de relleno mediante huincha en la totalidad de la recta.

Se considerará que la verificación por muestreo está en tolerancia,

sí:

$$d_{max}(cm) \leq 0,025L + \sqrt{n} \quad (\text{Ec.2A.312-04})$$

Para verificar un tramo en curva se seleccionará la zona curva comprendida entre el PC y el FC de la curva asociada al vértice “n”. Esta verificación se efectuará con huincha metálica, midiendo de ida y de retorno según las cuerdas con que correspondió estacar la curva, según sea el radio de esta.

$$d_{max}(cm) \leq 0,025L + 2\sqrt{n} \quad (\text{Ec.2A.312-05})$$

b) **Alineaciones del Trazado.**

Haciendo estación en Vn o en alguno de sus vértices auxiliares, o bien, en una EA que provea visibilidad suficiente, se verificarán los desplazamientos laterales de las estacas respecto de la alineación teórica.

- Los puntos principales KE, KS o PC, FC estarán en tolerancia si su desplazamiento lateral, medido según una normal a la alineación, presenta una discrepancia menor o igual que $\pm 1,5$ cm.
- Las estacas de relleno estarán en tolerancia si al menos el 90% de ellas presenta desplazamientos laterales, medidos según una normal a la alineación, menores o iguales que ± 3 cm.

c) **Elementos Curvos.**

Haciendo estación en los puntos principales que corresponda se procederá a verificar el estacado de relleno que definen los arcos clotoidales y las curvas circulares asociadas al vértice Vn.

- Las estacas de relleno estarán en tolerancias si los desplazamientos detectados no superan ± 3 cm respecto de la posición verdadera, determinada como el promedio de dos replanteos del punto, en caso que mediante la primera determinación se crea haber detectado una falta.

2A.312.3.4 Nivelaciones

a) Se verificara el desnivel informado para al menos 2 PRs consecutivos próximos a cada grupo de vértices del trazado en planta. Para ello se procederá a ejecutar una nivelación cerrada entre los PRs n y n+1, leyendo al milímetro, de ida y de regreso, sobre estacas de relleno que no disten más de 60 m entre sí o menos si el desnivel así lo exige.

Si la nivelación ejecutada cierra en tolerancia se promediarán los desniveles, determinando el desnivel medio que constituirá el patrón de comparación. El desnivel informado se considerará en tolerancia si:

$$e (m) \leq 0,01 \sqrt{K};$$

(Ec.2A.312-06)

Siendo K la longitud en km del circuito cerrado de la nivelación.

b) Las cotas de las estacas intermedias determinadas a la ida y al regreso, se corregirán según la compensación a los puntos de cambio al determinar el desnivel entre PRs, procediendo a promediarlas si éstas no discrepan más de 10 mm entre sí, adoptándose dicho valor como patrón de comparación.

Se considerarán en tolerancia las cotas informadas para las estacas intermedias que no discrepen más de 20 mm respecto de la cota determinada para cada estaca incluida en el proceso de verificación, si se trata de terreno natural, y no más de 5 mm si se trata de un eje sobre un camino pavimentado.

2A.312.3.5 Perfiles Transversales.

Por al menos un 50% de las estacas de relleno a las que se les determinó la cota según lo señalado en la letra b) del numeral anterior, se levantarán perfiles transversales, de acuerdo con el siguiente procedimiento.

- Si se cuenta con los datos del perfil correspondiente, se nivelarán puntos a la misma distancia del eje de referencia, cuidando la ortogonalidad del perfil. Si en terreno el perfil presenta puntos característicos que no fueron informados, se incluirán en la verificación.
- En caso que el perfil incluya cortes o terraplenes asociados a desniveles importantes, la distancia horizontal se determinará distanciométricamente y la cota en forma trigonométrica, para evitar los errores que se asocian en estos casos a la determinación taquimétrica.
- Los puntos verificados del perfil transversal se consideraran en tolerancia si no discrepan, tanto en cota como en distancia al eje, más de 0,5 cm en cota y 1cm en distancia para puntos que caen sobre un pavimento o una estructura.
- 5 cm en terreno natural con poco desnivel transversal (plano o pendiente < 20%).
- 10 cm en terreno natural escarpado o con pendiente transversal > 20% .
- 25 cm en terreno natural con gran desnivel transversal, tal como en el caso del coronamiento de cortes altos existentes.

2A.312.4 VERIFICACIÓN MEDIANTE GPS

2A.312.4.1 Aspectos Generales

Las verificaciones de los STC deben obedecer los criterios señalados en las Secciones [2A.301](#) (Aspectos Generales y Referenciación de Estudios), [2A.302](#) (Conceptos Relativos a Sistemas de Referencia Geodésicos), [2A.303](#) (Sistemas de Proyección y GPS), y [2A.307.3](#) (Procedimientos para el Transporte de Coordenadas Mediante GPS), en lo que dice respecto a la georeferenciación y definición de los Planos Topográficos Local (PTL). Para efectos de la ingeniería básica de los diferentes órdenes de control, el muestreo se orienta a la verificación de los STC. Por otro lado, para efectos de georeferenciar diferentes estudios y proyectos y, probablemente, incorporarlos a un SIG, es necesario verificar la exactitud de los STC. Exactitud, para este caso, debe entenderse como la precisión externa (o absoluta) del STC respecto del sistema de referencia WGS-84. Cuando ésta afecta de forma sistemática al STC, no se traduce en pérdida de precisión. Por esta razón se recomienda tratar exactitud y precisión del STC en forma separada.

2A.312.4.2 Verificación de la Exactitud del STC

Como se señala en [2A.302.4 2](#), las coordenadas de los puntos del STC deben estar amarradas y referidas al sistema geodésico WGS-84. Se procederá a verificar los datos que constan en las memorias sobre las estaciones GPS del IGM (o equivalentes) usadas como ligazón, así como los valores de los parámetros estadísticos resultantes del procesamiento y ajuste de las observaciones GPS.

Los posicionamientos autónomo y diferencial con código C/A (DGPS), por su escasa precisión, sirven sólo como indicio de inexactitud del STC, por lo cual estos dos métodos no son concluyentes, impiden determinar el grado de inexactitud del STC y no deben ser usados para este fin específico.

En modo diferencial (o relativo) la exactitud de las coordenadas del punto por determinar depende, entre otros factores, de las coordenadas de la estación de referencia, por lo tanto también es necesaria la verificación de los datos de la estación de referencia.

En la verificación se parte de la premisa que el consultor realizó el amarre en la implantación del STC, con uso de GPS del tipo geodésico, por lo que esta etapa requiere equipos de la misma clase.

Considerando que la precisión nominal del posicionamiento geodésico mediante uso de las fases portadoras (L1 o L1/L2), es de $\pm 5 \text{ mm} + 1 \text{ a } 2 \text{ ppm}$ (partes por millón) de la longitud del vector determinado, las coordenadas informadas de un punto perteneciente al STC y las obtenidas con GPS geodésico, ambas en WGS-84, pueden diferir en no más de 1:60.000 (1 parte en 60.000 ó 16,7 partes por millón) de la distancia al punto de referencia, esto representa 0,17 m en 10 km. En caso que esta situación no se cumpla, es un indicio que el STC está afectado por un error que, en principio, puede ser sistemático y fácilmente solucionable, sin afectar la precisión

interna del STC, la que puede ser corregida realizándose una nueva ligazón desde un punto GPS de alta precisión a dos puntos del STC. La constatación sobre si el error es sistemático, será conclusiva después de la verificación de la precisión del STC.

2A.312.4.3 Verificación de la Precisión del STC

De acuerdo a la precisión nominal (citada en el Párrafo anterior), este método puede ser utilizado para verificar la precisión interna del STC, reflejada en la precisión de azimutes, distancias y desniveles. Sin perjuicio de lo expuesto en el Numeral anterior [2A.312.4.2](#), se podrá proceder a la verificación de la precisión de puntos pertenecientes a las Figuras Base y Líneas Base del STC, determinados por cualquier procedimiento, para ello se debe determinar las coordenadas GPS relativas entre los puntos que se desea verificar.

a) Verificación de Distancias. Las distancias deben ser contrastadas referidas a un mismo plano, por ejemplo; plano de proyección (ejemplo UTM), o plano horizontal medio. Se deben considerar dos casos de distancias obtenidas a partir de coordenadas obtenidas con GPS:

- 1) Distancia Inclínada Calculada de las Coordenadas Cartesianas Geocéntricas. Esta distancia debe ser reducida al horizonte para ser considerada horizontal de acuerdo a:

$$\text{Distancia inclinada entre A y B} = D_i = \sqrt{(X_A - X_B)^2 + (Y_A - Y_B)^2 + (Z_A - Z_B)^2}$$

$$\text{Distancia horizontal} = D_H = \sqrt{D_i^2 - \Delta h^2} \quad (\Delta h: \text{ desnivel entre A y B}).$$

- 2) Distancia Plana Calculada a Partir de las Coordenadas Proyectadas Planas. La distancia plana puede ser convertida a horizontal, o viceversa, mediante reducciones contenidas.

b) Verificación de Azimutes. El azimut plano (o de cuadrícula) de una Línea Base de un STC puede calcularse directamente a partir de las coordenadas de los vértices que componen la Línea. La precisión del azimut calculado depende de la precisión de la determinación GPS; con ello el error máximo exigido de 1:60.000 entre los dos vértices de la Línea Base, cuanto este se presenta de forma perpendicular a la Línea, representa 0,0011^g (11^{cc}) de error en el azimut determinado. Por lo tanto, el azimut determinado con GPS puede diferir del azimut informado hasta en 11^{cc}, como máximo. Al compararse azimutes planos, todos deben estar referidos al mismo sistema o cuadrícula, por ejemplo, en caso que sea necesario verificar un azimut calculado a partir de las coordenadas UTM con un azimut en una proyección LTM, deben ser determinadas las Convergencias Meridianas correspondientes en ambas proyecciones ([2A.303.3](#) y [2A.303.4](#)) para luego referir los azimutes a una proyección única.

c) Verificación de Desniveles. La precisión de la determinación de desniveles mediante GPS depende de dos factores principales: precisión del desnivel elipsoidal y precisión de la corrección geoidal, principalmente debido a la incertidumbre de la reducción al geoide, o Nivel Medio del Mar (NMM). En todo caso, las verificaciones de desniveles de precisión siempre deberán efectuarse mediante nivelaciones geométricas.

**MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS
PÚBLICAS DEL ECUADOR**

SUBSECRETARÍA DE INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE

**NORMA ECUATORIANA VIAL
NEVI-12 - MTOP**

**VOLUMEN N° 2 – LIBRO A
NORMA PARA ESTUDIOS VIALES**

**CAPITULO 2A.400
INFORMES Y DOCUMENTOS DEL ESTUDIO**

QUITO 2013

INDICECAPÍTULO 2A.400

INDICE GENERAL.....	viii
CAPITULO 2.400 PLANOS, INFORMESYDOCUMENTOS DELESTUDIO.....	378
SECCIÓN 2A.401 OBJETIVOS Y ALCANCES	378
2A.401.1 PROYECTOS VIALES.....	378
2A.401.2 FORMATOS DIGITALES PARA TEXTOS Y TABLAS	378
2A.401.3 FORMATOS DIGITALES PARA MODELOS DE TERRENO Y PLANOS	378
2A.401.4 MEDIOS MAGNÉTICOS DE RESPALDO	379
SECCIÓN 2A.402 PLANOS	380
2A.402.1 FORMATOS.....	380
2A.402.2 PROCEDIMIENTOS DE DIBUJO Y SIMBOLOGÍA	381
SECCION 2A.403 INFORMES Y DOCUMENTOS.....	382
2A.403.1 ASPECTOS GENERALES	382
2A.403.2 FORMATO.....	382

CAPITULO 2A.400 PLANOS, INFORMES Y DOCUMENTOS DELESTUDIO

SECCIÓN 2A.401 OBJETIVOS Y ALCANCES

2A.401.1 PROYECTOS VIALES.

El presente Capítulo establece las normas, procedimientos y recomendaciones que se aplicarán para la confección y presentación de los planos y documentos requeridos en los diversos niveles de estudio de un proyecto vial.

Se establece como procedimiento habitual para generar los planos y documentos del proyecto, la utilización de medios computacionales, creando archivos digitales que contengan toda la información de texto y dibujo del estudio vial. No obstante lo anterior, los informes se entregarán también en el número de copias duras que se establezca en los Términos de referencia

La Dirección de Vialidad estipulará, mediante Términos de Referencia Específicos (TRE), las modificaciones en cuanto a las dimensiones, formas, escalas y contenido de los planos e informes que pueden requerirse en casos particulares.

2A.401.2 FORMATOS DIGITALES PARA TEXTOS Y TABLAS

Los textos de los informes entregados en papel deberán estar elaborados mediante un procesador de textos. Para estandarizar el procedimiento se emplearán los software “Word Perfect” o “Word”. Las Tablas y Gráficos se elaborarán mediante planillas de cálculo empleando el software “Excel”. El MTOP podrá modificar en el futuro la exigencia en cuanto al software que se deberán emplear.

2A.401.3 FORMATOS DIGITALES PARA MODELOS DE TERRENO Y PLANOS

Los archivos de dibujo deberán poder leerse en plataforma CAD, en formato DWG.

En general, los planos de planta y alzado, saneamiento, señalización y cualquier otro diseño desarrollado según alineamientos o ejes horizontales, que puedan trabajarse en forma independiente, deberán entregarse de tal forma que cada lámina individual se pueda abrir, operar y modificar, sin problemas, es decir, cada lámina debe ser autosuficiente por sí misma. Por lo anterior, toda la información de la lámina deberá estar insertada y no se podrán usar referencias externas. Lo anterior no elimina la posibilidad de que los Consultores trabajen durante el desarrollo del estudio con láminas referenciadas, pero la entrega deberá hacerse con láminas insertadas.

Las láminas deberán mantener las coordenadas del proyecto en el origen X, Y, Z, de AUTOCAD (UCS World), o en otro UCS debidamente indicado que tenga el mismo origen que el anterior.

Para la presentación de láminas que incluyan 2 tramos consecutivos del proyecto, dispuestos uno en la parte superior de la lámina y el segundo bajo el anterior, el primero deberá mantener las

coordenadas reales y para el segundo, que no tenga coordenadas reales, deberá darse un mínimo de tres puntos claramente identificables en dicho sector, indicando sus coordenadas reales, a fin de poder llevarlo fácilmente a su origen. EL UCS de presentación de la lámina también deberá venir especificado.

2A.401.4 MEDIOS MAGNÉTICOS DE RESPALDO

Una vez aprobado el Estudio por la entidad contratante, se entregará un respaldo magnético del Informe Final cubriendo todo lo concerniente a Memoria del Proyecto, Antecedentes de Licitación, Presupuesto de la Obra y Planos. Respecto a estos últimos, se entregará también un listado con el nombre del archivo magnético de cada lámina entregada con el estudio.

Los medios magnéticos en que se entregarán los archivos correspondientes serán:

Informe Final: Disco Compacto.

Informes Parciales: Disco Compacto.

SECCIÓN 2A.402 PLANOS**2A.402.1 FORMATOS.**

En lo relativo a la reproducción en copias duras, los planos correspondientes a los diversos niveles de estudio de un proyecto vial se presentaran en láminas normalizadas, cuyas dimensiones, expresadas en milímetros, se indican en el siguiente cuadro

Tabla. 2A.402-01 Láminas normalizadas

Designación	Línea de Corte	Límites de Dibujo	Margen (mm)		Tamaño Mínimo Caracteres
			Izq.	Otros	
A-1	594 x 841	544 x 791	40	10	1,5 – 2,5*
A-2	420 x 594	370 x 574	40	10	1,5 – 2,5*
A-3	297 x 420	272 x 410	20	5	1
A-4	210 x 297	185 x 287	20	5	1

* Si se especifican reducciones; las que preferentemente se editarán con impresora de inyección de tinta.

En casos especiales la MTOP podrá autorizar el uso del formato A-0 cuyas dimensiones son:

Tabla. 2A.402-02 Dimensiones en formato A-0

A-0	841 x 1188	791 x 1168	40	10	1,5 – 2,5*
-----	------------	------------	----	----	------------

La dimensión menor de las láminas corresponde al alto y la mayor a su longitud. Nótese que siempre será posible pegar las copias de cualquiera de los tres primeros tipos de lámina de modo que la dimensión sea aproximadamente 210 x 297mm.

En aquellos casos en que la lámina A-4 se utilice para presentar materia gráfico uniforme, la dimensión mayor, 297mm, pasa a ser el alto margen para archivo, 20mm, debe darse adyacente al lado izquierdo de la lámina considerado según esa dimensión

La columna “Línea de Corte” indica las dimensiones totales de la lámina. La columna “Limite Dibujo” indica las dimensiones del marco que se dibujara para delimitar el área utilizable de la lámina. El “ Margen Izquierdo” corresponde al espacio que se deja entre el marco y dicho extremo de la lámina, en previsión de una posible encuadernación. El margen de los otros lados presenta un ancho constante.

El tamaño mínimo de los caracteres será de 2,5mm cuando se especifique la reducción de las láminas. En estos casos se incluirá en la versión reducida un recuadro señalando la escala aproximada resultante

Los originales de las láminas deben entregarse en tubos plásticos, los que exteriormente llevarán un rótulo identificando el proyecto y el contenido del tubo.

2A.402.2 PROCEDIMIENTOS DE DIBUJO Y SIMBOLOGÍA

Los planos habitualmente serán dibujados computacionalmente mediante plotters o impresoras de inyección de tinta o láser, que operan con colores, alta resolución y a diferentes escalas, todo plano contará con respaldo en archivos digitales. Toda la información del estudio estará definida por sus coordenadas x, y, z, pudiendo consultarse directamente en pantalla.

SECCION 2A.403 INFORMES Y DOCUMENTOS.

2A.403.1 ASPECTOS GENERALES

Los estudios de obras viales, cualquiera sea su nivel, requerirán de informes parciales o de avance y de informes finales que permitan una clara comprensión de los objetivos del estudio encomendado y del grado en que dichos objetivos se lograron.

Ambos aspectos deberán quedar respaldados mediante la presentación de los antecedentes recopilados, el análisis y elaboración de dichos antecedentes, las memorias de cálculo que justifiquen las hipótesis y los diseños adoptados y por los documentos que, conjuntamente con los planos, definan todas las características del estudio desarrollado.

Esta sección está destinada a normalizar la presentación de los informes parciales y finales, en especial en lo relativo a formatos, cuadros tipo, calidad de presentación, etc.

2A.403.2 FORMATO

Los informes parciales y finales se presentarán en formato A-4 de 297 mm de alto por 210 mm de ancho, tamaño final cortado.

El texto se presentará escrito mediante un procesador de texto, con caracteres de un tamaño mínimo de 2 mm. Los márgenes entre los extremos del texto escrito y el borde de la hoja serán:

Extremo Superior	25 mm.
Lado Izquierdo	25 mm.
Extremo Inferior	20 mm.
Lado Derecho	15 mm.

Los documentos gráficos se presentarán en láminas formato A 4 de 297 x 210 mm, cuyos márgenes libres serán de 20 mm por el lado izquierdo (lado de archivo) y 5 mm por todos los otros lados. Estas láminas podrán ampliarse en módulos de 297 x 190 mm, de modo que puedan plegarse manteniendo el tamaño del formato.