

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**DISEÑO GEOMÉTRICO DEL INTERCAMBIO VIAL URBANO A
DESNIVEL AUTOPISTA PANAMERICANA NORTE – AV.
TOMAS VALLE**

TESIS

**Para optar el Título Profesional de
INGENIERO CIVIL**

JOSE ELIAS CALLE MENDIVEL

Lima - Perú

2009

AGRADECIMIENTO Y DEDICATORIA

La presente tesis no hubiera sido posible sin el valioso aporte y tiempo de la Ing. Mercedes Rodríguez Prieto Mateo. Dedico esta tesis a mis padres pues sin su esfuerzo nunca hubiera podido concluir mis estudios, ni la presente tesis.

INDICE DE LA TESIS:

DISEÑO GEOMETRICO DEL INTERCAMBIO VIAL URBANO A DESNIVEL AUTOPISTA PANAMERICANA NORTE– AVENIDA TOMAS VALLE

Resumen

Lista de cuadros

Lista de figuras

Introducción

CAPITULO 1.0 Fundamentos de Ingeniería de Transito

- 1.1 Clasificación de las vías
- 1.2 Definición de velocidad de diseño
- 1.3 Definición de vehículo de diseño
- 1.4 Volúmenes de transito
- 1.5 Análisis del flujo vehicular
- 1.6 Capacidad vial y Niveles de servicio

CAPITULO 2.0 Manuales y criterios de diseño

CAPITULO 3.0 Descripción general de la zona de estudio

- 3.1 Diagnostico de la situación actual
- 3.2 Definición del problema y sus causas

CAPITULO 4.0 Estudios básicos

- 4.1 Estudio de transito
- 4.2 Modelación del transito
- 4.3 Determinación de la demanda del transito

CAPITULO 5.0 Aplicaciones del Diseño Geométrico Vial Urbano, alternativas de solución al intercambio Autopista Panamericana Norte – Avenida Tomas Valle

- 5.1 Aspectos generales
 - 5.1.1 Características de las vías urbanas
 - 5.1.2 Visibilidad
- 5.2 Criterios de Diseño Geométrico
 - 5.2.1 Capacidad de la Vía
 - 5.2.2 Flujos Emergentes
- 5.3 Diseño en Planta

- 5.3.1 Secciones de Entrecruzamiento
- 5.3.2 Balance de Carriles
- 5.3.3 Carriles de Cambio de Velocidad
- 5.3.4 Vías de Enlace
- 5.3.5 Espaciamiento entre Intersecciones a Desnivel
- 5.4 Perfil Longitudinal
- 5.5 Sección Transversal
 - 5.5.1 Transición de Peralte
 - 5.5.2 Arista Común entre Vía de Paso y Ramal de Giro
- 5.6 Interacción entre planta y sección transversal

Conclusiones

Recomendaciones

Bibliografía

Anexos

RESUMEN

La presente tesis busca difundir, dar a conocer y aplicar las diferentes normativas nacionales como extranjeras sobre diseño geométrico vial urbano, al plantear el diseño geométrico teórico de un intercambio vial.

Es así que el presente estudio analizara académicamente las alternativas de solución para la intersección entre la autopista Panamericana Norte y la Av. Tomas Valle. Existen otras consideraciones importantes que no son tomadas en cuenta en la presenta tesis por escapar al nivel de estudio planteado, entre otras las siguientes:

Rentabilidad de la inversión.

Interferencias con servicio públicos

Expropiación de terrenos privados, reserva vial, aspectos legales y sociales.

Urbanismo e impacto ambiental

Seguridad vial.

Ciclovías, pases peatonales

Sistemas de transporte público

En búsqueda de estas alternativas, se presenta la denominada Rotonda a Desnivel, como posible solución a la referida intersección. Se toma esta decisión en base entre otros motivos a que el referido dispositivo vial urbano es el que menos impacto urbano tiene y brinda más facilidades al peatón, al no permitir altas velocidades en su calzada anular, además como medio de resolver el congestionamiento vial en las intersecciones.

De esta manera el tesista contribuye con este documento a difundir estándares de diseño geométrico para el desarrollo de la infraestructura vial que pueda ser aplicada en la ciudad de Lima.

LISTA DE CUADROS:

Cuadro 1.01 Clasificación, características y restricciones de las vías urbanas

Cuadro 1.02 Distancia recorrida después de una aceleración normal

Cuadro 1.03 Longitud Normal de Frenado

Cuadro 1.04 Resumen de las características de los vehículos.

Cuadro 1.05 Medidas de eficiencia para la definición de los niveles de servicio

Cuadro 1.06 Niveles de servicio en segmentos de autopistas

Cuadro 1.07 Factor de corrección por ancho de carril para vías con calzadas separadas.

Cuadro 1.08 Factor de corrección por obstáculos laterales (km/h) para autopistas

Cuadro 1.09 Factor de corrección por enlaces para autopistas

Cuadro 1.10 Factor de corrección por numero de carriles para autopistas

Cuadro 1.11 Factor de equivalencia de vehículos pesados para vías con calzadas separadas

Cuadro 1.12 Intensidades de servicio para autopistas

Cuadro 1.13 Niveles de servicio en intersecciones con semáforos.

Cuadro 1.14 Factores de corrección para el calculo de la intensidad de saturación en intersecciones con semáforos.

Cuadro 1.15 Longitudes de trenzado en función de la velocidad y el numero de vehículos que realizan la maniobra.

Cuadro 1.16 Volumen de servicio según calidad de flujo

Cuadro 1.17 Relación entre nivel de servicio y calidad de flujo

Cuadro 2.01 valores del coeficiente de fricción longitudinal (f) en pavimento húmedo

Cuadro 2.02 Criterios de diseño en intersecciones

Cuadro 2.03 Longitud mínima de tangentes para el diseño geométrico

Cuadro 2.04 Longitud mínima de entrecruzamiento ($V_{entrecr}=50$ km/h $C=1700$ veh/h $K=3$)

Cuadro 2.05 Longitudes del carril de aceleración entre ramal y via (L_T)

Cuadro 2.06 Factor de corrección para Longitudes de carril de aceleración

Cuadro 2.07 ángulo θ de incidencia en carril de deceleración según V

Cuadro 2.08 L_c según la velocidad de diseño

Cuadro 2.09 F_v según V

Cuadro 2.10 Ancho del pavimento en ramales (m)(En el caso de intersecciones)

Cuadro 2.11 Criterios para vías de enlace (en el caso de intercambios)

- Cuadro 2.12 Velocidad de diseño en ramales de enlace
- Cuadro 2.13 Pendientes máximas para vías urbanas
- Cuadro 2.14 Ancho de carriles
- Cuadro 2.15 Bombeos de calzada
- Cuadro 2.16 Peraltes máximos
- Cuadro 2.17 Pendientes relativas de borde j (%)
- Cuadro 2.18 Diferencia algebraica máxima en aristas de terminales
- Cuadro 2.19 Principios generales de diseño de rotondas
- Cuadro 2.20 Velocidad de diseño para trazado de rotondas
- Cuadro 2.21 Radios críticos para rotondas de un solo carril
- Cuadro 2.22 Radios críticos para rotondas de doble carril
- Cuadro 2.23 Radios críticos para rotondas multicarril
- Cuadro 2.24 Ancho de carriles en calzada anular de rotonda
- Cuadro 2.25 Coeficientes de fricción transversal máximo
- Cuadro 2.26 Radios mínimos para tramos curvos
- Cuadro 2.27 Radio limites en contraperalte (*) en vías locales, colectoras y arteriales
- Cuadro 2.28 Radios limites en contraperalte (*) en vías expresas
- Cuadro 3.01 Población de Lima Norte
- Cuadro 4.01 Medición de velocidad Ómnibus Panam. Norte
- Cuadro 4.02 Medición de velocidad Custer Panam. Norte
- Cuadro 4.03 Medición de velocidad Combi Panam. Norte
- Cuadro 4.04 Medición de velocidad Combi Tomas Valle
- Cuadro 4.05 Numero de viajes en modo motorizado entre áreas en Lima Metropolitana
- Cuadro 4.06 Factores de equivalencia a vehículos livianos
- Cuadro 4.07 Resumen Flujo vehicular Intersección vial Tomas Valle Panamericana Norte día Martes 16 de Octubre de 2007
- Cuadro 4.08 Resumen Flujo vehicular Intersección vial Tomas Valle Panam. Norte día Jueves 18 de Octubre de 2007
- Cuadro 4.09 Resumen Flujo vehicular Intersección vial Tomas Valle Panam. Norte día Sábado 20 de Octubre de 2007
- Cuadro 4.10 Resumen Flujo vehicular Intersección vial Tomas Valle Panam. Norte día Domingo 21 de Octubre de 2007
- Cuadro 4.11 Volumen horario de diseño para el flujo 1

- Cuadro 4.12 Volumen horario de diseño para el flujo 2
- Cuadro 4.13 Volumen horario de diseño para el flujo 3
- Cuadro 4.14 Volumen horario de diseño para el flujo 4
- Cuadro 4.15 Volumen horario de diseño para el flujo 5
- Cuadro 4.16 Volumen horario de diseño para el flujo 6
- Cuadro 4.17 Volumen horario de diseño para el flujo 7
- Cuadro 4.18 Volumen horario de diseño para el flujo 8
- Cuadro 4.19 Volumen horario de diseño para el flujo 9
- Cuadro 4.20 Volumen horario de diseño para el flujo 10
- Cuadro 4.21 Volumen horario de diseño para el flujo 11
- Cuadro 4.22 Volumen horario de diseño para el flujo 12
- Cuadro 4.23 Volumen horario de diseño para el flujo 13
- Cuadro 4.24 Resumen de volumen horarios de diseño
- Cuadro 4.25 Crecimiento de la circulación en la Plaza de Peaje Chillón
- Cuadro 4.26 Crecimiento de la circulación por flujos
- Cuadro 4.27 Calculo de la capacidad, nivel de servicio y grado de saturación Panamericana Norte Sentido S-N
- Cuadro 4.28 Calculo de la capacidad, nivel de servicio y grado de saturación Panamericana Norte Sentido N-S
- Cuadro 4.29 Calculo de la capacidad, nivel de servicio y grado de saturación Avenida Tomas Valle Sentido E-O
- Cuadro 4.30 Calculo de la capacidad, nivel de servicio y grado de saturación Avenida Tomas Valle Sentido O-E
- Cuadro 4.31 Calculo de la capacidad, nivel de servicio y grado de saturación Panamericana norte Sentido N-S en la situación con proyecto
- Cuadro 4.32 Calculo de la capacidad, nivel de servicio y grado de saturación Panamericana norte Sentido S-N en la situación con proyecto
- Cuadro 4.33 Capacidad y nivel de servicio Rotonda Ingreso norte en la situación con proyecto
- Cuadro 4.34 Capacidad y nivel de servicio Rotonda Ingreso oeste en la situación con proyecto
- Cuadro 4.35 Capacidad y nivel de servicio Rotonda Ingreso sur en la situación con proyecto
- Cuadro 4.36 Capacidad y nivel de servicio Rotonda Ingreso este en la situación con proyecto

- Cuadro 4.37 Capacidad y grado de saturación de vías acceso norte rotonda
- Cuadro 4.38 Capacidad y grado de saturación de vías acceso sur rotonda
- Cuadro 4.39 Capacidad y grado de saturación de vías acceso este rotonda
- Cuadro 4.40 Capacidad y grado de saturación de vías acceso oeste rotonda
- Cuadro 5.01 Velocidad de diseño
- Cuadro 5.02 Vehículo de diseño
- Cuadro 5.03 Longitud de curvas verticales alternativa 1
- Cuadro 5.04 Resumen de longitudes de curva vertical alternativa 1
- Cuadro 5.05 Longitud de curvas verticales alternativa 2
- Cuadro 5.06 Resumen de longitudes de curva vertical alternativa 2
- Cuadro 5.07 Parámetros límites para el diseño
- Cuadro 5.08 Longitud de transición
- Cuadro 5.09 Sobreechanco en curvas horizontales
- Cuadro 5.10 Secciones de entrecruzamiento
- Cuadro 5.11 Balance de carriles
- Cuadro 5.12 Longitud de carriles de cambio de velocidad
- Cuadro 5.13 Pendientes del proyecto
- Cuadro 5.14 Calculo de coordenadas de curvas verticales alternativa 1
- Cuadro 5.15 Calculo de coordenadas de curvas verticales alternativa 2
- Cuadro 5.16 Características de la sección transversal ambas alternativas
- Cuadro 5.17 Transición de peraltes ambas alternativas
- Cuadro 5.18 Diferencia algebraica máxima de pendientes en arista común
- Cuadro 5.19 Radios mínimos autopista Panamericana Norte ambas alternativas
- Cuadro 5.20 Radio mínimo sobre el eje de la rotonda ambas alternativas
- Cuadro 5.21 Velocidad de accesos en la rotonda
- Cuadro 5.22 Velocidad de sendas de circulación dentro de la rotonda
- Cuadro A.01 Dimensiones de carril para ciclovías
- Cuadro A.02 Anchos de pasos a desnivel para bicicletas(m)
- Cuadro A.03 Velocidades medias normales de peatones de distintos grupos en terreno llano y densidades bajas.
- Cuadro A.04 Densidades representativas para flujos peatonales
- Cuadro A.05 Niveles de servicio en vías peatonales*
- Cuadro A.06 Dimensionamiento de veredas

LISTA DE FIGURAS:

- Figura 1.01 Características del flujo en vías locales
- Figura 1.02 Clasificación vial de administración provincial
- Figura 1.03 Movilidad y accesibilidad de un sistema vial urbano
- Figura 1.04 Vehículo Ligero Tipo VL
- Figura 1.05 Camión Simple 2 Ejes Tipo C2
- Figura 1.06 Remolque 2 Ejes + 1 Doble (Tandem) Tipo C2-R2/3
- Figura 1.07 Relaciones tiempo espacio entre vehículos
- Figura 1.08 Niveles de servicio en circulación continua
- Figura 1.09 Diagrama de flujo para el calculo del nivel de servicio en segmentos de autopista
- Figura 1.10 Curvas velocidad- flujo y niveles de servicio en autopistas
- Figura 1.11 Diagrama de flujo para el calculo del nivel de servicio en intersecciones semaforizadas.
- Figura 1.12 Esquema de longitud de trenzado para una rotonda
- Figura 1.13 Longitud de cola máxima para rotondas
- Figura 2.01 Secuencia para el diseño geométrico
- Figura 2.02 Longitud mínima para una curva convexa
- Figura 2.03 Longitud mínima para una curva cóncava
- Figura 2.04 Visibilidad en curvas horizontales
- Figura 2.05 Flujos emergentes
- Figura 2.06 Vía de giro sin canalizar
- Figura 2.07 Canalización de una vía de giro
- Figura 2.08 Vías de giro o ramales directos para girar a la izquierda
- Figura 2.09 Vías de giro o ramales semidirectos para girar a la izquierda
- Figura 2.10 Ramal en lazo
- Figura 2.11 Ramal en asa interior
- Figura 2.12 Ramal en circulo
- Figura 2.13 Ramal en asa exterior
- Figura 2.14 Intersección en T sin canalizar
- Figura 2.15 Intersección en T canalizada por una lagrima
- Figura 2.16 Intersección en cayado
- Figura 2.17 Intersección en T con un carril central de espera
- Figura 2.18 Intersección en cruz sin canalizar
- Figura 2.19 Intersección en cruz canalizada con lagrimas en la vía no prioritaria

- Figura 2.20 Glorieta partida
- Figura 2.21 Elementos de una rotonda
- Figura 2.22 Enlace de trompa
- Figura 2.23 enlace semidireccional con ramales independientes
- Figura 2.24 Enlace semidireccional con ramales cruzados a distinto nivel
- Figura 2.25 Enlace semidireccional con una sola obra de paso de tres niveles
- Figura 2.26 enlace en trébol parcial de dos cuadrantes opuestos
- Figura 2.27 Enlace en trébol parcial de dos cuadrantes adyacentes
- Figura 2.28 Enlace en trébol parcial de cuatro cuadrantes
- Figura 2.29 Enlace de trébol completo
- Figura 2.30 Enlace de diamante normal
- Figura 2.31 Rotonda a distinto nivel
- Figura 2.32 Elementos de la curva circular simple
- Figura 2.33 Curvas de Dos Centros
- Figura 2.34 Curvas de Tres Centros - Simétricas
- Figura 2.35 Curvas de Tres Centros - Asimétricas
- Figura 2.36 Curva de transición
- Figura 2.37 Carriles de aceleración
- Figura 2.38 Carriles de desaceleración
- Figura 2.39 Carril de aceleración
- Figura 2.40 Carril de deceleración tipo directo
- Figura 2.41 Elementos de una curva vertical
- Figura 2.42 bombeo a dos aguas
- Figura 2.43 bombeo a una agua
- Figura 2.44 Elementos de transición de peraltes
- Figura 2.45 Elementos geométricos de una rotonda
- Figura 2.46 Trayectoria de vehículos sobre rotondas
- Figura 2.47 Relación entre velocidad y curvatura horizontal
- Figura 2.48 Angulo entre accesos de rotonda
- Figura 2.49 Distancias para isla deflectora
- Figura 2.50 Radios para isla deflectora
- Figura 2.51 Bermas en acceso a rotondas
- Figura 2.52 Carriles segregado para giro la derecha en rotondas
- Figura 2.53 Limatesa que divide la calzada anular en la proporción 2:1
- Figura 2.54 Limatesa que divide la calzada anular en la proporción 3:1

Figura 3.01 Esquema de ubicación de la intersección vial Panamericana Norte y Av. Tomas Valle

Figura 3.02 Área de influencia del proyecto

Figura 3.03 Atractores de viaje para el cono norte de Lima

Figura 3.04 Aforo de circulación en porcentaje y por tipo de vehículo

Figura 3.05 Ómnibus invadiendo la Panamericana norte

Figura 3.06 Vía Auxiliar sentido norte sur obstaculizada permanentemente

Figura 3.07 Estacionamiento vehicular en la vía auxiliar de la Panamericana Norte.

Figura 3.08 La vía auxiliar de la Panamericana Norte esta en franco deterioro

Figura 3.09 La vía auxiliar de la Panamericana Norte tiene un ancho reducido

Figura 3.10 Vista de la Av. Tomas Valle

Figura 3.11 Vista de la Av Prolongación Tomas Valle

Figura 3.12 Fotografía aérea del intercambio vial materia del estudio

Figura 3.13 Sección vial Panam. Norte Tramo Ancon Puente Trompeta

Figura 3.14 Sección Vial Tomas Valle tramo Panam. Norte German Aguirre

Figura 3.15 Sección vial Tomas Valle tramo Panam. Norte Av. Tupac Amaru

Figura 3.16 Malla y esquema vial

Figura 3.17 Falta demarcación horizontal en la Panam. Norte

Figura 3.18 Publicidad invade la via Panamericana Norte

Figura 3.19 Las señales de transito son escasas y no tienen mantenimiento, abunda la publicidad

Figura 3.20 Semáforo Intersección Tomas Valle

Figura 3.21 Semáforo crucero peatonal Fiori

Figura 3.22 Área a expropiar en la intersección vial Tomas Valle

Figura 4.01 Flujos correspondientes a la situación sin proyecto

Figura 4.02 Flujos reordenados correspondientes a la situación con proyecto

Figura 4.03 Interacción de flujos en los accesos de la rotonda

Figura 5.01 Flujos de entrecruzamiento

Figura A .01 Dimensiones básicas de un biciclo

Figura A.02 Espacios ocupados por los peatones

INTRODUCCIÓN

La infraestructura del sistema vial es un patrimonio valioso con que cuenta toda ciudad por lo que su calidad representa un indicador del desarrollo de la ciudad, en los últimos años el crecimiento del parque automotor de la ciudad (sin llegar a compararse con ciudades vecinas como Santiago o Bogotá), el caótico sistema de transporte público ya que no funciona como sistema, y la pésima señalización entre otras causas, ha originado que la circulación en las vías se torne compleja y a veces caótica.

El diseño geométrico de las intersecciones es un acápite especialmente importante dentro del diseño de vías urbanas, considerando que la capacidad y seguridad en los cruces, se constituye en uno de los factores importantes del sistema vial.

Para un eficiente diseño geométrico primero tiene que efectuarse un minucioso estudio urbano, el cual contendrá las principales características y dispositivos viales urbanos, este no será posible si antes no se ha efectuado un estudio topográfico.

Luego tenemos el estudio de tránsito, que por su complejidad y temas que trata constituye en si mismo un estudio aparte.

Una vez efectuado los estudios básicos se procede con el diseño geométrico, sabiendo que este es un proceso iterativo que involucra tanto diseño en planta, perfil y sección, y que cambios mínimos en planta afectaran el perfil y viceversa.

La presente tesis acepta como principal fuente técnica el Manual de Diseño Geométrico de Carreteras 2001, y considera que los procedimientos descritos en el manual son aplicables en vías urbanas e interurbanas, en casos donde no lo sean se citarán procedimientos nuevos o modificados a seguir, los cuales juzga son apropiados para vías urbanas. Estos procedimientos incorporan muchos de los métodos del manual del MTC, así como otras metodologías desarrolladas por instituciones y autores de Chile, México, Norteamérica y Europa, según se enlista en la bibliografía

CAPITULO 1.0

1.0 FUNDAMENTOS DE INGENIERIA DE TRANSITO

La Ingeniería de Tránsito presenta nuevos enfoques a nivel de análisis operacional de la circulación de automóviles por los diferentes tipos de vías, lo que origina que esta rama de la ingeniería sea una profesión dinámica.

Esta rama de la Ingeniería ha demostrado la conveniencia de usar métodos como la vigilancia (mediante sistemas ITS), la educación e ingeniería, en el logro de una circulación segura y eficiente. Se sabe que la mejor manera de aplicar la Ingeniería de Tránsito es formular planes adecuados y prácticos para hacer más eficiente la movilidad y seguridad de los flujos vehiculares, sobre todo en áreas críticas, donde la interacción con otras disciplinas es fundamental. ^[2]

1.1 CLASIFICACIÓN DE LAS VÍAS

Diseñar vialidad urbana, cumpliendo solo objetivos estrictamente relacionados con el desplazamiento de vehículos y peatones en una ciudad, requiere anticipar la demanda por infraestructura vial que unos y otros ejercerían en cada momento y punto de ella, y manejar el contexto físico y económico en el que la oferta proyectada debe satisfacer (equilibrar) dicha demanda.

Una clasificación de las vías, hecha desde el punto de vista del transporte, debe atender primero a los dos fines básicos que en esta función se contraponen ^[9].

- De acceso a las propiedades colindantes; y
- De paso, para facilitar la realización de las actividades que se desarrollan en una ciudad, como puede ser la movilización de sus habitantes y el traslado de objetos y carga en general.

El conflicto entre las funciones de acceso y de paso, origina problemas tales como el incremento de accidentes y el deterioro del medio ambiente, por lo que el sistema vial urbano deberá considerar especial atención a la reducción o eliminación de los conflictos.

La estructura del sistema vial se plantea acorde a las previsiones de desarrollo de la ciudad, atendiendo a los principios de especialización y jerarquización de la vía y/o canales de circulación, para lograr eficiencia y economía.

1.1.1 Criterios de clasificación de las vías urbanas

Los principales aspectos funcionales empleados en la clasificación de una vía urbana son:

- Tipo de tráfico que soporta;
- Uso del suelo colindante (acceso a los lotes urbanizados y desarrollo de establecimientos comerciales); y,
- Espaciamiento (considerando a la red vial en su conjunto).

Para la clasificación, se ha considerado los siguientes criterios, y priorizando la clasificación según el criterio funcional:

- Funcionamiento de la red vial;
- Nivel de servicio y desempeño operacional; y
- Características físicas.

Este sistema de clasificación planteado es aplicable a todo tipo de vías públicas urbanas terrestres, ya sean calles, jirones, avenidas, alamedas, plazas, malecones, paseos, destinados al tráfico de vehículos, personas y/o mercaderías.

1.1.2 Característica Funcional

El sistema vial tiene por finalidad establecer la red vial que garantice la interrelación y el conjunto de vinculaciones entre las grandes áreas urbanas de la metrópoli, con fluidez adecuada, evitando en lo posible producir fenómenos de saturación y congestión.

Según la función de ofrecer mayor fluidez o mayor accesibilidad, la vías urbanas se han clasificado en:

a) Vías Expresas

Función: Son aquellas vías que soportan importantes volúmenes de vehículos con circulación de alta velocidad, en condiciones de flujo libre. Unen zonas de importante generación de tránsito, extensas zonas de vivienda, concentraciones comerciales e industriales. Asimismo integran la ciudad con el resto del país. ^[11]

Características del Flujo: En estas vías el flujo es ininterrumpido; no existen cruces al mismo nivel con otras vías, sino a diferentes niveles ó con intercambios especialmente diseñados. Las Vías Expresas sirven también a las propiedades vecinas mediante rampas y vías auxiliares de diseño especial. ^[11]

Tipos de Vehículo: Las Vías Expresas pueden recibir vehículos livianos y - cuando sea permitido- vehículos pesados, cuyo tráfico debe ser tomado en consideración para el diseño geométrico, especialmente en el caso de las Carreteras que unen la ciudad con el resto del país. ^[11]

En caso se permita servicio de transporte público de pasajeros, éste debe desarrollarse por buses, preferentemente en calzadas exclusivas con paraderos debidamente diseñados. No se permite la circulación de vehículos menores.

Conexiones: Las vías expresas están directamente conectadas entre sí con vías arteriales. En casos especiales, se puede prever algunas conexiones con vías colectoras, especialmente en el área central de la ciudad, a través de vías auxiliares.^[5]

Espaciamiento :El espaciamiento deseable entre los corredores de vías expresas, varía entre 4 y 10 Km, siendo adoptado el primero para el área central y el segundo en áreas de expansión urbana, y es condicionado por zonas generadoras de tráfico, por la topografía y por todos los factores de uso del suelo.^[5]

Una primera aproximación del espaciamiento deseable entre vías expresas puede ser calculado en función de la densidad de los desplazamientos a través de la siguiente fórmula:

$$E_e = \frac{2(L + E_a)V}{DL^2 - 2V} \quad (1.01)$$

donde :

E_e = Espaciamiento en Km entre vías expresas;

E_a =Espaciamiento promedio en Km entre vías arteriales;

L =Extensión media en Km, de los desplazamientos en el Area de Estudio;

D =Densidad de los desplazamientos entre los extremos (en vehículos/km²)

V =Volumen diario medio en la vía expresa (VDM medido para ambos sentidos)

b) Vías Arteriales

Función: Son aquellas que también llevan apreciables volúmenes de tránsito entre áreas principales de generación de tránsito y a velocidades medias de circulación. A grandes distancias se requiere de la construcción de pasos a desnivel y/o intercambios que garanticen una mayor velocidad de circulación. Pueden desarrollarse intersecciones a nivel con otras Vías Arteriales y/o colectoras. El diseño de las intersecciones deberá considerar carriles adicionales para volteos que permitan aumentar la capacidad de la vía.^[11]

Características del Flujo: Las Vías Arteriales deberán tener preferentemente vías de servicio laterales para el acceso a las propiedades. En las áreas centrales u otras sujetas a limitaciones de sección, podrán no tener vías de servicio.^[11]

Cuando los volúmenes de tránsito así lo justifiquen, se construirán pasos a desnivel entre la Vía Arterial y alguna de las vías que la interceptan, aumentando sensiblemente el régimen de capacidad y de velocidad. ^[11]

Tipos de Vehículo : En las Vías Arteriales se permiten el tránsito de los diferentes tipos de vehículos. El transporte público autorizado de pasajeros debe desarrollarse preferentemente por buses, debiendo realizarse por calzadas exclusivas cuando el derecho de vía así lo permita o carriles segregados y con paraderos debidamente diseñados para minimizar las interferencias con el tránsito directo. ^[11]

Conexiones : Las vías arteriales se conectan a vías expresas, a otras vías arteriales y a vías colectoras, no siendo conveniente que se encuentren conectadas a vías locales residenciales. ^[5]

Espaciamiento : De una manera general, las vías arteriales en la fase de planeamiento, deberán estar separadas entre 1.0 y 2.0 Km. una de otra. Sin embargo, una primera aproximación de espaciamiento deseable entre vías arteriales, puede ser calculado a través de la siguiente fórmula, que representa una adaptación de la fórmula de NORTON SCHNEIDER "A direct approach to traffic assignment " Highway Research Record N° 6, Washington – USA 1963 " ya mostrada para vías expresas, usándolas ahora, para el caso de vías arteriales ^[5] :

$$Ea = \frac{2 (L + Ec) V}{DL^2 - 2V} \quad (1.02)$$

donde:

Ea = Espaciamiento en Km, entre vías arteriales;

Ec = Espaciamiento medio en Km., entre vías colectoras;

L = Extensión media en Km., de los desplazamientos en el Area del Estudio;

D = Densidad de desplazamiento entre los extremos (en vehículos/km²)

V = Volumen diario medio en la vía arterial (VDM medido para ambos sentidos)

c) Vías Colectoras

Función: Son aquellas que tienen por función llevar el tránsito desde un sector urbano hacia las vías Arteriales y/o vías Expresas. Sirven por ello también a una buena proporción de tránsito de paso. Prestan además servicio a las propiedades adyacentes. ^[11]

Características de Flujo : El flujo de tránsito es interrumpido frecuentemente por intersecciones semaforizadas en los cruces con vías Arteriales y otras vías colectoras. *En el caso que la vía sea autorizada para transporte público de pasajeros se deben establecer y diseñar paraderos especiales.* ^[11]

Tipos de Vehículos: Las vías colectoras son usadas por todo tipo de tránsito vehicular. En las áreas comerciales e industriales se presentan porcentajes elevados de camiones. ^[5]

Conexiones : Las vías colectoras se conectan con las arterias y con las locales, siendo su proporción siempre mayor con las vías locales que con las vías arteriales. ^[5]

Espaciamiento: De una manera general, las vías colectoras deberán estar separadas entre 400 y 800 metros una de otra, en la fase de planeamiento. ^[5]

d) Vías Locales

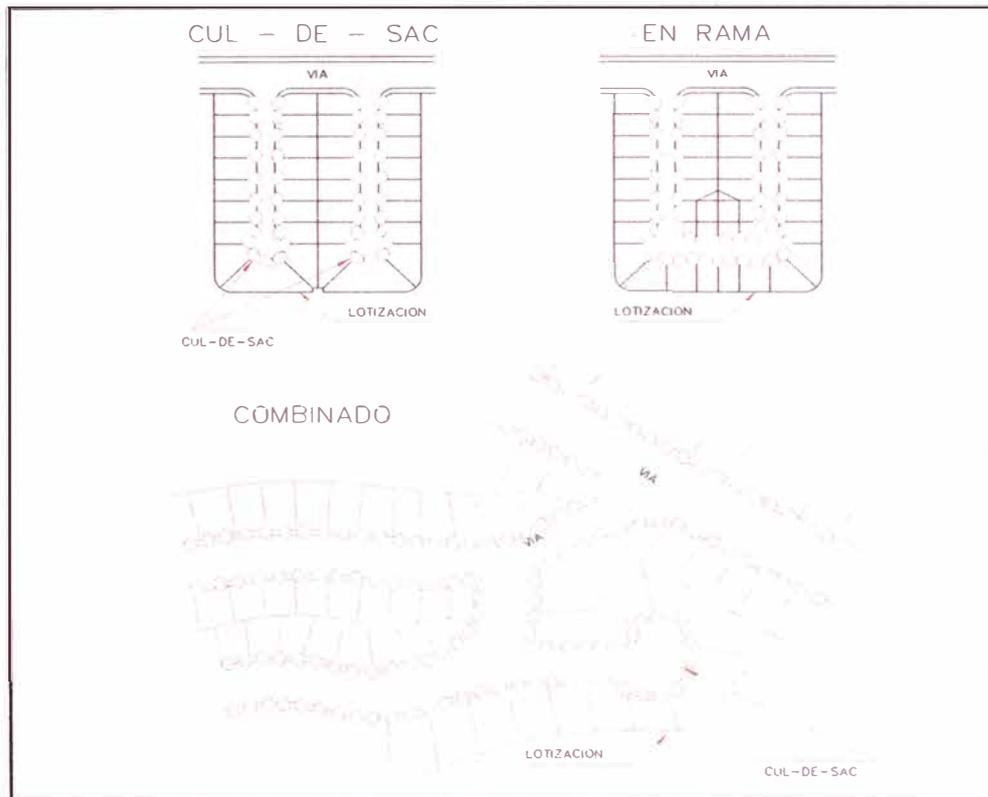
Son aquellas cuya función es proveer acceso a los predios o lotes adyacentes. Su definición y aprobación, cuando se trate de habilitaciones urbanas con fines de vivienda, corresponderá de acuerdo a Ley, a las municipalidades distritales, y en los casos de habilitaciones industriales, comerciales y de otros usos, a la Municipalidad Metropolitana de Lima. ^[11]

Por ellas transitan vehículos livianos, ocasionalmente semipesados; se permite estacionamiento vehicular y existe tránsito peatonal irrestricto. Las vías locales se conectan entre ellas y con las vías colectoras.

Este tipo de vías han recibido el nombre genérico de calles y pasajes. A efectos de restringir el tránsito de paso en estas vías se puede utilizar soluciones que permitan solamente la accesibilidad a las edificaciones, tales como: 1) cul - de - sac; 2) en rama y 3) combinado. La primera solución es utilizada en vías sin salida con plaza de retorno al final. La segunda es derivada de la anterior y no necesita de plaza de retorno. La última, es el resultado mixto de las anteriores.

A continuación se presenta un dibujo explicativo de las tres soluciones típicas. ^[5]

Figura 1.01 Características del flujo en vías locales



Fuente: Invermet & Tecnosan/Ebtu-Gate. *Normas para Diseño de Vías Urbanas*, Lima Perú, 1987

e) Vías de Diseño Especial

Son todas aquellas cuyas características no se ajustan a la clasificación establecida anteriormente. Se puede mencionar, sin carácter restrictivo los siguientes tipos:

- Vías peatonales de acceso a frentes de lote
- Pasajes peatonales, malecones, paseos
- Vías que forman parte de parques, plazas o plazuelas
- Túneles.

A continuación presentamos un resumen con las características mencionadas anteriormente para vías y algunas más que consideramos importantes.

Cuadro 1.01 Clasificación, características y restricciones de las vías urbanas

Atributos y Restricciones	Vías Expresas		Vías Arteriales		Vías colectoras	Vías Locales	
	Autopista	Autovía	Mayores	Menores		Vecinales	Pasajes
Velocidad de Diseño (km/h)	Entre 70 y 120	Entre 70 y 90	Entre 50 y 80	Entre 40 y 60	Entre 40 y 60	Entre 30 y 40	De orden peatonal < 30
Continuidad funcional	En distancia del orden de 10 km. o superiores	En distancia del orden de 8 km. o superiores	En distancia del orden de 6 km. o superiores	En distancia del orden de 3 km. o superiores	En distancia del orden de 6 km. o superiores	Ausencia de continuidad funcional	Ausencia de continuidad funcional
Características del flujo	Elevado, predominancia de automóviles	Flujo predominante de automóviles	Flujo de automóviles	Flujo de transporte público	Flujo predominante de automóviles	Flujos predominante de automóviles	Solo flujo peatonal
Tracción no motorizada	Prohibida	Prohibida	Prohibida, bicicletas en vías exclusivas	Prohibida, apta para ciclovías exclusivas	Restringido, apta para ciclovías	Biciclos permitidos	Biciclos permitidos
Trasporte público	Expresos sin paradas intermedias en vía	Expresos con paradas segregadas	Se prefiere servicios expresos	Diversos	Dispositivos especiales o exclusividad	Restricción al volumen	Restringido
Paraderos	Exterior	Exterior	Exterior o en bahías	En bahías o libres	Diferidos	Libre	---
Volumen (Veh/día)(1)	25,000 - 35000	20,000 - 35,000	20,000 - 40,000	10.000 - 20,000	---	---	---
Estacionamiento y detenciones	prohibidos	prohibidos	restringidos	Permitidos en bandas	Permitidos en calzada	Libre	---
Segregación del entorno	Máxima discontinuidad urbanística	Máxima discontinuidad urbanística	Segregación funcional parcial del entorno	Sin segregación	Sin segregación	Plena accesibilidad	Plena accesibilidad
Control de acceso	Los cruces se realizan a desnivel	Los cruces se realizan a desnivel	A nivel mediante prioridad	A nivel mediante semáforos	A nivel mediante semáforos o prioridad	Sin control de acceso	Sin conexiones
Actividad peatonal	Nula	Nula salvo en intersecciones	Escasa	Regular	Intensa	Privilegiada	Exclusiva
Características perfil tipo	Con calzadas independientes	Con calzadas independientes	Excepcionalmente con calzada única bidireccional	Calzadas independiente bidireccionales	Calzadas únicas bidireccionales preferencia bus	Calzada generalmente única unidirec	Inexistencia de calzadas

Fuente : REDEVU Recomendaciones para el Diseño del Espacio Vial Urbano Santiago Chile 1998

Figura 1.02 Clasificación vial de administración provincial Lima Norte



Fuente : IMP. Instituto Metropolitano Plan de Desarrollo Metropolitano 1990-2010 ,Ordenanza N° 341

1.1.3 UTILIZACION DEL SISTEMA DE CLASIFICACION VIAL

La circulación más o menos difícil en las grandes ciudades siempre se caracteriza por la gran confusión entre peatones y vehículos, entre coches que estacionan y circulan, entre vehículos lentos y rápidos, y sus diferentes puntos de deseos de desplazamiento.

Esta confusión se traduce, por una parte, en una degradación de las condiciones de habitabilidad de la ciudad: aumentan los accidentes, se contamina la atmósfera y desaparecen progresivamente los espacios libres.

Por otra parte, no es posible ni conveniente aumentar la superficie ocupada por la red vial, lo que acabaría destruyendo la propia ciudad y las áreas verdes con que cuenta. No puede, pues, pensarse en la extensión indefinida de las redes viales urbanas sin que se establezcan nuevos criterios que respondan mejor a lo que actualmente debe ser su función.

Luego, es necesario especializar las vías, destinando cada una de ellas a una función específica y acomodándola a cumplir lo mejor posible su función. Esta especialización se justifica fundamentalmente desde tres puntos de vista. [5]

En primer lugar, por un criterio de capacidad y nivel de servicio. A medida que las dimensiones de la ciudad aumentan, los desplazamientos urbanos son de mayor longitud y el tiempo empleado en el transporte tiene una trascendencia más importante. Conseguir velocidades relativamente altas, puede ahorrar muchas horas al año y eso sólo se logra si las calles se proyectan de forma adecuada. Al estudiar la capacidad, se comprueba cómo el estacionamiento en la calle y los accesos demasiado próximos la disminuyen considerablemente.

En segundo lugar, por un criterio de seguridad, ya que la confusión que se produce en la calle cuando la intensidad de tráfico es importante y parte de los vehículos circulan de prisa, hace aumentar rápidamente el índice de accidentes.

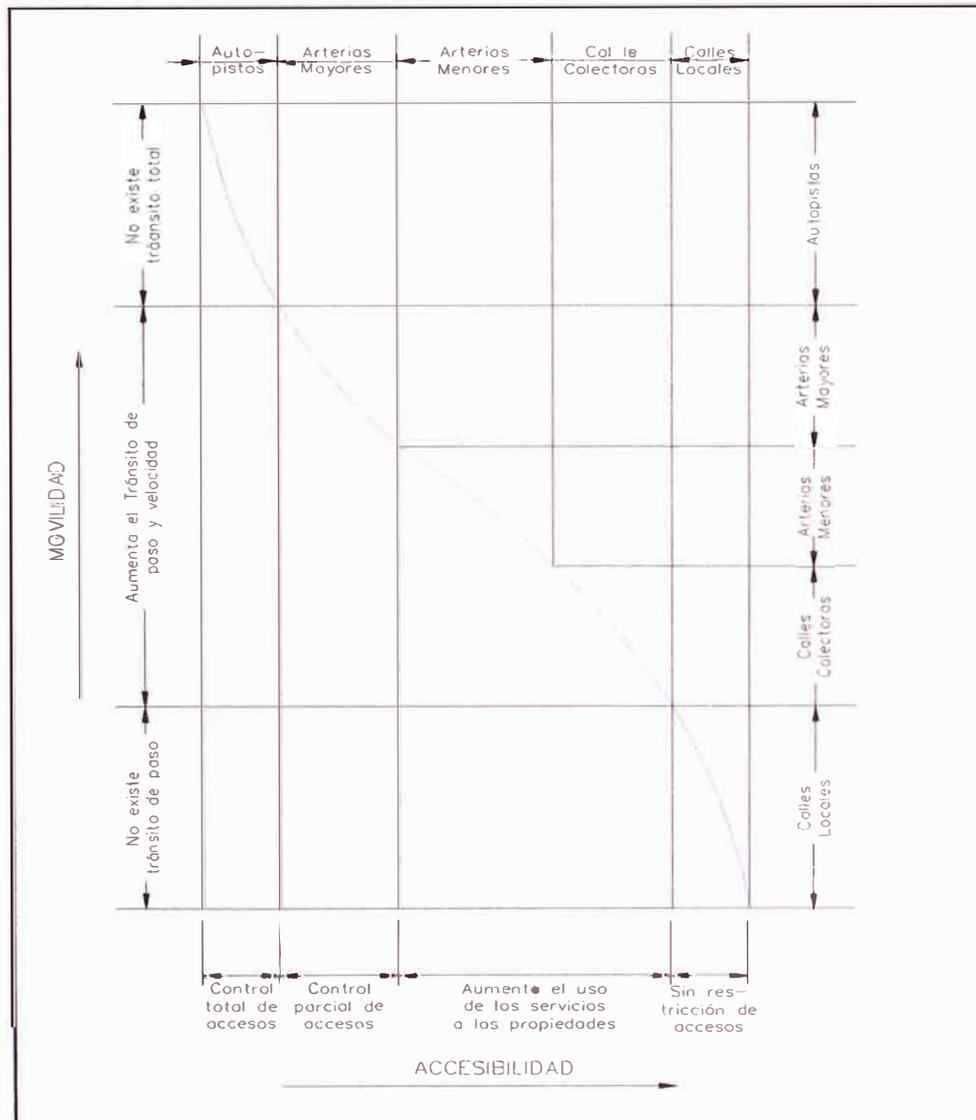
Y por último, por un criterio funcional, tanto desde el punto de vista de las vías principales, que en todos sus aspectos han de proyectarse con este criterio, como de las vías locales, en las que hay que evitar en lo posible un tráfico intenso y rápido que perturba considerablemente la vida urbana.

Dentro de un criterio amplio de planeación, la red vial, tanto rural como urbana, se debe clasificar de tal manera que se puedan fijar funciones específicas a las diferentes vías y calles, para así atender las necesidades de movilidad de personas y mercancías, de una manera rápida, confortable y segura, y a las

necesidades de accesibilidad a las distintas propiedades o usos del área colindante.

Para facilitar la movilidad es necesario disponer de vías y calles rápidas, y para tener acceso es indispensable contar con vías y calles lentas. Naturalmente entre estos dos extremos aparece todo el sistema de vías.

Figura 1.03 Movilidad y accesibilidad de un sistema vial urbano



Fuente : Cal y Mayor Rafael R. & Cardenas G James. *Ingeniería de Tránsito*, 8 va Ed.,Pag. 109 Alfaomega, Mexico 2006

La *Figura 1.03* presenta en forma gráfica los grados de movilidad y acceso de un sistema vial. En un extremo, las vías principales son de accesos controlados destinados a proveer alta movilidad y poco o nulo acceso a la propiedad lateral, mientras que, en el otro extremo, las vías locales son de accesos no controlados

que proveen fácil acceso a la propiedad lateral, pero raramente las utiliza el tránsito de paso.

La clasificación funcional es clave en el proceso de planeación del transporte, ya que agrupa las distintas vías en clases o sistemas de acuerdo al servicio que se espera que presten. La clasificación funcional contribuye a la solución de muchos problemas mediante:

- La determinación de la importancia relativa de las distintas vías.
- El establecimiento de las bases para la asignación de niveles de servicio o especificaciones de proyecto.
- La evaluación de deficiencias, comparando la geometría actual o los niveles de servicio con las especificaciones.
- La determinación de las necesidades resultantes
- La estimación de los costos de las mejoras.

Con la clasificación funcional es posible :

- Establecer sistemas integrados de una manera lógica, agrupando todas las vías que deben estar bajo una misma jurisdicción debido al tipo de servicio que ofrecen.
- Asignar responsabilidades para cada clase de vía a nivel gubernamental.
- Agrupar las vías que requieren el mismo grado de ingeniería y competencia administrativa.
- Relacionar las especificaciones geométricas del proyecto con cada tipo de vía.
- Establecer las bases para programas a largo plazo, implementación de prioridades y planeación fiscal.

1.2 DEFINICION DE VELOCIDAD DE DISEÑO

1.2.1 ASPECTOS GENERALES

La velocidad se ha convertido en uno de los principales indicadores utilizados para medir la calidad de la operación a través de un sistema de transporte. A su vez, los conductores, considerados de una manera individual, miden parcialmente la calidad de su viaje por su habilidad y libertad en conservar uniformemente la velocidad deseada. Se sabe, además, por experiencia que el factor más simple a considerar en la selección de una ruta específica para ir de un origen a un destino, consiste en la minimización de las demoras, lo cual obviamente se logrará con una velocidad buena y sostenida y que ofrezca seguridad. Esta velocidad está bajo el control del conductor, y su uso determinará la distancia recorrida, el tiempo de recorrido y el ahorro de tiempo, según la variación de ésta. La importancia de la velocidad, como elemento básico para el proyecto de un sistema vial, queda establecida por un parámetro de cálculo de la mayoría de los demás elementos del proyecto. Finalmente, periódicamente deben estudiarse las velocidades de las vías para corroborar si están de acorde a la realidad.

Así, por todas las razones anteriores, la velocidad debe ser estudiada, regulada y controlada con el fin de que origine un perfecto equilibrio entre el usuario, el vehículo y la vía, de tal manera que siempre se garantice la seguridad [2].

1.2.2 DEFINICIONES

Velocidad en General

En general, el término velocidad se define como la relación entre el espacio recorrido y el tiempo que se tarda en recorrerlo. Es decir, para un vehículo representa su relación de movimiento, generalmente expresada en kilómetros por hora (km/h).

Para el caso de una velocidad constante, ésta se define como una función lineal de la distancia y el tiempo, expresada por la fórmula: [2]

$$v = \frac{d}{t} \quad (1.03)$$

Donde :

v = Velocidad constante (Kilómetro por hora)

d = Distancia recorrida (kilómetros)

t = Tiempo de recorrido (horas)

Velocidad de Marcha (o de recorrido)

La velocidad de marcha es una medida de la calidad del servicio que una vía proporciona a los conductores, y varía durante el día principalmente por la variación de los volúmenes de tránsito.

Nos permitirá en base a un estudio real de ella, contar con un factor para la obtención de la velocidad de diseño.

Llamada también velocidad global o de viaje, es el resultado de dividir la distancia recorrida, desde principio a fin del viaje, entre el tiempo total que se empleó en recorrerla. En el tiempo total de recorrido están incluidas todas aquellas demoras operacionales por reducciones de velocidad y paradas provocadas por la vía, el tránsito y los dispositivos de control, ajenos a la voluntad del conductor. ^[10]

Velocidad de Circulación

Para un vehículo, la velocidad de circulación o velocidad de cruce, es el resultado de dividir la distancia recorrida entre el tiempo durante el cual el vehículo estuvo en movimiento. Para obtener la velocidad de circulación en un viaje normal, se descontará del tiempo total de recorrido, todo aquel tiempo que el vehículo se hubiese detenido, por cualquier causa. por lo tanto, esta velocidad por lo general, será de valor superior a la de recorrido. ^[5]

Velocidad de Diseño y Operación

La velocidad máxima señalizada de proyecto no puede ser superior a la velocidad de diseño (VD) (velocidad directriz en la práctica caminera) , ya que por definición esta es la máxima velocidad a la que un vehículo puede circular, en condiciones de operación a flujo libre con seguridad total desde el punto de vista dinámico, ni inferior porque contravendría la lógica económica de la inversión proyectada y la lógica urbanística del proyecto. ^[9]

Es frecuente aunque indeseable, que la velocidad de operación (la velocidad promedio a la que efectivamente circulan los vehículos en las condiciones de operación dadas por las circunstancias de oferta y demanda) supere la máxima

señalizada de diseño en parte porque la geometría de la vía no impone a los conductores ninguna restricción en planta o en elevación para cometer la falta.

Las dimensiones de las unidades constitutivas de las secciones tipo, particularmente de los anchos de pistas, bermas y separadores, dependerán de la VD; si esta es mayor, mas grandes serán sus dimensiones transversales, y si se disminuye , dichas dimensiones deberán disminuirse.

En el caso de vías locales y colectoras, conviene recurrir a secciones tipos restrictivas y a trazados en planta tipo sinuosos, que privilegien la seguridad y agrado ambiental al impedir físicamente sobrepasar la velocidad máxima de diseño.

La VD, concepto básico en caminos, se desdibuja en vías urbanas. En estos casos y sobre todo en el caso de vías arteriales y locales, la vía es un conjunto de arcos y rectas con numerosas singularidades en los que la operación vehicular muestra una alta dispersión de velocidades, lo que hace que el concepto de VD no pueda aplicarse nítidamente. Por otra parte, en la medida que el aumento de la demanda va congestionando una vía, la fijación de una VD pierde su validez como parámetro global de diseño. ^[9]

En efecto a medida que esto último ocurre, la velocidad de operación disminuirá progresivamente, extendiéndose a lapsos cada vez mayores del día. Así asignar valores elevados de VD constituye una incoherencia si desde la inauguración de la vía o poco después, ya se tienen demandas que impidan a la gran mayoría de vehículos que por ella circulan acercarse siquiera a esas velocidades, por ejemplo la vía expresa Paseo de la Republica.

1.3 DEFINICION DE VEHICULO DE DISEÑO

1.3.1 ASPECTOS GENERALES

Los vehículos que circulan por las vías urbanas, están destinados a muy distintos usos, en función de su peso, potencia, dimensiones y maniobrabilidad, que en todo caso, condicionan las características de trazado y resistencia del pavimento. ^[5]

1.3.2 CLASIFICACIÓN Y CARACTERISTICAS DE LOS VEHICULOS

Los vehículos se clasifican generalmente en los siguientes tipos: Biciclos, Ligeros, Pesados y Especiales. ^[5]

Biciclos

Las motocicletas y las bicicletas con o sin motor forman este grupo. Dadas sus reducidas dimensiones y gran movilidad, su presencia en el tráfico no suele tener gran trascendencia en cuanto a la capacidad de las vías, a no ser que se encuentren en elevada proporción. Sin embargo, la influencia de estos vehículos en los accidentes suele ser considerable.

Ligeros

Son vehículos de cuatro ruedas destinados al transporte de mercancías ligeras o personas (2 a 9 personas), y cuya carga útil no sea superior a 2 Ton.

El grupo de los vehículos ligeros por su mayor participación con respecto a los vehículos pesados son los que más condicionan los elementos relacionados con la geometría de la vía y con la regulación del tráfico.

Pesados

Estos vehículos suelen constituir una parte importante, aunque no mayoritaria del tráfico. Sus dimensiones y pesos son muy superiores a los del resto de los vehículos y están destinados generalmente al transporte de mercancías pesadas o voluminosas o al transporte colectivo de personas. A este grupo pertenecen los camiones, camiones con remolque y con semiremolque, así como los ómnibus, ómnibus articulados. En algunas zonas urbanas son objeto de atención preferente, tanto desde el punto de vista del transporte como del de la circulación.

Especiales

Pueden incluirse en este grupo aquellos vehículos que, aún no encontrándose en gran número, pueden afectar sensiblemente al tráfico a causa de sus grandes dimensiones, de su lentitud de movimiento, o de ambas cosas a la vez. A este grupo pertenecen los tractores agrícolas con o sin remolque, los vehículos gigantes de transporte, la maquinaria de obras públicas, e incluso los carros y carretas de tracción animal.

En general las vías públicas no se dimensionan para ser utilizadas normalmente por los vehículos especiales de gran peso o volumen, los cuales han de adaptar sus itinerarios a aquellas vías que pueden soportar su paso. Sin embargo, en determinadas vías - generalmente de acceso a ciertas zonas industriales - pueden ser conveniente tener en cuenta el paso de vehículos especialmente pesados o voluminosos.

El ancho del vehículo adoptado para el diseño, influye en el ancho del carril de circulación, de las bermas laterales, de las vías transversales, en el sobreancho de las curvas y en el ancho de los estacionamientos.

La distancia entre ejes influye en el ancho y en los radios mínimos externos e internos de las vías.

La longitud total del vehículo tiene influencia en el ancho de la berma central cuando las vueltas se hacen necesarias, en la extensión de los carriles de espera, en los paraderos y zonas de estacionamiento.

La relación peso bruto total/potencia, influye en la pendiente máxima admisible para la vía y participa en la determinación de la necesidad de carriles adicionales de subida.

Observándose que existe una gran cantidad de marcas y tipos de vehículos que circulan en las vías urbanas, en el Cuadro 1.04 se resume las características básicas por tipo y categoría, que deben ser consideradas en el diseño de vías.

1.3.3 ACELERACION PROMEDIO SEGÚN TIPO DE VEHICULOS

El movimiento de un vehículo se produce como resultado de una serie de fuerzas favorables y contrarias. Al esfuerzo tractor del motor, además de los rozamientos internos, se oponen diversas resistencias, como son la debida al viento, la de rodadura, la debida a la inclinación de la vía y a los distintos tipos de rozamiento entre las ruedas y la vía, causadas por la aceleración, desaceleración y giros.

La resistencia a la rodadura es la resultante de una serie de fuerzas dependientes de las características del vehículo, entre las que se incluye el contacto entre las ruedas y el pavimento, por lo tanto la presión de aquellas como la clase y estado de la superficie de rodadura tienen una gran influencia.

La resistencia debida a la inclinación de la vía, unas veces favorece al movimiento y otras lo retarda.

La fricción entre el pavimento y la rueda, hace que se produzca un efecto de palanca al encajar la cocada de los neumáticos con las pequeñas desigualdades del pavimento; la tracción en éste último caso, no es debida a la resistencia al rozamiento, sino a la reacción perpendicular a la superficie entre algunas partes de la rueda y otras del pavimento.

La capacidad de aceleración de un vehículo depende de su peso, de las diversas resistencias que se oponen a su movimiento y de la potencia transmitida a las ruedas en cada momento.

A continuación se indican las aceleraciones normales en diferentes tipos de vehículos:

Automóviles de tamaño medio : de 0.9 m/seg² a 2.2 m/seg²

Automóviles deportivos : de 3.5 m/seg² a 4.5 m/seg²

Vehículos comerciales : de 0.2 m/seg² a 0.6 m/seg²

Asimismo, en el siguiente cuadro se indica las distancias recorridas después de una aceleración normal, partiendo del reposo, por los distintos tipos de vehículos y según se trate de vías horizontales o inclinadas, respectivamente (Cuadro 1.02).

Cuadro 1.02 Distancia recorrida después de una aceleración normal

DISTANCIA RECORRIDA (m)	VELOCIDAD ALCANZADA (Km/h)					
	VEHICULOS LIGEROS			VEHICULOS PESADOS		
	Pendiente - 6%	Llano 0%	Pendiente + 6%	Pendiente - 6%	Llano 0%	Pendiente + 6%
25	39	32	27	20	12	9
50	48	43	37	33	22	13
75	55	50	45	40	28	13
100	60	55	51	45	33	13
125	60	60	55	50	33	13

Fuente: Invermet & Tecnosan/Ebtu-Gate. *Normas para Diseño de Vías Urbanas*, Lima Perú, 1987

La desaceleración que puede obtener un vehículo, quedará fijada por el coeficiente de rozamiento que a su vez es función del estado del pavimento, de las condiciones climatológicas y del tipo de ruedas utilizado.

Merece la pena destacar el hecho de que, suponiendo un sistema de frenos totalmente eficaz, la desaceleración máxima no depende del tamaño ni del peso del vehículo.

Las desaceleraciones más típicas son las que van de 1 a 3 m/seg² durante la primera fase del frenado y alcanzan los 3.5 m/seg² al final del mismo. Estas deceleraciones no resultan incómodas para el conductor o pasajeros pero, si son ligeramente superadas, resultan francamente molestas sobre todo para los pasajeros de los autobuses que vayan de pie.

Cuando la desaceleración supera los 4.5 m/seg² los pasajeros experimentan una gran incomodidad y se produce el deslizamiento de los objetos dispuestos sobre los asientos.

En caso de emergencia, se puede llegar hasta 6 m/seg² e incluso más, pero con grave peligro de que los pasajeros resulten golpeados.

A efectos prácticos debe admitirse una desaceleración normal del orden de 2.5 m/seg² (9 km /hora por segundo).

La distancia de frenado es un factor esencial para determinar las distancias mínimas de visibilidad que se requieren en el trazado de las vías. En el siguiente cuadro se indican las longitudes normales de frenado en función de la velocidad en una vía horizontal (Cuadro 1.03).

Cuadro 1.03 Longitud Normal de Frenado

VELOCIDAD (km/h)	40	60	80	100	120	140
LONGITUD (m)	15	35	60	105	170	250

Fuente: Invermet & Tecnosan/Ebtu-Gate. Normas para Diseño de Vías Urbanas, Lima Perú, 1987

1.3.4 RADIOS DE GIRO

El ancho, la separación entre ejes y la longitud total de un vehículo determinan su mínimo radio de giro. A estos efectos el radio de giro mínimo es el radio de la circunferencia que describe la rueda delantera del lado contrario a aquel hacia el que se gira. Este radio, o el correspondiente diámetro, es el que permite conocer el espacio que requiere un vehículo para cambiar de sentido de marcha o, lo que es lo mismo, para girar 180° sin efectuar maniobras. Los elementos que se

proyectan con curvas de radios mínimos no suelen recorrerse nunca a una velocidad superior a los 15 km/h.^[5]

A título orientativo se han incluido las figuras en las que pueden verse los radios mínimos correspondientes a los vehículos - tipo recomendados para el diseño de vías urbanas (Ver Figuras 1.04, 1.05 y 1.06)

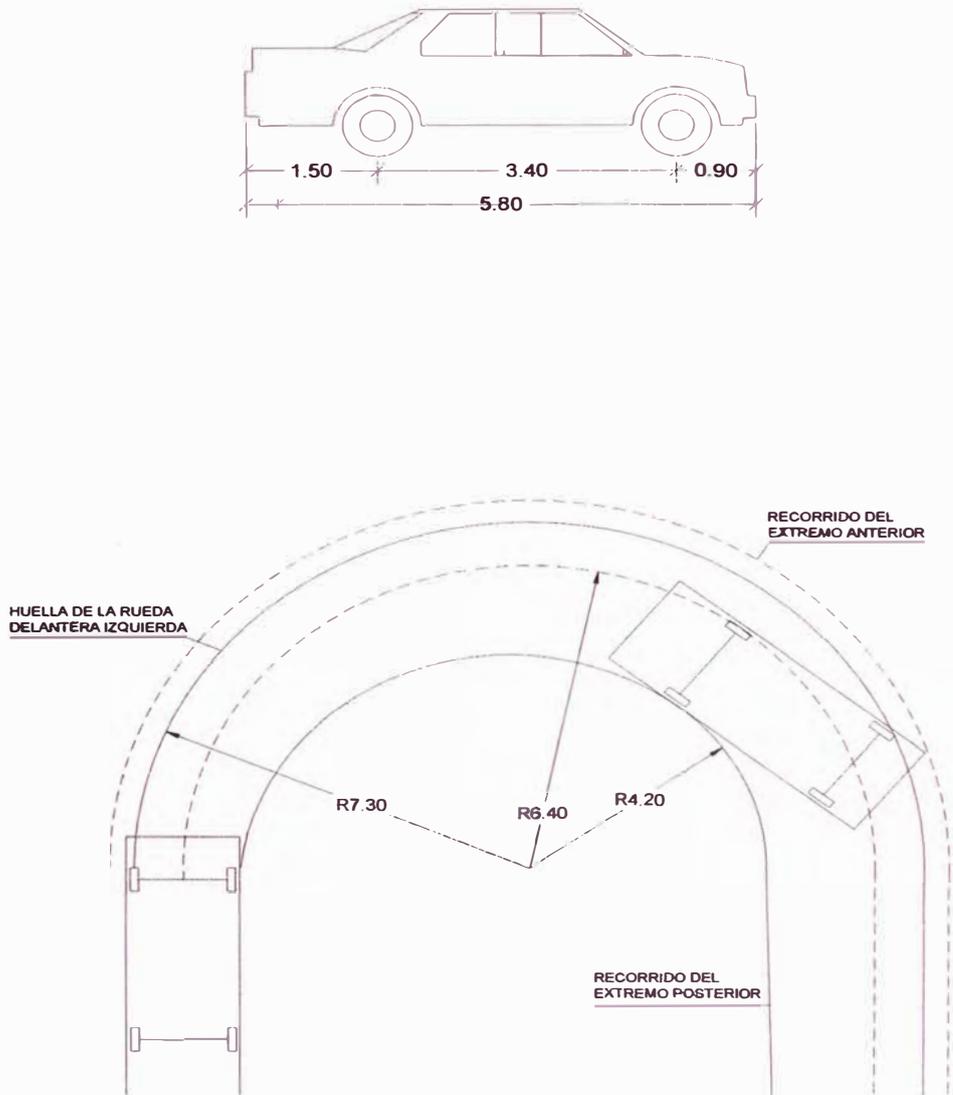
Cuadro 1.04 Resumen de las características de los vehículos.

TIPO DE VEHICULO	ITEM	ALTURA	ANCHO	LARGO	Long.entre ejes	Rmin (Rueda externa delantera)	Rmax (rueda interna trasera)
Vehículo ligero	VL	1.3	2.1	5.8	3.4	7.3	4.2
Ómnibus 2 ejes	B2	4.1	2.6	9.1	6.1	12.8	8.5
Ómnibus 3 ejes	B3	4.1	2.6	12.1	7.6	12.8	7.4
Camión simple 2 ejes	C2	4.1	2.6	9.1	6.1	12.8	8.5
Camión simple 3 ejes	C3	4.1	2.6	12.2	7.6	12.8	7.4
Semiremolque tandem	T2	4.1	2.6	15.2	4.0/7.0	12.2	5.8
	S1/2/3						
Semiremolque tandem	T3	4.1	2.6	16.7	4.9/7.9	13.7	5.9
	S1/2/3						
Remolque 2ejes+1doble(Tandem)	C2- R2/3	4.1	2.6	19.9	3.8/6.1/6.4	13.7	6.8
Remolque 3ejes+1doble(Tandem)	C3- R2/3/4	4.1	2.6	19.9	3.8/6.1/6.4	13.7	6.8

Fuente: Manual de Diseño Geométrico de Carreteras DG MTC 2001 Lima Perú

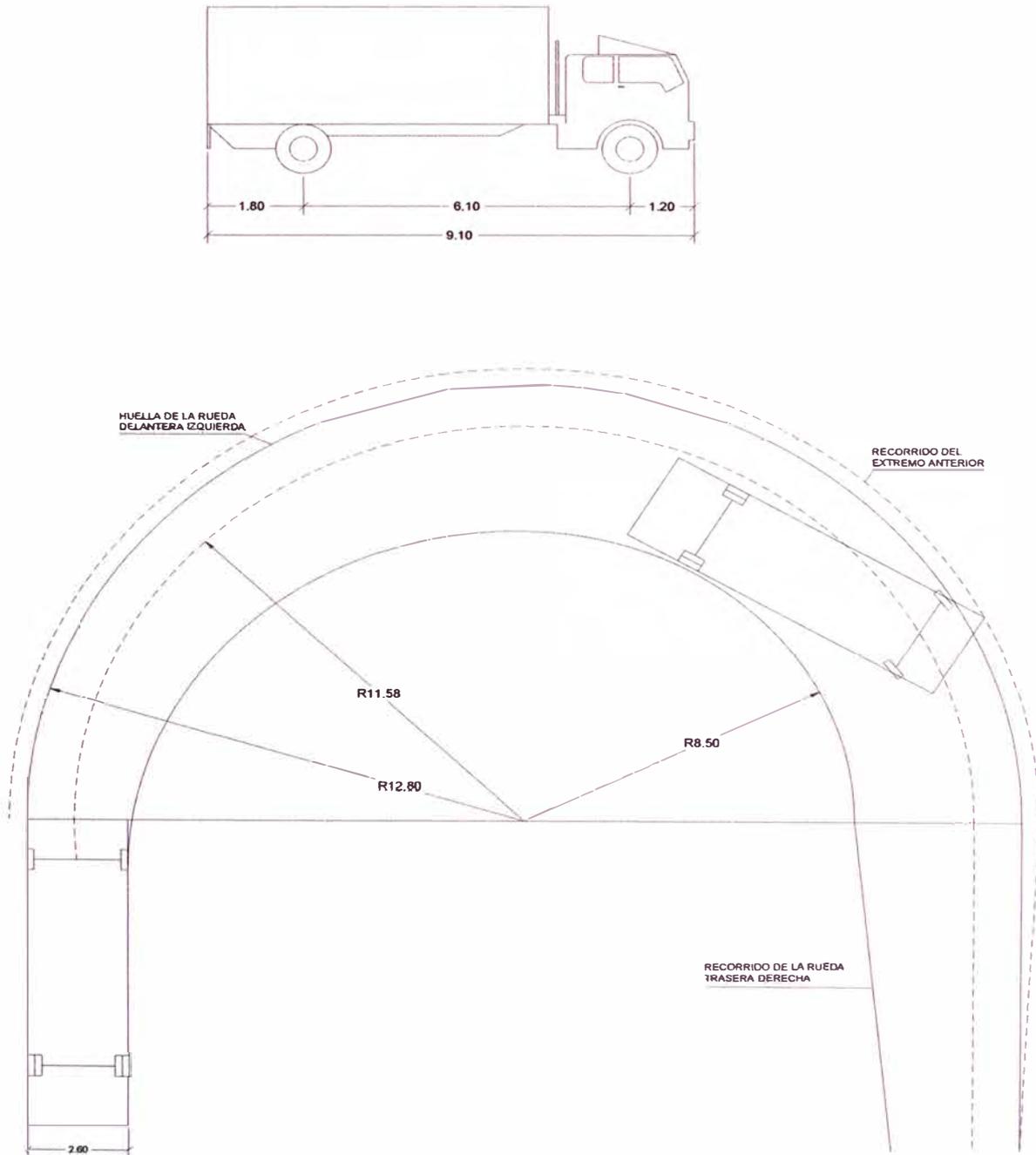
Ver las Figuras 1.04 , 1.05 y 1.06 para la definición de dimensiones

Figura 1.04 VEHICULO LIGERO TIPO VL



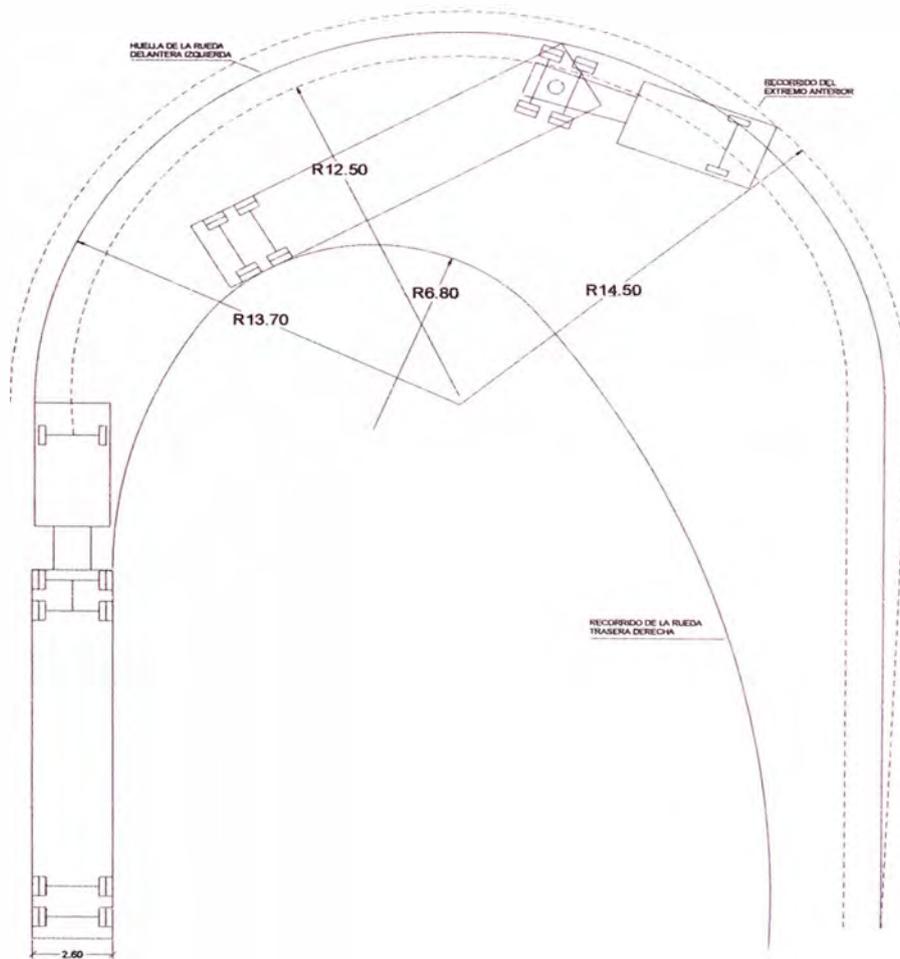
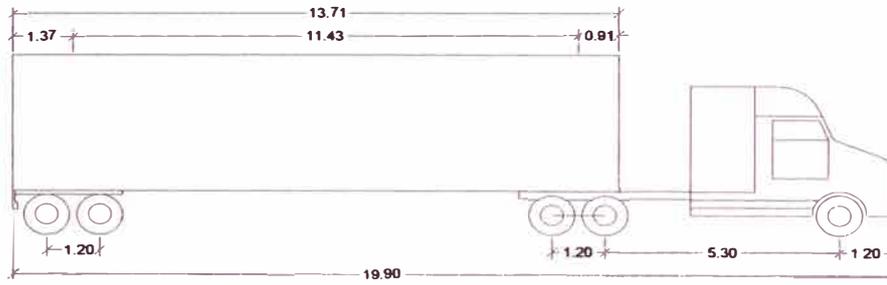
Fuente : AASHTO A Policy o Geometric Design of Highways ad Streets U.S.A.2001

Figura 1.05 CAMION SIMPLE 2 EJES TIPO C2



Fuente : AASHTO A Policy o Geometric Design of Highways ad Streets U.S.A.2001

Figura 1.06 REMOLQUE 2 EJES + 1 DOBLE (TANDEM) TIPO C2-R2/3



Fuente : AASHTO A Policy o Geometric Design of Highways ad Streets U.S.A.2001

1.4. VOLUMENES DE TRANSITO

1.4.1 ASPECTOS GENERALES

El Instituto de Ingenieros de Transporte, ITE, citado por W.S.Homburger , define la Ingeniería de Transporte y la Ingeniería de Tránsito de la siguiente manera: [2]

Ingeniería de Transporte: "Aplicación de los principios tecnológicos y científicos a la planeación, al proyecto funcional, a la operación y a la administración de las diversas partes de cualquier modo de transporte, con el fin de proveer la movilización de personas y mercancías de una manera segura, rápida, confortable, conveniente, económica y compatible con el medio ambiente".

Ingeniería de Tránsito: "aquella fase de la ingeniería de transporte que tiene que ver con la planeación, el proyecto geométrico y la operación del tránsito por calles y carreteras, sus redes, terminales, tierras adyacentes y su relación con otros modos de transporte".

La Ingeniería de Tránsito es un subconjunto de la Ingeniería de Transporte, y el Diseño Geométrico es una etapa de la Ingeniería de Tránsito. El Diseño Geométrico de calles y vías, es el proceso de correlación entre sus elementos físicos y las características de operación de los vehículos, mediante el uso de las matemáticas, la física y la geometría. En este sentido, una calle o vía queda definida geométricamente por el proyecto de su eje en planta (alineamiento horizontal) y en perfil (alineamiento vertical), y por el proyecto de su sección transversal.

Al igual que muchos sistemas dinámicos, los medios físicos y estáticos del tránsito, tales como las carreteras, las calles, las intersecciones, los terminales, etc., están sujetos a ser solicitados y cargados por volúmenes de tránsito, los cuales poseen características espaciales (ocupan un lugar) y temporales (consumen tiempo).

Las distribuciones espaciales de los volúmenes de tránsito generalmente resultan del deseo de la gente de efectuar viajes entre determinados orígenes y destinos, y de sus estilos y formas de vida.

Al proyectar, los accesos y los servicios, dependen fundamentalmente del volumen de tránsito o demanda que circulará durante un intervalo de tiempo dado, de su variación, de su tasa de crecimiento y de su composición. Los errores que se cometen en la determinación de estos datos, ocasionarán que la vía funcione durante el período de proyecto, bien con sus volúmenes de tránsito muy inferiores a aquellos para los que se proyectó, o mal con problemas de

congestionamiento por volúmenes de tránsito altos muy superiores a los proyectados.

Los estudios sobre volúmenes de tránsito son realizados con el propósito de obtener información relacionada con el movimiento de vehículos y/o personas sobre puntos o secciones específicas dentro de un sistema vial. Los volúmenes de tránsito son expresados con respecto al tiempo, y de su conocimiento se hace posible el desarrollo de estimaciones razonables de la calidad del servicio a los usuarios.

1.4.2 DEFINICIONES

1.4.2.1 Volumen de Tránsito

Se define volumen de tránsito, como el número de vehículos que pasan por un punto o sección transversal dados, de un carril o de una calzada, durante un período determinado. Se expresa como:

$$Q = \frac{N}{T} \quad (1.04)$$

Donde :

Q = Vehículos que pasan por unidad de tiempo (vehículos/período)

N = Número total de vehículos que pasan (vehículos)

T = Período determinado (unidades de tiempo)

1.4.2.2 Volúmenes de Tránsito Absoluto o Totales

Es el número total de vehículos que pasan durante el lapso de tiempo determinado. Dependiendo de la duración del lapso de tiempo determinado, se tienen los siguientes volúmenes de tránsito absolutos o totales:

Tránsito anual (TA)

Es el número total de vehículos que pasan durante un año. En este caso, T = 1 año.

Tránsito mensual (TM)

Es el número total de vehículos que pasan durante un mes. En este caso, T = 1 mes.

Tránsito semanal (TS)

Es el número total de vehículos que pasan durante una semana. En este caso, T = 1 semana.

Tránsito diario (TD)

Es el número total de vehículos que pasan durante un día. En este caso, $T = 1$ día.

Tránsito horario (TH)

Es el número total de vehículos que pasan durante una hora. En este caso, $T = 1$ hora.

Tránsito en un periodo inferior a una hora o Tasa de flujo (q)

Es el número total de vehículos que pasan durante un periodo inferior a una hora. En este caso, $T < 1$ hora.

En todos los casos anteriores, los periodos especificados, un año, un mes, una semana, un día, una hora y menos de una hora, necesariamente son de orden cronológico. Por lo tanto, pueden ser 365 días seguidos, 30 días seguidos, 7 días seguidos, 24 horas seguidos, 60 minutos seguidos y periodo en minutos seguidos inferiores a una hora.

1.4.2.3 Volúmenes de Tránsito Promedio Diarios

Se define el volumen de tránsito promedio diario (TPD), como el número total de vehículos que pasan durante un periodo dado (en días completos) igual o menor a un año y mayor que un día, dividido entre el número de días del periodo. De acuerdo al número de días de este periodo, se presentan los siguientes volúmenes de tránsito promedio diarios, dados en vehículos por día.^[5]

1. Tránsito promedio diario anual (TPDA)

$$TPDA = \frac{TA}{365} \quad (1.05)$$

2. Tránsito promedio diario mensual (TPDM)

$$TPDM = \frac{TM}{30} \quad (1.06)$$

3. Tránsito promedio diario semanal (TPDS)

$$TPDS = \frac{TS}{7} \quad (1.07)$$

1.4.2.4 Volúmenes de Tránsito Horarios

Con base en la hora seleccionada, se definen los siguientes volúmenes de tránsito horarios, dados en vehículos por hora:

1. Volumen horario máximo anual (VHMA)

Es el máximo volumen horario que ocurre en un punto o sección de un carril o de una calzada durante un año determinado. En otras palabras, es la hora de mayor volumen de las 8760 horas del año

2. Volumen horario de máxima demanda (VHMD)

Es el máximo número de vehículos que pasan por un punto o sección de un carril o de una calzada durante 60 minutos consecutivos. Es el representativo de los períodos de máxima demanda que se pueden presentar durante un día en particular.

3. Volumen horario-décimo, vigésimo, trigésimo - anual (10VH, 20 VH, 30VH)

Es el volumen horario que ocurre en un punto o sección de un carril o de una calzada durante un año determinado, que es excedido por 9, 10 y 29 volúmenes horarios, respectivamente. También se le denomina volumen horario de la 10a, 20ava y 30ava. hora de máximo volumen

4. Volumen horario de proyecto (VHP)

Es el volumen de tránsito horario que servirá para determinar las características geométricas de la vialidad, generalmente se toma para la 30ava hora.

1.4.3 USO DE LOS VOLUMENES DE TRANSITO

De una manera general, los datos sobre volúmenes de tránsito se utilizan ampliamente en los siguientes campos :

a) Planeación

- Clasificación sistemática de redes de vías
- Estimación de los cambios anuales en los volúmenes de tránsito
- Modelos de asignación y distribución de tránsito
- Desarrollo de programas de mantenimiento, mejoras y prioridades.
- Análisis económicos
- Estimaciones de la calidad del aire
- Estimaciones del consumo de combustibles.

b) Proyecto

- Aplicación a normas de proyecto geométrico.

- Requerimientos de nuevas vías.
 - Análisis estructural de superficies de rodamiento.
- c) Ingeniería de Tránsito
- Análisis de capacidad y niveles de servicio en todo tipo de vialidades.
 - Caracterización de flujos vehiculares.
 - Zonificación de velocidades
 - Necesidades de dispositivos para el control de tránsito
 - Estudio de estacionamientos.
- d) Seguridad
- Cálculo de índices de accidentes y mortalidad.
 - Evaluación de mejoras por seguridad.
- e) Investigación
- Nuevas metodologías sobre capacidad.
 - Análisis e investigación en el campo de los accidentes y la seguridad.
 - Estudio sobre ayudas, programas o dispositivos para el cumplimiento de las normas de tránsito.
 - Estudios de antes y después
 - Estudios sobre el medio ambiente y la energía.
- f) Usos Comerciales
- Hoteles y restaurantes
 - Urbanismo
 - Autoservicios
 - Actividades recreacionales y deportivas

Específicamente, dependiendo de la unidad de tiempo en que se expresen los volúmenes de tránsito, éstos se utilizan para

1. Volúmenes de tránsito anual (TA)
 - Determinar los patrones de viaje sobre áreas geográficas.
 - Estimar los gastos esperados de los usuarios de las carreteras.
 - Calcular índices de accidentes
 - Indicar las variaciones y tendencias de los volúmenes de tránsito, especialmente en carreteras de peaje.
2. Volúmenes de tránsito promedio diario (TPD)
 - Medir la demanda actual en vías

- Evaluar los flujos de tránsito actuales con respecto al sistema vial
 - Definir el sistema arterial de calles.
 - Localizar áreas donde se necesite construir nuevas vías o mejorar las existentes
 - Programar mejoras.
3. Volúmenes de tránsito horario (TH)
- Determinar la longitud y magnitud de los períodos de máxima demanda.
 - Evaluar deficiencias de capacidad
 - Establecer controles en el tránsito, como: colocación de señales, semáforos y marcas viales; jerarquización de vías, sentidos de circulación y rutas de tránsito; y prohibición de estacionamiento, paradas y maniobras de vueltas.
 - Proyectar y rediseñar geoméricamente calles e intersecciones.
4. Las tasas de flujo (q)
- Analizar flujos máximos
 - Analizar variaciones del flujo dentro de las horas de máxima demanda.
 - Analizar limitaciones de capacidad en el flujo de tránsito
 - Analizar las características de los volúmenes máximos.

1.4.4 CARACTERISTICAS DE LOS VOLUMENES DE TRANSITO

Los volúmenes siempre deben ser considerados como dinámicos, por lo que solamente son precisos para el período de duración de los aforos. Sin embargo, debido a que sus variaciones son generalmente rítmicas y repetitivas, es importante tener un conocimiento de sus características, para así programar aforos, relacionar volúmenes en un tiempo y lugar con volúmenes de otro tiempo y lugar, y prever con la debida anticipación la actuación de las fuerzas dedicadas al control de tránsito y labor preventiva, así como las de conservación.^[5]

Por ejemplo, si se sabe que en Semana Santa se va a tener el mayor número de accidentes de tránsito, se debe planear una campaña preventiva para actuar antes y durante esa semana. Por otro lado, en esta semana no se deben realizar trabajos de reparación normal en la calle o carretera, pues pueden estorbar o resultar peligrosos.

Por lo tanto, es fundamental, en la planeación y operación de la circulación vehicular, conocer las variaciones periódicas de los volúmenes de tránsito dentro

de las horas de máxima demanda, en las horas del día, en los días de la semana y en los meses del año. Aún más, también es importante conocer las variaciones de los volúmenes de tránsito en función de su distribución por carriles, su distribución direccional y su composición.

1.4.4.1 Distribución y Composición del Volumen de Tránsito

La distribución de los volúmenes de tránsito por carriles debe ser considerada, tanto en el proyecto como en la operación de calles y vías. Tratándose de tres o más carriles de operación en un sentido, el flujo se semeja a una corriente hidráulica. Así, al medir los volúmenes de tránsito por carril, en zona urbana, la mayor velocidad y capacidad, generalmente se logran en el carril del medio; las fricciones laterales, como paradas de autobuses y taxis y las vueltas izquierdas y derechas causan un flujo más lento en los carriles extremos, llevando el menor volumen el carril cercano a la acera. En carretera, a volúmenes bajos y medios suele ocurrir lo contrario, por lo que se reserva el carril cerca de la faja separadora central para los vehículos más rápidos y para rebases, y se presentan mayores volúmenes en el carril inmediato al acotamiento. En autopistas de tres carriles con altos volúmenes de tránsito, rurales o urbanas, por lo general hay mayores volúmenes en el carril inmediato a la faja separadora central.^[5]

En cuanto a la distribución direccional, en las calles que comunican el centro de la ciudad con la periferia de la misma, el fenómeno común que se presenta en el flujo de tránsito es de volúmenes máximos hacia el centro en la mañana y hacia la periferia en las tardes y noches. Es una situación semejante al flujo y reflujo que se presenta los fines de semana cuando los veraneantes salen de la ciudad el viernes y sábado y regresan el domingo en la tarde. Este fenómeno se presenta especialmente en arterias del tipo radial. En cambio, ciertas arterias urbanas que comunican "centros de gravedad" importantes, no registran variaciones direccionales muy marcadas en los volúmenes de tránsito.

Igualmente, en los estudios de volúmenes de tránsito es útil conocer la composición y variación de los distintos tipos de vehículos en términos de porcentaje.

La composición vehicular se mide en términos de porcentajes sobre el volumen total.

1.4.4.2 Variación del volumen de tránsito en la hora de máxima demanda

En zonas urbanas, la variación de los volúmenes de tránsito dentro de una misma hora de máxima demanda, para una calle o intersección específica, puede llegar a ser repetitiva y consistente durante varios días de la semana. Sin embargo, puede ser bastante diferente de un tipo de calle o intersección a otro, para el mismo período máximo. En cualquiera de estos casos, es importante conocer la variación del volumen dentro de las horas de máxima demanda y cuantificar la duración de los flujos máximos, para así realizar la planeación de los controles del tránsito para estos períodos durante el día, tales como prohibición de estacionamientos, prohibición de ciertos movimientos de vuelta y disposición de los tiempos de los semáforos. [5]

Un volumen horario de máxima demanda, a menos que tenga una distribución uniforme, no necesariamente significa que el flujo sea constante durante toda la hora. Esto significa que existen períodos cortos dentro de la hora con tasas de flujo mucho mayores a las de la hora misma. Para la hora máxima demanda, se llama factor de la hora de máxima demanda, FHMD, a la relación entre el volumen horario de máxima demanda, VHMD, y el flujo máximo, q_{max} , que se presenta durante un período dado dentro de dicha hora. Matemáticamente se expresa como:

$$FHMD = \frac{VHMD}{N(q_{max})} \quad (1.08)$$

Donde :

N = número de periodos durante la hora de máxima demanda

Los períodos dentro de hora de máxima demanda pueden ser de 5, 10 ó 15 minutos, utilizándose éste último con mayor frecuencia, en cuyo caso el factor de la hora de máxima demanda es:

$$FHMD = \frac{VHMD}{4(q_{max.15})} \quad (1.09)$$

Para períodos de 5 minutos, el factor de la hora de máxima demanda es:

$$FHMD = \frac{VHMD}{12(q_{max.5})} \quad (1.10)$$

El factor de la hora de máxima demanda es un indicador de las características del flujo de tránsito en períodos máximos. Indica la forma como están

distribuidos los flujos máximos dentro de la hora. Su mayor valor es la unidad, lo que significa que existe una distribución uniforme de flujos máximos durante toda la hora. Valores bastante menores que la unidad indican concentraciones de flujos máximos en períodos cortos dentro de la hora.

1.4.4.3 Variación horaria del volumen de tránsito

Las variaciones de los volúmenes de tránsito a lo largo de las horas del día, dependen del tipo de ruta, según las actividades que prevalezcan en ella, puesto que hay rutas de tipo turístico, agrícola, comercial, etc.

En zonas agrícolas las variaciones horarias dentro de la época de cosecha son extraordinarias; puede ser que en ciertas horas de la noche no haya absolutamente ningún vehículo y, sin embargo, a determinadas horas del día hay tal cantidad de vehículos que pueden llegar a saturar, por ejemplo, una carretera de dos carriles. En el caso de una carretera de tipo turístico, durante los días entre semana existe un tránsito más o menos normal a lo largo de todas las horas, pero los sábados y domingos puede llegar a volúmenes sumamente altos, encontrándose varias horas del día con demandas máximas. El día sábado, de las 8 de la mañana a las 11 ó 12 el volumen horario es muy grande, en la tarde baja y ya en la noche es bastante pequeño. El domingo, en la mañana presenta volúmenes horarios medianos, y en la tarde máximos en las horas del regreso a la ciudad, ocurriendo largas filas de automóviles. Son variaciones horarias que ocurren en cualquier parte del mundo, que se pueden prever mediante los estudios necesarios.

En las ciudades se tiene variación típica de la siguiente manera: la madrugada empieza con bajo volumen de vehículos, el cual se va incrementando hasta alcanzar cifras máximas entre las 7:30 y las 9:30 horas.

De las 9:30 a las 13:00 horas vuelve a bajar y empieza a ascender para llegar a otro máximo entre las 14:00 y las 15:00 horas. Vuelve de nuevo a disminuir entre las 14:00 y las 18:00 horas, cuando asciende otra vez para alcanzar un tercer valor máximo entre las 18:00 y las 20:00 horas. De esta hora en adelante tiende a bajar al mínimo en la madrugada.

1.4.4.4 Variación diaria del volumen de tránsito

Se han estudiado cuáles son los días de la semana que llevan los volúmenes normales de tránsito. Así, para vías principales de lunes a viernes los volúmenes son muy estables; los máximos, generalmente se registran durante el fin de semana, ya sea el sábado o el domingo, debido a que durante estos días por estas carreteras circula una alta demanda de usuarios de tipo turístico y recreacional. En vías secundarias de tipo agrícolas, los máximos volúmenes se presentan entre semana. En las vías de la ciudad, la variación de los volúmenes de tránsito diario no es muy pronunciada entre semana, esto es, están más o menos distribuidos en los días laborables, sin embargo, los más altos volúmenes ocurren el viernes. ^[5]

También vale la pena mencionar, con referencia a la variación diaria de los volúmenes de tránsito tanto a nivel urbano como rural, que se presentan máximos en aquellos días de eventos especiales como Semana Santa, Navidad, fin de año, competencias deportivas nacionales, e internacionales, etc.

1.4.4.5 Variación mensual del volumen de tránsito

Hay meses que las calles y vías llegan mayores volúmenes que otros, presentando variaciones notables. Los más altos volúmenes de tránsito se registran en Semana Santa, en las vacaciones escolares y a fin de año por las fiestas y vacaciones navideñas del mes de diciembre. Por esta razón los volúmenes de tránsito promedio diarios que caracterizan cada mes son diferentes, dependiendo también, en cierta manera, de la categoría y del tipo de servicio que prestan las calles y vías. Sin embargo, el patrón de variación de cualquier vialidad no cambia grandemente de año a año, a menos que ocurran cambios importantes en su diseño, en los usos de la tierra, o se construyan calles o vías que funcionen como alternas. ^[5]

1.5 ANALISIS DEL FLUJO VEHICULAR

1.5.1 Generalidades

Mediante el análisis de los elementos de flujo vehicular se pueden entender las características y el comportamiento del tránsito, requisitos básicos para el planeamiento, proyecto y operación de carreteras, calles y sus obras complementarias dentro del sistema de transporte. Con la aplicación de las leyes de la física y matemáticas el análisis del flujo vehicular describe la forma como circulan los vehículos en cualquier tipo de vialidad, lo cual permite determinar el nivel de eficiencia de la operación.

Uno de los resultados más útiles del análisis del flujo vehicular es el desarrollo de modelos microscópicos y macroscópicos que relacionan sus diferentes variables como el volumen, la velocidad, la densidad, el intervalo y el espaciamiento. Estos modelos han sido base del desarrollo del concepto de capacidad y niveles de servicio aplicado a diferentes tipos de elementos viales.

El objetivo, al abordar el análisis del flujo vehicular es dar a conocer algunas de las metodologías e investigaciones y sus aplicaciones más relevantes en este tema, con particular énfasis en aspectos que relacionan las variables del flujo vehicular, la descripción probabilística o casual del flujo de tránsito, la distribución de los vehículos en una vialidad y las distribuciones estadísticas empleadas en proyecto y control de tránsito.^[2]

1.5.2 Conceptos fundamentales

A continuación se presenta una descripción de algunas de las características fundamentales del flujo vehicular, representadas en sus tres variables principales: el flujo, la velocidad y la densidad. Mediante la deducción de relaciones entre ellas, se pueden determinar las características de la corriente de tránsito y así predecir las consecuencias de diferentes opciones de operación o de proyecto.

1.5.2.1 Variables relacionadas con el flujo

Las variables relacionadas con el flujo son la tasa de flujo, el volumen, el intervalo simple entre vehículos consecutivos y el intervalo promedio entre varios vehículos.

a.- Tasa de flujo o flujo (q) y volumen (Q)

La tasa de flujo (q) es la frecuencia a la cual pasan los vehículos por un punto o sección transversal de un carril o calzada. La tasa de flujo es pues, el número de vehículos, N , que pasan durante un intervalo de tiempo específico (T), inferior a una hora, expresada en vehículos por minuto (veh/min) o vehículos por segundo (veh/s). No obstante la tasa de flujo (q), también puede ser expresada en vehículos por hora (veh/h), teniendo cuidado de su interpretación, pues no se trata del número de vehículos que efectivamente pasan durante una hora completa o volumen horario (Q), la tasa de flujo (q) se calcula entonces con la siguiente expresión:

$$q = \frac{N}{T} \quad (1.11)$$

b.- Intervalo simple (h_i)

Es el de tiempo entre el paso de dos vehículos consecutivos, generalmente expresado en segundos y medido entre puntos homólogos del par de vehículos.

c.- Intervalo promedio (\bar{h})

Es el promedio de todos los intervalos simples, h_i , existentes entre los diversos vehículos que circulan por una vialidad. Por tratarse de un promedio se expresa por segundos por vehículo (s/veh) y se calcula, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\bar{h} = \frac{\sum_{i=1}^{N-1} h_i}{N-1} \quad (1.12)$$

Donde

\bar{h} = intervalo promedio (s/veh)

N = número de vehículos (veh)

$N-1$ = número de intervalos (veh)

h_i = intervalo simple entre el vehículo i y el vehículo $i+1$

Obsérvese que las unidades del intervalo promedio (\bar{h}) (s/veh) son las unidades inversas de la tasa de flujo q (veh/s). Por lo que también puede plantearse la siguiente relación.

$$\bar{h} = \frac{1}{q} \quad (1.13)$$

1.5.2.2 Variables relacionadas con la velocidad

Las variables del flujo vehicular relacionadas con la velocidad son la velocidad de punto, la velocidad instantánea, la velocidad media temporal, la velocidad media espacial, la velocidad de recorrido, la velocidad de marcha, la distancia de recorrido y el tiempo de recorrido.

1.5.2.3 Variables relacionadas con la densidad

Las variables del flujo vehicular relacionadas con la densidad son la densidad o concentración, el espaciamiento simple entre vehículos consecutivos y el espaciamiento promedio entre varios vehículos.

a.- Densidad o concentración (k)

Es el número, "N", de vehículos que ocupan una longitud específica, d , de una vialidad en un momento dado, generalmente se expresa en vehículos por kilómetro (veh/km), ya sea referido a un carril o a todos los carriles de la calzada, se calcula como:

$$k = \frac{N}{d} \quad (1.14)$$

b.- Espaciamiento simple (s_i)

Es la distancia entre el paso de dos vehículos consecutivos, usualmente expresada en metros y medida entre sus defensas traseras.

c.- Espaciamiento promedio (\bar{s})

Es el promedio de todos los espaciamientos simples, " s_i ", existentes entre los diversos vehículos que circulan por una vialidad. Por tratarse de un promedio se expresa en metros por vehículo (m/veh) y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\bar{s} = \frac{\sum_{i=1}^{N-1} s_i}{N-1} \quad (1.15)$$

Donde

\bar{s} = intervalo promedio (m/veh)

N = número de vehículos (veh)

$N-1$ = número de espaciamientos(veh)

s_i = espaciamiento simple entre el vehículo i y el vehículo $i+1$

Obsérvese que las unidades del espaciamiento promedio (\bar{s}) (m/veh) son las unidades inversas de la densidad k (veh/m). Por lo que también puede plantearse la siguiente relación.

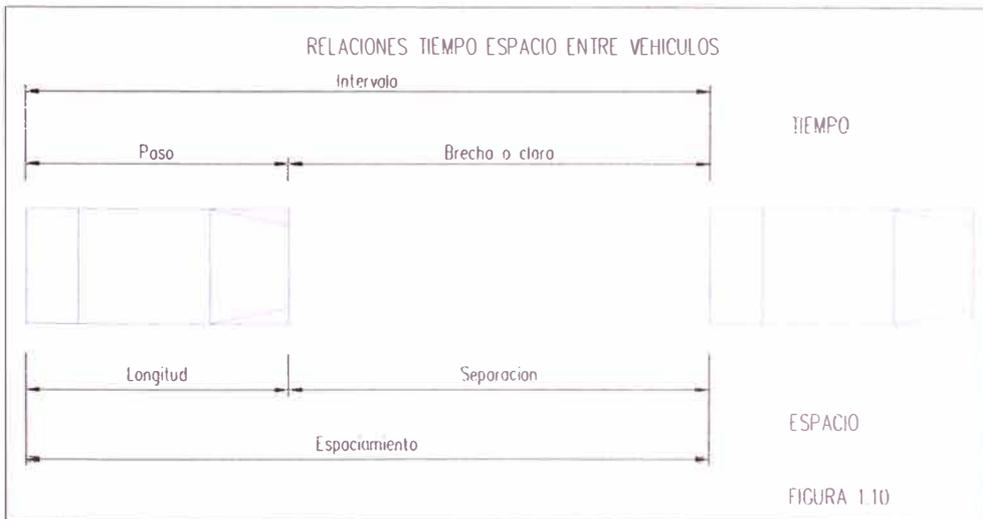
$$\bar{s} = \frac{1}{k} \quad (1.16)$$

1.5.2.4 Relación entre el flujo, la velocidad, la densidad, el intervalo, y el espaciamiento.

El esquema de la figura 1.07 muestra un par de vehículos consecutivos a los cuales se les han asociado atributos tanto en el tiempo como en el espacio.

Así, por ejemplo, el paso es el tiempo necesario para que el vehículo recorra su propia longitud, y la brecha o claro es el intervalo de tiempo libre disponible entre los dos vehículos, equivalente a la separación entre ellos medida desde la defensa trasera del primer vehículo hasta la defensa delantera del segundo vehículo, dividida por la velocidad (la del segundo vehículo o la del grupo de vehículos si todos ellos viajan a la misma velocidad).

Figura 1.07 Relaciones tiempo espacio entre vehículos



Fuente : Cal y Mayor Rafael R. & Cardenas G James. *Ingeniería de Tránsito*, 8 va Ed.,Pag. 109 Alfaomega, Mexico 2006

Con base en la figura 1.06, y considerando un grupo vehicular que se mueve a velocidad (V_e) aproximadamente constante, su intervalo promedio (\bar{h}) y espaciamiento promedio (\bar{s}) se pueden relacionar así:

$$\text{Espacio} = (\text{Velocidad})(\text{Tiempo})$$

$$\bar{s} = \bar{V}e\bar{h} \quad (1.17)$$

Como se puede ver en la expresión anterior, para un grupo de vehículos, el intervalo promedio y el espaciamiento promedio se relacionan a través de la velocidad media espacial.

También, como cualquier otro fluido continuo, el flujo de la corriente de tránsito puede definirse en términos de sus tres variables principales: la tasa de flujo q , la velocidad v y la densidad k .

Por las ecuaciones (1.13) y (1.16) se sabe que

$$\bar{h} = \frac{1}{q} \quad \text{y} \quad \bar{s} = \frac{1}{k} \quad \text{Remplazando los dos valores anteriores en la ecuación (1.17)}$$

queda:

$$\frac{1}{k} = \bar{V}e\left(\frac{1}{q}\right) \quad \text{De donde : } q = \bar{V}ek \quad (1.18)$$

A la anterior correlación se le conoce como la ecuación fundamental del flujo vehicular, que en forma general se expresa como:

$$q = vk \quad (1.19)$$

Los resultados numéricos dados por la ecuación fundamental del flujo vehicular dependen del método de medición empleado para definir cada una de sus variables y de la forma de promediarlas, ya que, como es conocido, existen mediciones de tipo puntual, mediciones sobre distancias o tramos específicos y mediciones dentro de todo un sistema.

1.6 CAPACIDAD VIAL Y NIVELES DE SERVICIO

1.6.1 CONCEPTOS GENERALES

Para determinar la capacidad de un sistema vial, rural o urbano, no sólo es necesario conocer sus características físicas o geométricas, sino también las características de los flujos vehiculares, bajo una variedad de condiciones físicas y de operación.

Así mismo, no puede tratarse la capacidad de un sistema vial sin hacer referencia a otras consideraciones importantes que tienen que ver con la calidad del servicio proporcionado.

Por lo tanto, un estudio de capacidad de un sistema vial es al mismo tiempo un estudio cuantitativo y cualitativo, el cual permite evaluar la suficiencia

(cuantitativo) y la calidad (cualitativo) del servicio ofrecido por el sistema (oferta) a los usuarios (demanda).

1.6.1.1 CAPACIDAD VIAL

En las fases de planeación, estudio, proyecto y operación de vías y calles, la demanda de tránsito, presente o futura, se considera como una cantidad conocida. Una medida de la eficiencia con la que un sistema vial presta servicio a esta demanda, es su capacidad u oferta.

A parte del estudio de la capacidad de las vías y calles, el propósito que también generalmente se sigue es el de determinar la calidad del servicio que presta cierto tramo o componente vial. ^[5]

Teóricamente la capacidad ($q_{m\acute{a}x}$) se define como la tasa máxima de flujo que puede soportar una vía o calle. De manera particular, la capacidad de una infraestructura vial es el máximo número de vehículos (peatones) que pueden pasar por un punto o sección uniforme de un carril o calzada durante un intervalo de tiempo dado, bajo las condiciones prevalecientes de la infraestructura vial, del tránsito y de los dispositivos de control.

El intervalo de tiempo utilizado en la mayoría de los análisis de capacidad es de 15 minutos, debido a que se considera que éste es el intervalo más corto durante el cual puede presentarse un flujo estable.

La infraestructura vial, sea ésta una vía o calle, puede ser de circulación continua o discontinua. Los sistemas viales de circulación continua no tienen elementos fijos externos al flujo de tránsito, tales como los semáforos, que produzcan interrupciones en el mismo. Los sistemas viales de circulación discontinua tienen elementos fijos que producen interrupciones periódicas del flujo de tránsito, tales como los semáforos, las señales de alto y otros tipos de regulación.

Dependiendo del tipo de infraestructura vial a analizar, se debe establecer un procedimiento para el cálculo de su capacidad.

Por lo tanto el principal objetivo del análisis de capacidad, es estimar la máxima cantidad de vehículos que un sistema vial puede asimilar con razonable confort y seguridad, pero resulta que los sistemas viales operan deficientemente a capacidad, por eso nunca se planifican para operar de esta manera.

1.6.1.2 NIVELES DE SERVICIO

Para medir la calidad del flujo vehicular se usa el concepto de nivel de servicio. Es una medida cualitativa que describe las condiciones de operación de un flujo vehicular, y de su percepción por los conductores y/o pasajeros. ^[5]

Estas condiciones se describen en términos de factores tales como la velocidad y el tiempo de recorrido, la libertad de maniobras, la comodidad, la conveniencia y la seguridad vial.

De los factores que afectan el nivel de servicio, se distinguen los internos y los externos. Los internos son aquellos que corresponden a variaciones en la velocidad, en el volumen, en la composición del tránsito, en el porcentaje de movimientos de entrecruzamientos o direccionales, etc. Entre los externos están las características físicas, tales como la anchura de los carriles, la distancia libre lateral, la anchura de acotamientos, las pendientes, etc.

El Manual de Capacidad de Carreteras de HCM 2000, del TRB, ha establecido seis niveles de servicio denominados: A, B, C, D, E y F, que van del mejor al peor los cuales se definen según que las condiciones de operación sean de circulación continua o discontinua.

1.6.1.3 CONDICIONES PREVALECIENTES

Es necesario tener en cuenta el carácter probabilístico de la capacidad, por lo que puede ser mayor o menor en un instante dado. A su vez, como la definición misma lo expresa, la capacidad se define para condiciones prevalecientes, que son factores que al variar la modifican. Estos se agrupan en tres tipos generales.

a) Condiciones de la infraestructura vial

Son las características físicas de la vía o calle (de tránsito continuo o discontinuo, con o sin control de accesos, dividida o no, de dos o más carriles, etc.); el desarrollo de su entorno; las características geométricas (ancho de carriles y acotamientos, obstrucciones laterales, velocidad de proyecto, restricciones para el rebase y características de los alineamientos); y, el tipo de terreno donde se aloja la obra.

b) Condiciones del tránsito

Se refiere a la distribución del tránsito en el tiempo y en el espacio, y a su composición en tipos de vehículos como livianos, camiones, autobuses y vehículos recreativos, según el sistema de clasificación vehicular adoptado.

c) Condiciones de control

Hace referencia a los dispositivos para el control del tránsito, tales como semáforos y señales restrictivas (alto, ceda, el paso, no estacionarse, sólo vueltas a la izquierda, etc.)

1.6.2 ELEMENTOS CRITICOS QUE CONDICIONAN EL NIVEL DE SERVICIO

Los factores externos que afectan el nivel de servicio, como son físicos, pueden ser medidos a una hora conveniente. En cambio los factores internos, por ser variables, deben ser medidos durante el período de mayor flujo, como por ejemplo el factor de la hora de máxima demanda. ^[2]

El flujo de vehículos en la hora de máxima demanda no está uniformemente distribuido en ese lapso. Para tomar esto en cuenta, es conveniente determinar la proporción del flujo para un período máximo dentro de la hora de máxima demanda. Usualmente se acostumbra un período de 15 minutos, el factor de la hora de máxima demanda es:

$$FHMD = \frac{VHMD}{4(Q_{m\acute{a}x.15})} \quad (1.20)$$

Donde :

VHMD = Volumen horario de máxima demanda

Q_{máx.15} = flujo máximo durante 15 minutos

Por lo general, no se realizan estudios de capacidad para determinar la cantidad máxima de vehículos que pueden alojar cierta parte de una carretera o calle; lo que se hace es tratar de determinar el nivel de servicio al que funciona cierto tramo, o bien la tasa de flujo admisible dentro de cierto nivel de servicio. En determinadas circunstancias se hace el análisis para predecir con qué flujos, o volúmenes, y a qué plazo se llegará a la capacidad de esa parte del sistema vial.

En función del nivel de servicio estará el número de vehículos por unidad de tiempo que puede admitir la carretera o calle, al cual se le denomina flujo de servicio. Este flujo va aumentando a medida que el nivel de servicio va siendo de

menor calidad, hasta llegar al nivel E, o capacidad del tramo de vía. Más allá de este nivel se registran condiciones más desfavorables, por ejemplo, con nivel F, no aumenta el flujo de servicio, sino que disminuye.

Tradicionalmente se ha considerado la velocidad como el principal factor usado para identificar el nivel de servicio. Sin embargo, los métodos modernos introducen, además de la velocidad media de recorrido, dos nuevos factores: la densidad para casos de circulación continua y la demora para casos de circulación discontinua.

En cualquiera de los casos un factor primordial para valorar el grado de utilización de la capacidad de un sistema vial y, por consiguiente, su nivel de servicio, es la relación entre el flujo y la capacidad (q/q_{max} , v/c), ya sea entre el flujo de demanda y la capacidad, o bien la relación entre el flujo de servicio y la capacidad, según el problema específico. En situaciones donde se conoce la demanda y la capacidad y se desea determinar el nivel de servicio, $q = v$ representa el flujo de demanda.

En el caso cuando se conoce la capacidad y se especifica un determinado nivel de servicio, $q=v$ representa el flujo de servicio con dicho nivel.

El HCM 2000 reporta para autopistas, en condiciones ideales, una capacidad de 2400 vehículos livianos/hora/carril. A su vez, dicho manual sobre carreteras rurales y suburbanas de carriles múltiples, establece como capacidad ideal para este tipo de carreteras el valor de 2200 vehículos livianos/hora/carril.

Por otro lado, en la investigación realizada en Colombia sobre capacidad y niveles de servicio para carreteras rurales de dos carriles, con base en observaciones de campo, se considera que la capacidad ideal es de 3,200 automóviles/hora/en ambos sentidos.

En el otro extremo, la capacidad puede llegar hasta valores de 300 vehículos/hora/carril, en una zona urbana de calles viejas y angostas, con gran porcentaje de vehículos pesados y fuerte volumen de vueltas.

En condiciones ideales, el flujo de servicio siempre será una fracción de la capacidad.

La capacidad de una infraestructura vial es variable en razón como varían sus características físicas o las condiciones de tránsito. Por este motivo los análisis de capacidad se realizan aislando las diversas partes del sistema vial, como por ejemplo un tramo recto, un tramo curvo, un tramo de entrecruzamiento, una rampa de enlace, el acceso a una intersección, etc. Por lo tanto segmentos con condiciones prevalecientes diferentes, tendrán capacidades diferentes.

Para fines de interpretación uniforme y metodología ordenada, se han establecido los siguientes criterios:

- 1) El flujo y la capacidad, bajo condiciones prevalecientes, se expresan en vehículos mixtos por hora.
- 2) El nivel de servicio se aplica solo a un tramo de vía, debido a que en diferentes tramos de una misma vía pueden variar las condiciones de operación
- 3) Los elementos usados para medir la capacidad y los niveles de servicio son variables. Para la capacidad se requieren el tipo de infraestructura vial, sus características geométricas, la velocidad media de recorrido, la composición de tránsito y las variaciones del flujo. En lo que concierne a Niveles de servicio, los factores son la densidad, la velocidad media de recorrido, las demoras y la relación flujo capacidad.
- 4) El criterio utilizado para la identificación práctica de los niveles de servicio de las diversas infraestructuras viales, establece que se deben considerar las medidas de eficiencia mostradas en el cuadro 1.05

Cuadro 1.05 Medidas de eficiencia para la definición de los niveles de servicio

Tipo de Infraestructura	Medidas de Eficiencia
Vías Expresas Segmentos básicos de autopista Entrecruzamientos Rampas de enlace	Densidad (veh.lig./km/carril) Velocidad media de recorrido (km/h) Tasas de flujo (veh.lig./h)
Carreteras Multicarriles De dos carriles	Densidad(veh.lig./km/carril) Demora porcentual(%) y velocidad media de recorrido
Intersecciones con semáforo	Demora media individual por paradas(seg/veh.)
Intersecciones sin semáforo	Capacidad remanente (veh.lig./h)
Vías Arteriales	Velocidad media de recorrido (km/h)
Transporte colectivo	Factor de carga (per./asiento)
Peatones	Espacio (m ² /peatón)

FUENTE:TRB, Highway Capacity Manual, Special Report 209, Washington, D.C. 1985

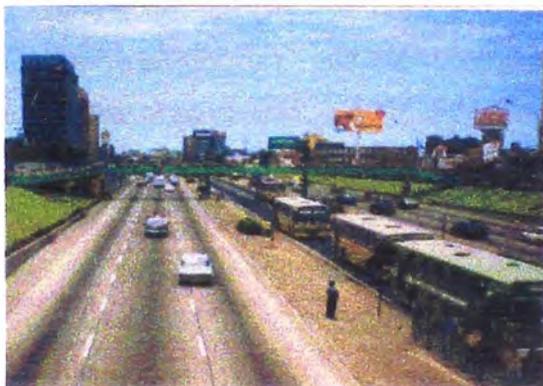
1.6.3 AUTOPISTAS.

El análisis se realiza en un segmento básico, pudiendo ser una sección de dos o mas carriles por sentido con control total de sus accesos, que no sean afectados por movimientos de convergencia ni divergencia en rampas de enlace ni por maniobras de entrecruzamientos.

1.6.3.1 Niveles de servicio

Las condiciones de operación se ilustran en la figura 1.08

Figura 1.08 Niveles de servicio en circulación continua



Nivel de servicio A



Nivel de servicio B



Nivel de servicio C



Nivel de servicio D



Nivel de servicio E



Nivel de servicio F

Fuente :Invermet & Tecnosan/Ebtu-Gate. Normas para Diseño de Vías Urbanas, MML, Lima Perú, 1987

a) Niveles de Servicio A

Representa una circulación a flujo libre. Los usuarios, considerados en forma individual, están virtualmente exentos de los efectos de la presencia de otros en la circulación. Poseen una altísima libertad para seleccionar sus velocidades deseadas y maniobrar dentro del tránsito.

El nivel general de comodidad y conveniencia proporcionado por la circulación al conductor, pasajero o peatón, es excelente.

b) Nivel de servicio B

Está dentro del rango del flujo estable, aunque se empiezan a observar otros vehículos integrantes de la circulación. La libertad de selección de las velocidades deseadas sigue relativamente inafectada, aunque disminuye un poco la libertad de maniobra en relación con la del nivel de servicio A. El nivel de comodidad y conveniencia es algo inferior a los del nivel de servicio A, porque la presencia de otros vehículos comienza a influir en el comportamiento individual de cada uno.

c) Nivel de servicio C

Pertenece al rango del flujo estable, pero marca el conocimiento del dominio en el que la operación de los usuarios individuales se ve afectada de forma significativa por las interacciones con los otros usuarios. La selección de velocidad se ve afectada por otros, y la libertad de maniobra comienza a ser restringida. El nivel de comodidad y conveniencia desciende notablemente.

d) Nivel de servicio D

Representa una circulación de densidad elevada, aunque estable. La velocidad y libertad de maniobra quedan seriamente restringidas, y el conductor o peatón experimenta un nivel general de comodidad y conveniencia bajo. Los pequeños incrementos del flujo generalmente ocasionan problemas de funcionamiento, incluso formación de pequeñas colas

e) Nivel de Servicio E

El funcionamiento está en el, o cerca del, límite de su capacidad. La velocidad de todos se ve reducida a un valor bajo, bastante uniforme.

La libertad de maniobra para circular es extremadamente difícil, y se consigue forzando a un vehículo o peatón a "ceder el paso". Los niveles de comodidad y conveniencia son enormemente bajos, siendo muy elevada la frustración de los conductores o peatones. La circulación es normalmente inestable, debido a que

los pequeños aumentos del flujo o ligeras perturbaciones del tránsito producen colapsos.

f) Nivel de Servicio F

Representa condiciones de flujo forzado. Esta situación se produce cuando la cantidad de tránsito que se acerca a un punto, excede la cantidad que puede pasar por él. En estos lugares se forman colas, donde la operación se caracteriza por la existencia de ondas de parada y arranque, extremadamente inestables.

1.6.3.2 Condiciones ideales

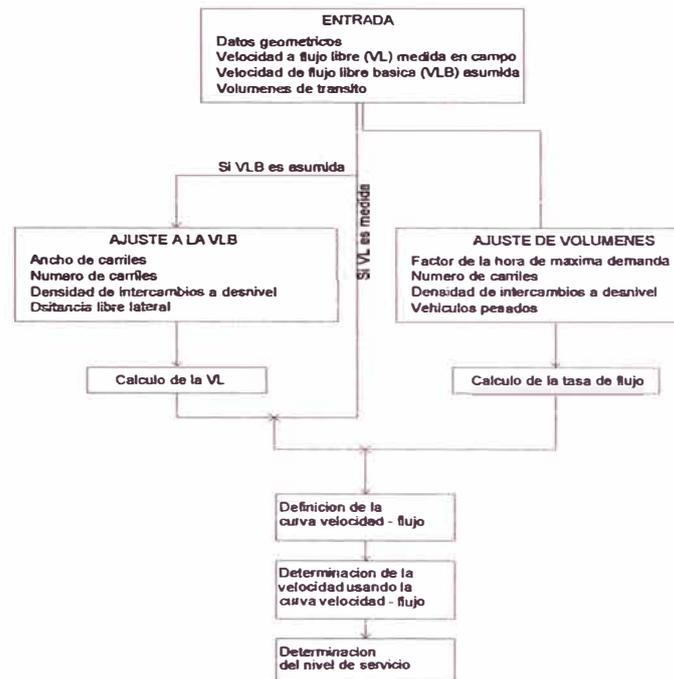
Las condiciones ideales para autopistas suponen buen estado del tiempo , buena visibilidad y ningún evento externo sobre la vía., estas se estiman para un conjunto de condiciones base definidas como:

- Ancho de carril no menor a 3.60m
- Obstáculos laterales a la derecha a mas de 1.80m.
- Obstáculos laterales a la izquierda (mediana) a mas de 0.60m.
- Trafico formado exclusivamente por autos
- Terreno llano (rampas con inclinación inferior al 2%)
- Enlaces separados a mas de 3km.
- Conductores que conocen la vía
- En autopistas y autovías urbanas calzada con 5 o mas carriles

1.6.3.3 Metodología para el calculo del nivel de servicio

La figura 1.09 ilustra la entrada y el orden de calculo de la metodología para el determinar el nivel de servicio.

Figura 1.09 Diagrama de flujo para el cálculo del nivel de servicio en segmentos de autopista

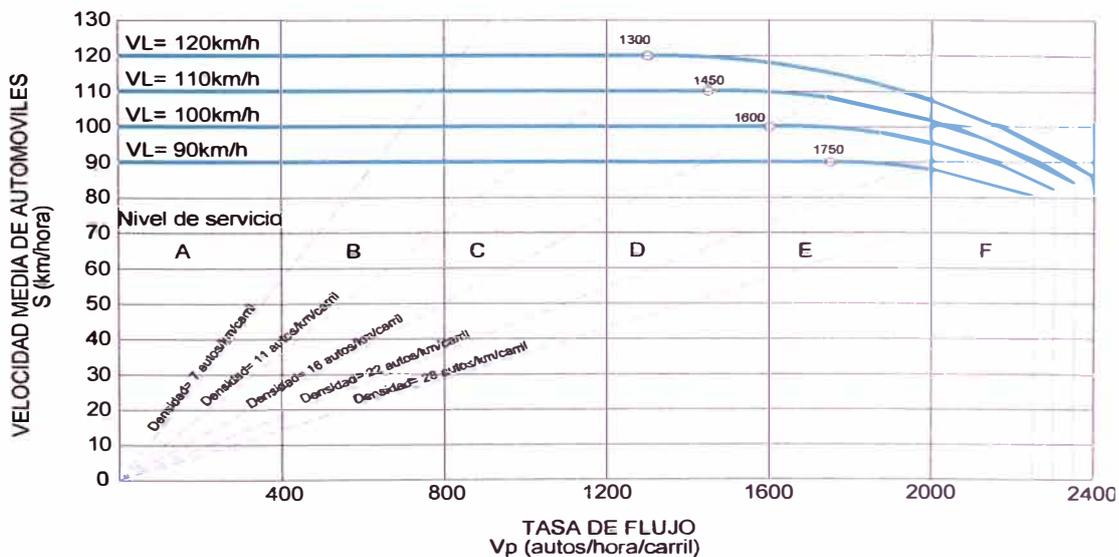


FUENTE: TRB, Highway Capacity Manual 2000

A) Determinación de niveles de servicio

Un segmento básico de autopista puede ser caracterizado por tres medidas de eficiencia: la densidad (vehículos livianos/km/carril), la velocidad media de los vehículos livianos, y la relación volumen capacidad (v/c). Cada una de estas tres medidas, es un indicador de cómo el flujo vehicular es asimilado por la autopista. En la figura 1.10 se muestra la relación entre velocidad, flujo y densidad, como criterio para determinar el nivel de servicio de segmentos básico de autopistas.

Figura 1.10 Curvas velocidad- flujo y niveles de servicio en autopistas



Fuente: TRB Highway Capacity Manual HCM 2000

De la figura anterior podemos extraer la siguiente información

Cuadro 1.06 Niveles de servicio en segmentos de autopistas

Nivel de servicio	Densidad (autos/km/carril)
A	0-7
B	7-11
C	11-16
D	16-22
E	22-28
F	Mas de 28

FUENTE:TRB, Highway Capacity Manual HCM 2000

B) Velocidad Libre: se define como la velocidad media de los vehículos livianos cuando el tráfico es ligero (inferior a 1300 vehiculos/h/carril). En las vías existentes esta velocidad puede medirse, pero si no es posible medirla se puede estimar partiendo de una velocidad libre básica (VLB), que sería la velocidad libre en una vía en condiciones ideales. A esta velocidad se le aplican correcciones para tener en cuenta las características reales de la vía, como velocidad libre puede tomarse la específica de la vía.

$$VL = VLB - f_a - f_o - f_e - f_n \quad (1.21)$$

donde:

VL: velocidad libre real en km/h.

VLB : velocidad libre básica en km/h.

f_a : factor de corrección por ancho de carril en km/h.

f_o : factor de corrección por obstáculos laterales en km/h.

f_e : factor de corrección por separación entre enlaces en km/h

f_n : factor de corrección por numero de carriles en km/h.

Ancho de carril f_a :

Cuando el ancho de los carriles son inferiores a 3.60 m, los conductores se ven forzados a viajar guardando entre ellos una distancia lateral inferior a la deseada , por lo que la velocidad a flujo libre se reduce. Los conductores tienden

que compensar esto, manteniendo mayores espaciamientos entre los vehículos del mismo carril.

Obstáculos laterales f_o :

Cuando existen obstáculos laterales demasiado cercanos al borde de la calzada, los conductores tienden a “alejarse” de ellos. Esto tiene el mismo efecto que un carril estrecho, obligando a los conductores a viajar más cerca el uno del otro en sentido lateral. Las distancias libres laterales base son 1.80m o más a la derecha y 0.60 m. O más a la izquierda del separador central, medidas desde el borde exterior de los acotamientos hasta el borde de la calzada.

Separación entre enlaces f_e :

La densidad básica de intercambios o enlaces es de 0.30 enlaces por kilómetro, o un espaciamiento promedio de 3.3 km. La velocidad a flujo libre base se reduce cuando se presenta un mayor número de enlaces.

Número de carriles f_n :

La condición base para autopistas urbanas y suburbanas considera 5 o más carriles por dirección, por lo que cuando se presentan menos carriles, la velocidad a flujo libre puede reducirse, para autopistas rurales no existe ajuste por número de carriles.

C) Intensidad o tasa de flujo

La tasa de flujo horaria deberá reflejar la variación temporal del flujo vehicular dentro de la hora, la influencia de los vehículos pesados y las características de la población de conductores o usuarios. Estos efectos se reflejan ajustando el volumen horario dado en vehículos mixtos, para así llegar a una tasa de flujo horaria expresada en vehículos equivalentes o livianos, de la siguiente manera:

$$v_p = \frac{V}{FHMD(N)(f_{vp})(f_p)} \quad (1.22)$$

donde : v_p : Intensidad o tasa de flujo equivalente en 15 min (veh. mixtos/h/carril)

V: Volumen horario por sentido (veh. mixtos/h)

FHMD: factor de la hora de máxima

N: número de carriles por sentido

f_{vp} : Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados

f_p : factor de ajuste por tipo de conductores

Efecto de los vehículos pesados

Si el tráfico no está formado exclusivamente por autos será necesario obtener la intensidad de tráfico equivalente como si lo estuviera. Para ello se aplican unos factores de equivalencia para determinar a cuántos autos equivale cada vehículo de otro tipo.

$$f_{vp} = \frac{100}{100 + P_T(E_T - 1) + P_B(E_B - 1) + P_R(E_R - 1)} \quad (1.23)$$

donde: P_T : porcentaje de camiones en la corriente vehicular

P_B : porcentaje de ómnibus en la corriente vehicular

P_R : porcentaje de vehículos recreativos en la corriente vehicular.

E_T, E_B, E_R , Factores de equivalencia a automóviles

D) Determinación del nivel de servicio

Sobre la base de una velocidad a flujo libre V_L , medida en campo o estimada, se construye una curva velocidad-flujo de la misma que las curvas típicas presentadas en la figura 1.09. Ahora, basándose en la tasa de flujo V_p y la curva de velocidad –flujo construida, se lee en el eje vertical la velocidad media de los automóviles.

La densidad se calcula utilizando la siguiente ecuación:

$$D = \frac{v_p}{S} \quad (1.24)$$

Donde: D : densidad (vehículos livianos / km/ carril)

V_p : tasa de flujo equivalente (vehículos livianos/h/carril)

S : velocidad media de los automóviles (km/h)

Finalmente, el nivel de servicio del segmento básico de autopista se determina comparando la densidad calculada con la presentada en la figura 1.09

Cuadro 1.07 Factor de corrección por ancho de carril para vías con calzadas separadas

Ancho de carril(m)	f_a (Km/h)
3.6	0
3.5	1
3.4	2.1
3.3	3.1
3.2	5.6
3.1	8.1
3.0	10.6

FUENTE: TRB, Highway Capacity Manual 2000

Cuadro 1.08 Factor de corrección por obstáculos laterales (km/h) para autopistas

Obstáculo A la derecha(m)	Carriles por calzada			
	2	3	4	>5
1.8	0	0	0	0
1.5	1	0.7	0.3	0.2
1.2	1.9	1.3	0.7	0.4
0.9	2.9	1.9	1.0	0.6
0.6	3.9	2.6	1.3	0.8
0.3	4.8	3.2	1.6	1.1
0.0	5.8	3.9	1.9	1.3

FUENTE:TRB, Highway Capacity Manual 2000

Cuadro 1.09 Factor de corrección por enlaces para autopistas

Enlaces por km	<0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
f_e (km/h)	0	1.1	2.1	3.9	5.0	6.0	8.1	9.2	10.2	12.1

FUENTE:TRB, Highway Capacity Manual 2000

Cuadro 1.10 Factor de corrección por número de carriles para autopistas

Carriles por calzada	Corrección (km/h)
5 o mas	0.0
4	2.4
3	4.8
2	7.3

FUENTE:TRB, Highway Capacity Manual 2000

Cuadro 1.11 Factor de equivalencia de vehículos pesados para vías con calzadas separadas

Tipo De vehículo	Tipo de terreno		
	Llano	ondulado	Accidentado
Camiones y omnibuses	1.5	2.5	4.5
Vehículos de recreo	1.2	2.0	4.0

FUENTE:TRB, Highway Capacity Manual 2000

Cuadro 1.12 Intensidades de servicio para autopistas

Nivel De servicio	Intensidad de servicio (autos/h/carril)			
	Velocidad libre (km/h)			
	120	110	100	90
A	840	770	700	630
B	1320	1210	1100	990
C	1840	1740	1600	1440
D	2200	2135	2065	1955
E	2400	2350	2300	2250

FUENTE:TRB, Highway Capacity Manual 2000

1.6.4 INTERSECCIONES CON SEMAFOROS

1.6.4.1 Características generales

Este tipo de intersecciones es característico de las vías urbanas. En cada uno de los accesos a intersecciones de este tipo hay un semáforo que va sucesivamente dando o cortando el paso a los vehículos que llegan a él. Así lo que ocurre en un acceso es independiente de lo que ocurre en los demás, por lo que puede estudiarse separadamente cada uno de ellos. Por ello los procedimientos de cálculo de la capacidad determinan la capacidad de cada acceso, y no la intersección en conjunto.

Muy rara vez se encontrara que todos los accesos de una intersección funcionen en las mismas condiciones, por tanto se hará referencia siempre a las capacidades de los diferentes accesos para movimientos críticos en carriles simples o agrupados.

A diferencia de los sistemas de circulación continua, en las intersecciones con semáforos, la capacidad no está totalmente correlacionada con determinado nivel de servicio, por lo que ambos conceptos deben estudiarse separadamente. El análisis de capacidad implica el cálculo de la relación volumen / capacidad para movimientos críticos en carriles simples o agrupados, mientras que el análisis del nivel de servicio se basa en la demora media de los vehículos detenidos por acción de los semáforos.

1.6.4.2 Niveles de servicio

El nivel de servicio de una intersección con semáforos está asociada directamente a las demoras, las cuales representan para los usuarios tiempo perdido de viaje, consumo de combustible, de incomodidad y frustración. Específicamente el nivel de servicio se expresa en términos de demora media por vehículo debido a las detenciones para un periodo de análisis de 15 minutos, considerado como periodo de máxima demanda.

Cuadro 1.13 Niveles de servicio en intersecciones con semáforos

Nivel de servicio	Demora por control (segundos/vehículo)
A	Menores de 10
B	Entre 10 y 20
C	Entre 20 y 35
D	Entre 35 y 55
E	Entre 55 y 80
F	Mayores de 80

FUENTE: TRB, Highway Capacity Manual 2000

- a) Nivel de servicio A : Operación con demoras muy bajas, menores de 10 segundos por vehículo, la mayoría de vehículos llegan durante la fase verde y no se detienen del todo . Longitudes de ciclo corto pueden contribuir a demoras mínimas.
- b) Nivel de servicio B : Operación con demoras entre 10 y 20 segundos por vehículo. Algunos vehículos comienzan a detenerse
- c) Nivel de servicio C : Operación con demoras entre 20 y 35 segundos por vehículo. La progresión del tránsito es regular y algunos ciclos empiezan a ser ineficientes.
- d) Nivel de servicio D : Operación con demoras entre 35 y 55 segundos por vehículo. Las demoras pueden deberse a la mala progresión del tránsito o llegadas en fase roja, longitudes de ciclo amplias o relaciones v/c altas, muchos vehículos se detienen y se hacen mas notables los ciclos ineficientes.
- e) Nivel de servicio E : Operación con demoras entre 55 y 80 segundos por vehículos, se considera como el limite aceptable de demoras. Las demoras son causadas por progresiones pobres, ciclos muy largos y relaciones v/c muy altas.
- f) Nivel de servicio F : Operación con demoras superiores a los 80 segundos por vehículos. Los flujos de llegada exceden la capacidad de los accesos de la intersección, lo que ocasiona congestionamiento y operación saturada.

1.6.4.3 Metodología para el cálculo del nivel de servicio

Mediante el análisis operacional se determina la capacidad y el nivel de servicio de cada grupo de carriles o acceso.

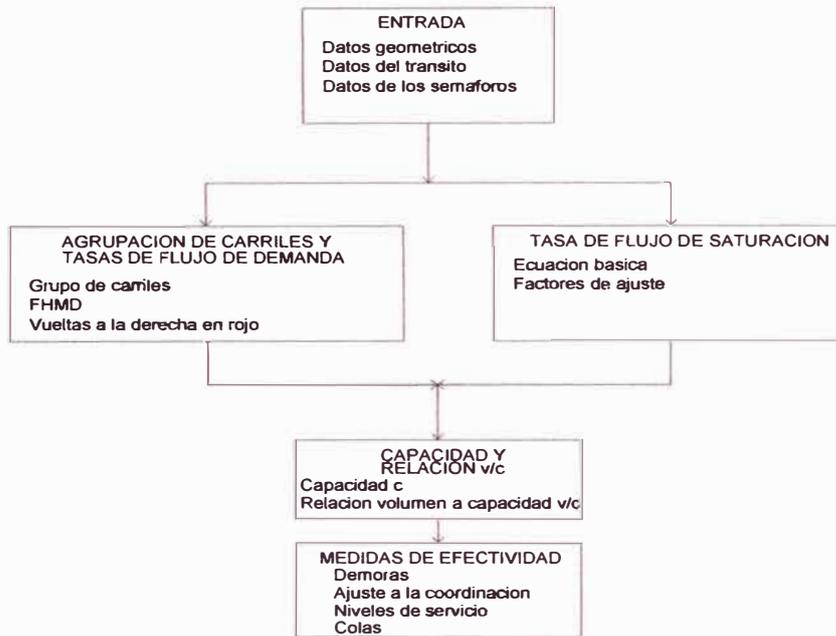
1) Parámetros de entrada : Se refieren a la información siguiente:

Condiciones geométricas: Se refiere a la configuración física de la intersección en términos de número de carriles, ancho de carriles, movimientos por carriles, ubicación de estacionamientos, longitudes de bahías para vueltas y pendientes de accesos.

Condiciones de tránsito: Se debe disponer de los volúmenes de tránsito para cada movimiento en cada acceso y su composición en términos de automóviles, omnibuses y camiones, igualmente se debe aforar los flujo peatonales y el de bicicletas.

La calidad de la progresión del flujo vehicular entre intersecciones se describe a través de seis tipos de llegadas a los accesos de las intersecciones, para cada grupo de carriles:

Figura 1.11 Diagrama de flujo para el cálculo del nivel de servicio en intersecciones semaforizadas



FUENTE:TRB, Highway Capacity Manual 2000

Tipo 1: grupos densos que llegan al inicio del rojo, calidad de progresión muy deficiente, como resultado de la optimización de toda la malla.

Tipo 2 : grupos moderados que llegan a la mitad del rojo, progresión desfavorable en calles de doble sentido

Tipo 3 : llegadas aleatorias. Representa la operación en intersecciones asiladas o no interconectadas, o donde los beneficios de la progresión son mínimos.

Tipo 4 : grupos moderados que llegan la mitad del verde, progresión desfavorable en calles de doble sentido.

Tipo 5 : grupos densos que llegan al inicio del verde. Calidad de progresión altamente desfavorable.

Tipo 6 : progresión excepcional, grupos densos que progresan a través de varias intersecciones cortamente espaciadas.

La relación del pelotón R_p se calcula como:

$$R_p = \frac{P}{\frac{g}{T}} \quad (1.25)$$

donde: P: proporción de todos los vehículos que llegan durante la fase verde

T: longitud del ciclo (segundos)

g: verde efectivo del grupo de carriles (segundos)

Condiciones de los semáforos: Se refiere a la información del diagrama de fases que ilustra el plan de fases, longitud del ciclo, tiempos de verde e intervalos de cambio y despeje, para cada uno de los movimientos dados.

Si existen requerimientos de tiempo para los peatones, el tiempo mínimo de verde para una fase es:

$$g_p = 3.2 + \frac{L}{S_p} + (0.81 \frac{N_p}{W_c}) \quad \text{para } W_c > 3.0 \text{ m} \quad (1.26)$$

$$g_p = 3.2 + \frac{L}{S_p} + (0.27 N_p) \quad \text{para } W_c < 3.0 \text{ m} \quad (1.27)$$

donde g_p : tiempo mínimo de verde (seg)

L : longitud del cruce peatonal (m)

S_p : Velocidad media del peatón (1.2 m/s)

W_c : ancho del cruce peatonal (m)

N_p : numero de peatones que cruzan durante un intervalo

2) **Agrupación de carriles:** un grupo de carriles es un conjunto de carriles de un acceso que carga un conjunto de flujos vehiculares. Se deben establecer en la intersección grupos de carriles apropiados, considerando tanto la geometría de la intersección como la distribución de los movimientos vehiculares. En general, deberán establecerse grupos de carriles separados, cuando se disponga de bahías exclusivas de vuelta a izquierda y a la derecha; los demás carriles directos se consideran en un grupo simple de carriles

3) **Determinación de la tasa de flujo :** Es necesario convertir los volúmenes horarios a tasas de flujo durante 15 minutos a través del factor de hora de máxima demanda.

$$v_p = \frac{V}{FHMD} \quad (1.28)$$

donde: v_p : tasa de flujo durante los 15 min. Mas cargados (vehículos/h)

V : volumen horario (vehículos/h)

$FHMD$: factor de hora de máxima demanda.

4) **Determinación del tasa de flujo de saturación:** Si en un acceso existen carriles reservados para determinados movimientos, como giros a la izquierda o la

derecha, se estudian separadamente de los demás carriles del acceso. Se forman así dentro de un mismo acceso varios grupos de carriles, que se analizan separadamente. Cada grupo está formado por uno o varios carriles, en los que se pueden realizar uno o varios movimientos. El procedimiento del Manual de Capacidad de Carretera HCM 2000 permite calcular, para cada grupo de carriles, la intensidad de saturación en el grupo de carriles con la siguiente fórmula:

$$S = 1900Nf_a f_{vp} f_i f_e f_b f_z f_{gd} f_{gi} \quad (1.29)$$

donde:

S: Intensidad de saturación (vehículos/hora)

N: Numero de carriles en el grupo de carriles.

$f_a f_{vp} f_i f_e f_b f_z f_{gd} f_{gi}$:factores de corrección (ver cuadro 1.14)

Si el giro a la izquierda se realiza sin fase protegida (es decir teniendo que aprovechar huecos entre los vehículos que vienen en sentido contrario) el factor de corrección por giros a la izquierda se obtiene aplicando un procedimiento que tiene en cuenta el efecto del tráfico en sentido opuesto.

Cuadro 1.14 Factores de corrección para el cálculo de la intensidad de saturación en intersecciones con semáforos.

F	Corrección por	Formula	Donde
f_a	Anchura del carril	$(5.4 + A)/9$	A: ancho de carril (m)
f_{vp}	Vehículos pesados	$100/(100+P)$	P: porcentaje de pesados(%)
f_i	Inclinación de la rasante	$1-l/100$	l: inclinación de la rasante(%)
f_e	Estacionamiento	$1- (0.1+M/20)/N$	M: movimientos de estacionamiento en una hora
f_b	Paradas de autobuses	$1-B/(250N)$	B: autobuses que paran en una hora
f_z	Situación	1:0.9	En el centro urbano 0.9 : en otras zonas 1
f_{gd}	Giros a la derecha	$1-0.15P$	P: proporción de vehículos que giran a la derecha
f_{gi}	Giros a la izquierda (con fase protegida)	$1/(1+0.05P)$	P: proporción de vehículos que giran a la izquierda

FUENTE:TRB, Highway Capacity Manual 2000

5) Determinación de la capacidad y la relación volumen capacidad

Capacidad

Existen varios sistemas de funcionamiento de semáforos, el más sencillo es el denominado de tiempos fijos, en este sistema la duración de la fase roja (tiempo en la que los vehículos no pueden pasar), y la fase verde (tiempo en que pueden pasar) son siempre constantes y la suma de ambas se denomina ciclo del semáforo.

Mientras el semáforo está su fase verde podrá pasar por el acceso un número máximo de vehículos por hora, que constituye lo que se denomina la intensidad de saturación del acceso. Multiplicando esta intensidad de saturación por la relación entre la fase verde y la del ciclo se obtiene el máximo número de vehículos que pueden pasar en una hora, es decir la capacidad del acceso.

$$C = S \frac{g}{T} \quad (1.30)$$

donde:

C: capacidad del acceso (vehículos/hora)

S: intensidad de saturación (vehículos/hora)

g: Duración de la fase verde para el grupo de carriles (segundos)

T: Duración del ciclo (segundos)

Relación volumen capacidad

La relación volumen capacidad típicamente llamada grado de saturación y simbolizado con la X_i se calcula como:

$$X_i = \frac{v_i}{C} \quad (1.31)$$

Donde v_i es la tasa de flujo de demanda actual o proyectada del grupo de carriles i , reemplazando la capacidad dada por la ecuación 1.31

$$X_i \equiv \frac{v_i}{S \frac{g}{T}} \equiv \frac{\left(\frac{v}{S}\right)_i}{\left(\frac{g}{T}\right)} \quad (1.32)$$

A esta última expresión $(v/S)_i$ se le denomina relación de flujo.

Para evaluar globalmente la intersección, con respecto a su geometría y al ciclo, se utiliza el concepto de grado de saturación crítica de la intersección X_c , considera solamente los accesos o grupos de carriles críticos, definidos como

aquellos que tienen la relación de flujo mas alta para cada fase (v/S) se define como:

$$X_c = \left(\frac{T}{g}\right) \left(\sum \left(\frac{v}{S}\right)_{Ci}\right) \quad (1.33)$$

donde: X_c : relación volumen a capacidad critica de la intersección

T: ciclo del semáforo

g: duración de la fase verde

$\sum \left(\frac{v}{S}\right)_{Ci}$: Sumatoria de las relaciones de flujo de todos los grupos de carriles críticos i

6) Determinación de las demoras

Una vez conocida la intensidad de saturación de cada grupo de carriles, se calcula su capacidad conociendo la fase verde para cada grupo. Y conocida la capacidad e intensidad de tráfico en cada grupo, se determina la demora media por vehiculo en la intersección utilizando la formula que da la demora en segundos:

$$d = \frac{(T - g)^2}{2T(1 - \frac{v}{S})} + 900H \left(\frac{vT}{S \cdot g} - 1 + \sqrt{\left(\frac{vT}{Sg} - 1\right)^2 + \left(\frac{8kvT^2}{(Sg)^2 H}\right)} \right) \quad (1.34)$$

donde :

v: intensidad en el grupo de carriles (vehículos/hora)

S: intensidad de saturación del grupo (vehículos/hora)

g: duración de la fase verde (seg.)

T: duración del ciclo (s)

H: duración del periodo de estudio (h); normalmente H=1/4h.

k: parámetro que tiene en cuenta el tipo de regulación y la coordinación con otros semáforos (en semáforos asilados de tiempos fijos, k : 0.5)

7) Determinación del nivel de servicio

El nivel de servicio esta asociado con la demora media , una vez obtenida la demora para cada grupo de carriles y agregada para cada acceso y para la intersección como un todo , se determina los niveles de servicio consultando el cuadro 1.13

1.6.5 ROTONDAS

El análisis y dimensionamiento de los tramos de trenzado de rotondas se puede hacer mediante el T.R.B. Highway Capacity Manual 2000 ,ocurre sin embargo que la metodología citada se basa en una experiencia referida a autopistas y autovias, con pocas interferencia en el transito debido al uso del suelo colindante.

El T.R.B. entrega una serie de valores para el numero de vehículos que pueden realizar la maniobra de entrecruzamiento dada, en función de la velocidad media en dicho tramo . Estos valores se presentan a continuación y son aplicables al caso de rotondas.

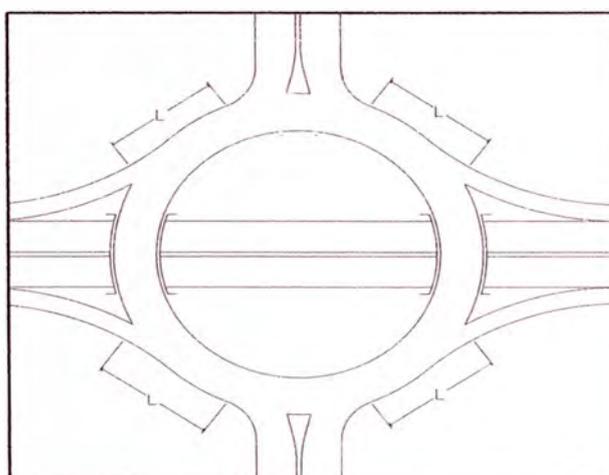
Cuadro 1.15 Longitudes de trenzado en función de la velocidad y el numero de vehículos que realizan la maniobra.

Longitud del tramo trenzado (m)	Intensidad del transito que se entrecruza (veh/h)		
	V=30km/h ⁽¹⁾	V=50km/h	V=65km/h
30	1500	750	350
60	2000	1100	600
90	2200	1350	750
120	2500	1600	900
150	2700	1750	1050
180	2900	1900	1200

(1) Las cifras correspondientes a 30 km/h representa la máxima capacidad, resultando difícil en la practica superar el 90% de los valores indicados

Fuente: T.R.B. Highway Capacity Manual HCM 2000

Figura 1.12 Esquema de longitud de trenzado para una rotonda



Fuente: Recomendaciones sobre proyectos de glorietas España 1990

El Transport and Road Research Laboratory (T.R.R.L.) británico ha realizado ensayos directos para determinar la capacidad en tramos de trenzado del tipo urbano, correspondientes a intersecciones giratorias o rotondas, llegando a la siguiente fórmula:

$$C = \frac{355a(1 + \frac{e}{a})(1 - \frac{p}{3})}{1 + \frac{a}{L}} \quad (1.35) \text{ (Wardrop 1957)}$$

donde: C: capacidad (veh/h)

e: ancho medio de los accesos al tramo en m.

a: ancho del tramo mezclado en m.

L: longitud del tramo en m.

p: proporción del tráfico que se entrecruza respecto del total

La fórmula se ha establecido para valores de a entre 6 y 18 m.; a/L entre 0.12 y 0.4; p entre 0.4 y 1 y L entre 18 y 90 m.

Posiblemente sea aplicable a parámetros que se encuentren fuera de estos límites. Con lluvia se reduce la capacidad un 10%.

Conviene considerar que la capacidad es el 80% de la que resulta de aplicar la fórmula, ya que a partir de un valor comprendido entre el 80 y 90% del que resulta de dicha aplicación la demora por vehículo aumenta considerablemente.

Los valores de L para el caso de rotondas se miden de acuerdo a la figura 1.16

Niveles de servicio

El método del H.R.B. Highway Capacity Manual 1965 implicaba determinar la calidad de la circulación en estos tramos, la cual se divide en cinco grados del I al V, cabe hacer notar sin embargo que solo los grados III, IV y V son aplicables a vías urbanas y que existe una correspondencia entre ellos y los niveles de servicio de las vías que generan el entrecruzamiento; a saber III y IV para niveles A y B indistintamente, según las circunstancias IV para niveles C y D y V para nivel E. Se considera insatisfactorio el nivel de servicio F en dichas vías.

Cuadro 1.16 Volumen de servicio según calidad de flujo

Calidad de flujo	Volumen de servicio
I	2000
II	1900
III	1800
IV	1700
V	1600

Fuente: Manual de Diseño Geométrico de Carreteras MTC Perú 2001

La calidad de flujo es equivalente a lo que se denomina niveles de servicio en el tratamiento de la capacidad de vías con flujo ininterrumpido.

En el siguiente cuadro se define la relación entre niveles de servicio y calidad de flujo en tramos de entrecruzamiento.

Cuadro 1.17 Relación entre nivel de servicio y calidad de flujo

Nivel de Servicio	Calidad de flujo en tramos de entrecruzamiento			
	Carreteras y Autopistas de cuatro o más carriles		Carreteras de dos carriles	Arterias urbanas Y suburbanas
	En la propia carretera	Carreteras de conexión colectoras, distribuidoras y de enlace		
A	I-II	II-III	II	III-IV
B	II	III	II-III	III-IV
C	II-III	III-IV	III	IV
D	III-IV	IV	IV	IV
E(1)	IV- V	V	V	V
F(2)	Insatisfactorio			V

(1) Operación a capacidad

(2) Volumen máximo equivalente a la calidad de flujo V pero puede ser mas bajo

Fuente: Manual de Diseño Geométrico de Carreteras MTC Perú 2001

Nuevos criterios para rotondas

Hasta hace poco tiempo (En Inglaterra hasta 1966) las rotondas se regían por la prioridad de la derecha (izquierda en Inglaterra), Los vehículos entrantes se aproximan a la rotonda a velocidades mayores que los que circulan en el anillo, forzando la entrada y obligando a éstos a reducir aun más sus velocidades. Este proceso tiende a favorecer la entrada de los vehículos que provienen de una de las ramas de la rotonda por encima de los que ya están en ella, obligándoles incluso a detenerse, lo que provoca una cola en la calzada anular que impide las entradas y salidas y, bajo ciertas circunstancias puede llegar a bloquear todo movimiento.

Hasta esa fecha el cálculo de la capacidad de las intersecciones giratorias se realizaba considerando la calzada como una serie de tramos de trenzado.

La creencia en el funcionamiento de la rotonda como tramos de trenzado se basaba en que debido al sistema de prioridad la mejor manera de facilitar la entrada a los vehículos (y por lo tanto hacer la circulación más fluida) consiste en que la trayectoria de entrada sea lo más tangente posible a la calzada anular, situación que aparentemente es la misma que se da en las incorporaciones con trenzado.

En consecuencia la mejor manera de aumentar la capacidad y de paso evitar los problemas de bloqueo consiste en aumentar el tamaño de las rotondas. Con esto se consiguen mayores longitudes de trenzado y, al alargar las distancias entre entradas y salidas, más espacio para que en caso de producirse colas éstas no lleguen a bloquear los accesos.

Sin embargo la implantación de este tipo de rotondas sólo podía llevarse a cabo donde hubiera suficiente espacio disponible. Es por eso que se opta por regular total o parcialmente la circulación de algunas rotondas urbanas mediante semaforización.

Pero la mejor solución al problema del autobloqueo característico de las rotondas se gesta en la década de 1950 a 1960, cuando los ingenieros ingleses comienzan a experimentar con la inversión de las prioridades. ^[8]

La prioridad del anillo en las rotondas modernas

En 1956 el Road Research Laboratory de Inglaterra comenzó una serie de ensayos consistentes en la observación del funcionamiento de rotondas antes y después de la introducción, de manera experimental, de la regla de prioridad del anillo. Los resultados no pudieron ser más satisfactorios y en noviembre de 1966 después de otra serie de pruebas realizadas sobre 83 rotondas, la prioridad del anillo (Offside Priority Rule), se instaura oficialmente en Gran Bretaña. Francia hace lo propio en 1984 y Suiza en 1987. En España esta regla adopta el carácter de norma en 1990.

A partir de la entrada en vigor del nuevo sistema de prioridad las rotondas pasan a comportarse como una serie intersecciones en "T" lo que anula el sistema tradicional de trenzado y permite reducir la distancia entre entradas y salidas consecutivas, lo que lleva a una disminución significativa de los diámetros de las rotondas. Ha cambiado el diseño de las glorietas, los islotes centrales se hacen más pequeños y las entradas y salidas se abocinan.

Este cambio de concepción facilita la generalización de las rotondas, pues es posible diseñar rotondas más compactas, que requieren mucha menos superficie y que pueden llegar a implantarse en intersecciones existentes en la ciudad sin producir afecciones importantes en las edificaciones del entorno.

El cálculo de la capacidad de las rotondas modernas se presenta como un nuevo problema, ahora ya no interesa tanto conocer la capacidad global de una rotonda como la capacidad de sus entradas. La fórmula de Wardrop, vigente durante muchos años, deja de ser útil y se sustituye por la fórmula de Kimber que permite calcular la capacidad de una entrada (Q_e) y que tiene la forma:

$$Q_e = K(F - f_c Q_c) \quad (1.36)$$

donde: Q_e : Capacidad de una entrada, Q_c : relación de capacidad de una entrada con el tráfico circulante entre la entrada a considerar y la inmediatamente anterior en el sentido de giro de la calzada anular., F y f_c : factores que dependen de la geometría de cada rotonda.

$$K = 1 - 0.00347(\phi - 30) - 0.978\left(\frac{1}{r} - 0.05\right) \quad (1.37)$$

$$F = 303x \quad (1.38)$$

$$f_c = 0.21t_D(1 + 0.2x) \quad (1.39)$$

$$x = v + \frac{e - v}{1 + 2S} \quad (1.40)$$

$$S = \frac{e - v}{l} \quad (1.41)$$

$$t_D = 1 + \frac{0.5}{\frac{D-60}{1 + e^{-\frac{D-60}{10}}}} \quad (1.42)$$

Donde

e: anchura de la entrada

D: diámetro del círculo inscrito(diámetro exterior)

r: radio de entrada

ϕ : ángulo de entrada

v: ancho de la vía antes del abocinamiento

nota: para el calculo de t_D e representa el numero neperiano

Análisis de la performance

Tres medidas de la performance son típicas y usadas para estimar la performance de diseño de rotondas: grado de saturación, la demora y la longitud de cola.

Grado de saturación: El grado de saturación es el ratio de la demanda de la rotonda entre la capacidad de la entrada, esto provee un valor directo de la suficiencia de la rotonda, mientras en América no son absolutos los estándares para grado de saturación en Australia el procedimiento de diseño sugiere que el grado de saturación para un carril de entrada debe ser menor que 0.85. Donde el grado de saturación exceda este valor, es probable que la operatividad de la rotonda se deteriore rápidamente, particularmente sobre periodos cortos de tiempo, se pueden empezar a formar colas y las demoras crecen exponencialmente [4].

Demora: Es un parámetro usado para medir la performance de una intersección. El Manual de Capacidad de Carreteras identifica la demora como una medida primaria de efectividad para intersecciones señalizadas y no señalizadas, el respectivo manual solo incluye demoras por control y las atribuye a dispositivos de control, una demora por control es el tiempo que un conductor forma una cola al esperar un aceptable espacio (hueco), en el flujo de circulación, antes de ingresar a él.

La demora se puede calcular mediante la siguiente fórmula.

$$d = \frac{3600}{C_{m,x}} + 900T \left[\frac{V_x}{C_{m,x}} - 1 + \sqrt{\left(\frac{V_x}{C_{m,x}} - 1\right)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{C_{m,x}}\right)\left(\frac{V_x}{C_{m,x}}\right)}{450T}} \right] \quad (1.43)$$

donde:

d: demora promedio en seg/veh

V_x: tasa de flujo para el movimiento x en veh/h

C_{m,x}: Capacidad para el movimiento x en veh/h

T: periodo de análisis (T=0.25 para un periodo de 15 min.)

Longitud de cola: Es importante en rotondas para una adecuada geometría

La longitud de cola promedio se puede calcular por la siguiente ecuación:

$$L = \frac{vd}{3600} \quad (1.44)$$

donde:

L: Longitud de la cola en veh

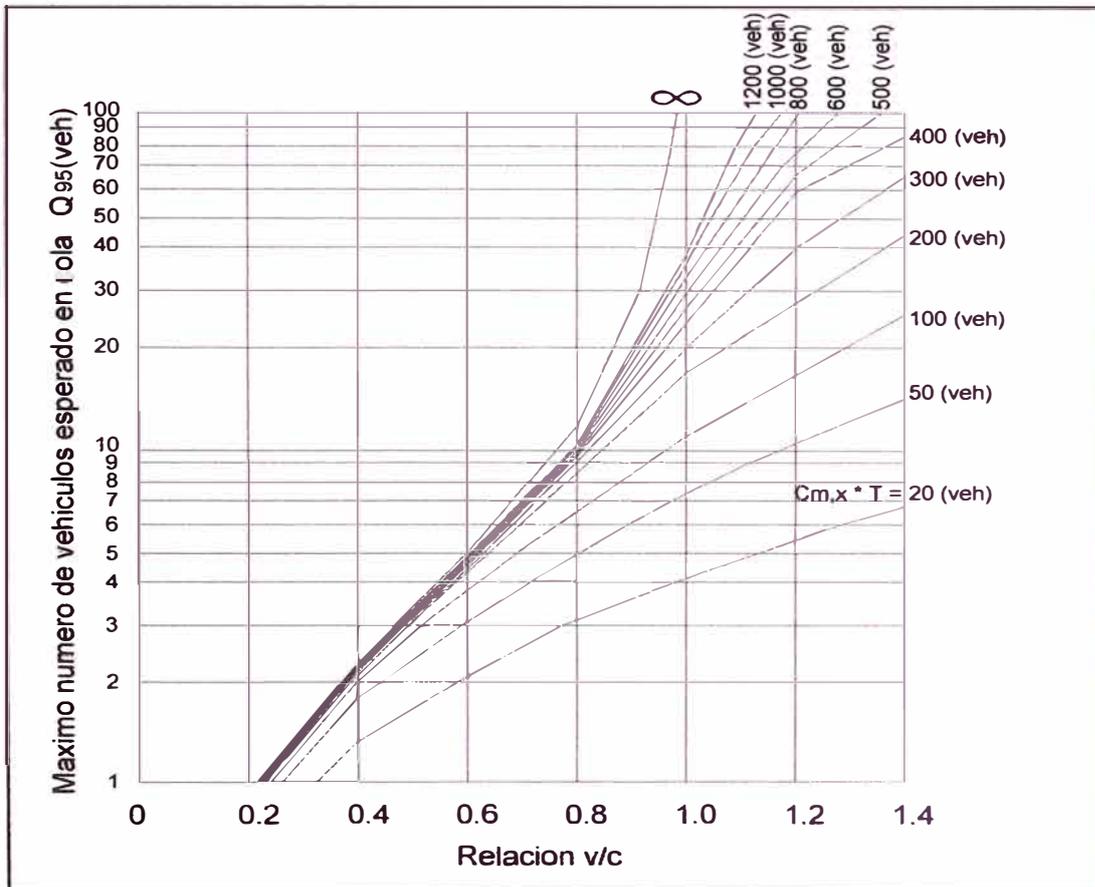
v: flujo en la entrada en veh/h

d: demora promedio en seg/veh

La longitud de cola promedio es equivalente a vehículos/ hora de demora por hora en una entrada, esto es usado para comparar la performance de la rotonda con otro tipo de intersecciones, y otros procesos de planificación que usen la demora y longitud de cola como dato de entrada.

Para propósitos de diseño se muestra la figura xxx que contiene la longitud de cola para el percentil 95, es decir que es el número máximo de vehículos que se espera que llegue con un nivel de confianza del 95 %

Figura 1.13 Longitud de cola máxima para rotondas



Fuente: Roundabouts: An informational Guide :FHA 2000

También se puede usar la siguiente fórmula para aproximar la figura anterior.

$$Q = 900T \left[\frac{V_x}{C_{m,x}} - 1 + \sqrt{\left(1 - \frac{V_x}{C_{m,x}}\right)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{C_{m,x}}\right)\left(\frac{V_x}{C_{m,x}}\right)}{150T}} \right] \left(\frac{C_{m,x}}{3600}\right) \quad (1.45)$$

Q₉₅: Cola para el percentil 95 (veh)

V_x: tasa de flujo para el movimiento x en veh/h

C_{m,x}: Capacidad para el movimiento x en veh/h

T: periodo de análisis (T=0.25 para un periodo de 15 min.)

CAPITULO 2

MANUALES Y CRITERIOS DE DISEÑO

2.1 ASPECTOS GENERALES

En el proceso de difundir conocimientos para el mejoramiento y modernización de la infraestructura vial en la ciudad de Lima, los principales investigadores del tema, han observado que muchos proyectos se encuentran diseñados con estándares inapropiados y a veces inconsistentes, lo que a menudo da como resultado vías ineficientes y peligrosas. Existen serias diferencias en los requerimientos para proyectar vías urbanas e interurbanas, razón por la cual el tesista ha desarrollado este documento para contribuir con las necesidades de difundir procedimientos estándares apropiados para el desarrollo de la infraestructura vial en la ciudad de Lima. El principal documento técnico que ha servido de guía en Perú para proyectar vías ha sido la Norma Peruana de Carreteras, elaborado por la Ministerio de Transporte y Comunicaciones (MTC) durante los años setenta, luego tenemos el documento rotulado Manual para el Diseño de Vías Urbanas que fue el resultado de un estudio realizado para INVERMET-MUNICIPALIDAD METROPOLITANA DE LIMA el año 1987 por los asesores del grupo brasileño “Grupo Asesor TECNOSAN/EBTU-GATE” y complementado con un equipo de INVERMET, finalmente el Manual Diseño Geométrico de Carreteras el año 1999 revisado en 2001 por el Consultor Barriga Dall’Orto para el Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Este manual cubre casi todos los aspectos del proyecto de carreteras en términos de rutas regionales y continuará siendo la principal fuente técnica para proyectistas viales en Perú. Para muchos elementos del proyecto geométrico, las normas y procedimientos descritos en el Manual del MTC son igualmente aplicables para vías urbanas e interurbanas (regionales) y estos métodos se aplican en la presente tesis. En estos casos, sólo se citarán las referencias de las secciones específicas del Manual de la MTC que deberán seguirse. Para otros elementos de proyecto, la presente tesis describe procedimientos nuevos o modificados, los cuales juzga que son apropiados para proyectos viales urbanos. Estos procedimientos incorporan muchos de los métodos del manual del MTC, así como otras metodologías desarrolladas por instituciones u otros autores de México, Norteamérica y Europa, según se enlista en la bibliografía.

2.1.1 Definición de intercambio vial

Un intercambio vial o paso a desnivel es un conjunto de ramales que se proyecta para facilitar el paso de tránsito entre unas carreteras que se cruzan en niveles diferentes. También puede ser la zona en la que dos o más carreteras se cruzan a distinto nivel para el desarrollo de todos los movimientos posibles de cambio de una carretera a otra, con el mínimo de puntos de conflicto posible.

2.1.2 Objeto de Diseño

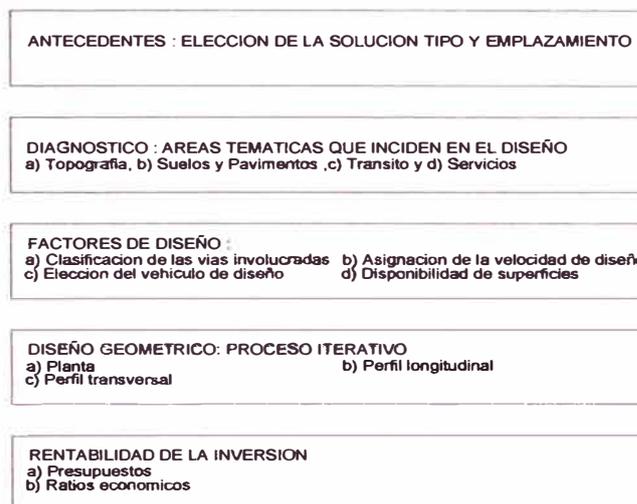
El objeto del diseño geométrico de un intercambio vial. [10]

- a) Aumentar la capacidad o nivel de servicio de intersecciones importantes, con altos volúmenes de tránsito y condiciones de seguridad insuficientes.
- b) Para mantener las características funcionales de un itinerario sin intersecciones a nivel.

2.1.3 Proceso de Definición Geométrica de un Intercambio Vial

Se presenta una posible secuencia para el conjunto de actividades principales y centrales del diseño geométrico de un intercambio vial. En la práctica, este esquema responderá, a grandes rasgos, a la mayoría de las situaciones que se planteen, aún cuando puedan surgir leves variaciones para cada caso especial.

Figura 2.01 Secuencia para el diseño geométrico



Fuente: Adaptación *Manual de Diseño Geométrico de Carreteras*, DG MTC, Lima Perú, 2001.

2.1.4 Características de las vías urbanas

Para la definición del trazado de vías urbanas no se requiere solamente estudiar los problemas del tráfico y de transportes. Existen otras variables importantes

asociadas tales como las características terreno, urbanísticos, climáticos y del comportamiento del ser humano, que también deben ser consideradas.

Los elementos que definen las características geométricas de una vía urbana, están íntimamente ligados a la forma en que los vehículos pueden utilizarla; a su comportamiento en la vía; a la armonía entre la estética y funcionalidad de todos los elementos urbanos que también conforman el mismo espacio vial; y, a la presencia de los peatones con sus deseos de circulación.

En general los elementos del trazado se determinan en base a definiciones que establecen ciertos valores mínimos adecuados a cada tipo de vía urbana, los cuales han de cumplirse en cualquier caso y que no deben rebajarse si se pretende mantener el nivel de servicio requerido.

La representación de las características geométricas de una vía urbana, se efectúa mediante planos de planta, perfil longitudinal y de secciones transversales.

2.2 VISIBILIDAD

Cuando un conductor se desplaza por una vía necesita extraer de su entorno indicadores visuales que faciliten su tarea de conducir. Estos pueden ser de distinta naturaleza: [5]

- Los que le sirven de guía en la perspectiva que percibe: Las marcas viales de la plataforma que limitan la calzada, los márgenes visibles etc.
- Los que proporcionan información: la señalización horizontal y vertical, el balizamiento, la publicidad.
- Los que conforman el entorno: los demás usuarios, la presencia de elementos característicos (las aceras que se identifican con un entorno urbano, una mediana que denota una autopista con calzadas separadas) etc.

El problema de la visibilidad se puede plantear, en general determinando distancias de visibilidad mínima según las variables que intervienen en la dinámica del desplazamiento. Esta distancia es la distancia de visibilidad de parada. Evidentemente si la vía es recta y de pendiente uniforme, el problema de la visibilidad se reduce al que pueda existir en las intersecciones, según el tipo de control existente en la zona. Pero si el trazado de planta es curvo y existen

obstáculos laterales, o si se tienen pendientes variables, los requerimientos de visibilidad afectan las variables geométricas fundamentales de diseño. [9]

Estos casos se abordan en los párrafos siguientes

Visibilidad en Curvas Verticales

Los criterios de visibilidad están estrechamente ligados a la definición de los parámetros de curvas verticales es así que debemos introducir dos conceptos fundamentales para la comprensión del problema, a saber: Tiempo de percepción y reacción y Distancia de visibilidad de parada.

Tiempo de percepción y reacción: Es el tiempo que transcurre desde el momento que un conductor recibe un estímulo lo suficientemente fuerte como para producir su percepción, hasta que se completa un complejo proceso que lleva a este a actuar en respuesta a dicho estímulo. [9]

Los tiempos de percepción y reacción, varían según diversas circunstancias que no es posible cifrarlos exactamente.

La Norma de Carreteras de Chile considera este valor entre 1.8 – 2.0 seg.

El Manual de Diseño Vías Urbanas de Invermet MML considera 2.5 seg.

Utilizaremos aquí un valor de $t_p = 2.0$ sg. (Valor recomendado por el DGC MTC 2001) En atención a las condiciones de conducción propias de las ciudades, que mantienen al conductor en estado de constante alerta, y atendiendo también la conveniencia de posibilitar diseños mas económicos y que se ajusten mejor a las limitaciones espaciales de la ciudad.

Distancia de visibilidad de parada: La visión que tiene un conductor de la vía y de sus vecindades depende de sus características personales y de las características físicas y geométricas de dichas vías y vecindades. [9]

La seguridad en la vía pública, tanto de conductores como de pasajeros y peatones depende en gran parte de la posibilidad que tengan los primeros de detener sus vehículos, en caso de ello ser necesario, frente a la aparición de un obstáculo que pudiera afectar su desplazamiento.

Esta posibilidad depende de la distancia a la cual dicho conductor percibe el obstáculo, de la velocidad a la que se desplaza y de la eficacia y oportunidad de su decisión y maniobra consiguiente.

La distancia mínima de visibilidad que debe proveerse a todo conductor en toda circunstancia es aquella que le permite detenerse sin pasar sobre un obstáculo

inmóvil de cierta altura, situado en su trayectoria , suponiendo que su vehículo se desplaza a la velocidad de diseño. Esta distancia mínima se llama distancia de visibilidad de parada (Dp) y se calcula mediante la siguiente expresión:

a) Para alineaciones rectas

$$D_p = \frac{V * t_p}{3.6} + \frac{V^2}{254(f + i)} \quad (2.01)$$

Donde: V es la velocidad de diseño de la vía en km/hr, tp es el tiempo de percepción y reacción en seg.; f es el coeficiente de fricción longitudinal en pavimento , e i es la pendiente longitudinal en tanto por uno, considerando el signo positivo para subidas con respecto al sentido de circulación y negativo para bajadas.

Esta expresión es valida también para alineaciones curvas , tanto en planta como en alzado, siendo eso si una comprobación que mas adelante se detalla, a continuación se entregan los valores de f en función de V

Cuadro 2.01 valores del coeficiente de fricción longitudinal (f) en pavimento húmedo

V	30	40	50	60	70	80	90	100
f	0.40	0.38	0.35	0.33	0.31	0.30	0.30	0.29

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets ASSHTO 2001

b) Para curvas convexas

La longitud mínima de la curva vertical con distancia de visibilidad de parada es:

$$L = \frac{AD_p^2}{200(\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2} \quad (2.02) \quad \text{Para } D_p < L$$

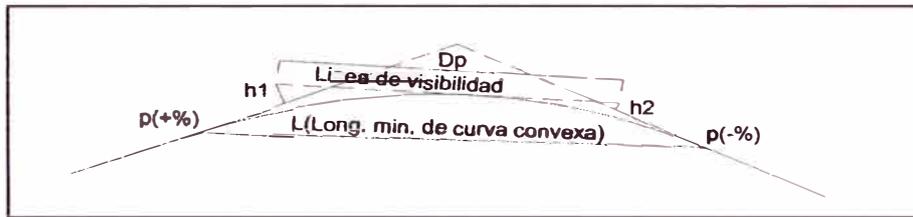
$$L = 2D_p - \frac{200(\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2}{A} \quad (2.03) \quad \text{Para } D_p > L$$

A: diferencia algebraica de pendientes; L: Longitud de la curva vertical(m)

Dp :es la distancia de visibilidad de parada, en metros h1y h2 son la alturas de los ojos de un conductor y de un obstáculo fijo en el suelo respectivamente. Si h1 : 1.07m y h2 : 0.15 m Según el Manual de Diseño Geométrico de Carreteras Perú 2001, la expresión anterior se reduce a :

$$L = \frac{D_p^2}{404} \quad (2.04) \quad \text{para } D_p < L ; \quad L = 2D_p - \frac{404}{A} \quad (2.05) \quad \text{para } D_p > L$$

Figura 2.02: Longitud mínima para curva convexa



Fuente: *Manual de Diseño Geométrico de Carreteras*, DG MTC, Lima Perú, 2001.

c) Para curvas Cóncavas

En este caso se suponen tres casos distintos: que la curva esta iluminada, que no lo este, o que exista un obstáculo sobre la rasante (por ejemplo viga de paso superior que cruza la vía en cuestión) que obstruya la visión de un conductor de vehículo alto.

Lo normal y deseable en una ciudad es que la via este iluminada. En tal caso el parámetro mínimo de una curva cóncava se calcula de tal modo que el conductor no sufra los efectos de la aceleración radial superior a 0.3 m/seg², lo cual produce la expresión:

$$L = \frac{AV^2}{395} \quad (2.06)$$

Si la vía no presenta iluminación la longitud mínima esta dada por la expresión:

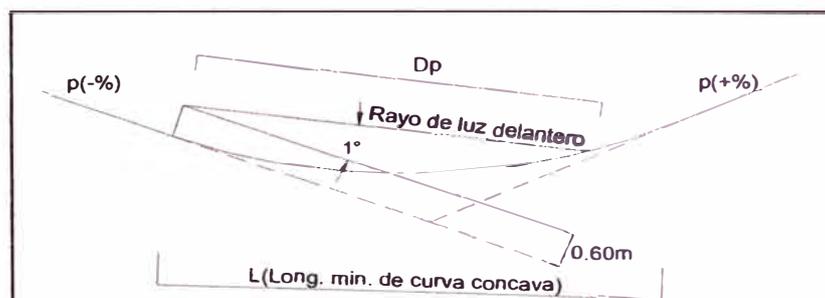
$$L = \frac{AD_p^2}{200(h + D_p \text{sen}\beta)} \quad (2.07) \text{ para } D_p < L$$

$$L = 2D_p - \frac{200(h + D_p \text{sen}\beta)}{A} \quad (2.08) \text{ para } D_p > L$$

Donde L: Longitud de curva cóncava(m)

h es la altura de los focos del vehículo y β es el ángulo de abertura del haz luminoso de los focos del vehículo con respecto a su eje (la visibilidad que da solo limitada por la noche). Si h : 0.60 m y β : 1° ,

Figura2.03 Longitud mínima para una curva cóncava



Fuente : *Manual de Diseño Geométrico de Carreteras*, DG MTC, Lima Perú, 2001.

$$L = \frac{AD_p^2}{(120 + 3.5D_p)} \quad (2.09) \text{ para } D_p < L$$

$$L = 2D_p - \left(\frac{120 + 3.5D_p}{A}\right) \quad (2.10) \text{ para } D_p > L$$

El caso de un obstáculo sobre la rasante obliga a un parámetro mínimo :

$$L = \frac{AD_p^2}{800(c - 0.5(h_3 + h_4))} \quad (2.11) \text{ para } D_p < L$$

$$L = 2D_p - \frac{800(c - 0.5(h_3 + h_4))}{A} \quad (2.12) \text{ para } D_p > L$$

donde c es la menor luz libre entre la estructura y la rasante , h3 es la altura de los ojos de un conductor de camión o bus, h4 la de las luces trasera de un vehículo o nivel inferior perceptible de un vehículo en sentido contrario. Si h3=2.4m , h4 =0.6m

$$L = \frac{AD_p^2}{800(c - 1.5)} \quad (2.13) \text{ para } D_p < L$$

$$L = 2D_p - \frac{800(c - 1.5)}{A} \quad (2.14) \text{ para } D_p > L$$

donde L: longitud mínima con obstáculo sobre la rasante (m)

Si c corresponde a un galibo normal (4.5 m) se observa que esta exigencia no es relevante.

d) Para curvas cóncavas con visibilidad de paso

La longitud mínima de la curva vertical con distancia de visibilidad de paso es:

$$L = \frac{AD_p^2}{946} \quad (2.15) \text{ para } D_p < L$$

$$L = 2D_p - \left(\frac{946}{A}\right) \quad (2.16) \text{ para } D_p > L$$

El Manual de Diseño Geométrico de Carreteras de Perú DG 2001 utilizo los siguientes valores:

h1: 1.07 m: altura de los ojos; h2: 1.30m: altura de obstáculo

Visibilidad en Curvas Horizontales

La proximidad de un obstáculo lateral a la vía, si esta presenta una curvatura que envuelve a dicho obstáculo, puede generar un problema de visibilidad. En

efecto este obstáculo puede impedir la visión del conductor de un punto situado a una distancia inferior a la de parada para la velocidad de diseño de la curva y para la pendiente longitudinal existente. Esto es muy importante en los diseños urbanos donde frecuentemente aparecen obstáculos que discurren paralelos a calzadas en curva por ejemplo muros en pasos bajo nivel. [9]

El espacio libre lateral se calcula a partir de la expresión:

$$b = R \left(1 - \cos \frac{D_p}{2R} \right) - 2 \quad (2.17)$$

Se considera que: la diferencia de radios de curvatura entre el eje de replanteo (R) y la trayectoria del conductor es despreciable, el conductor se desplaza paralelamente al borde interior a 2m. de el.

Donde:

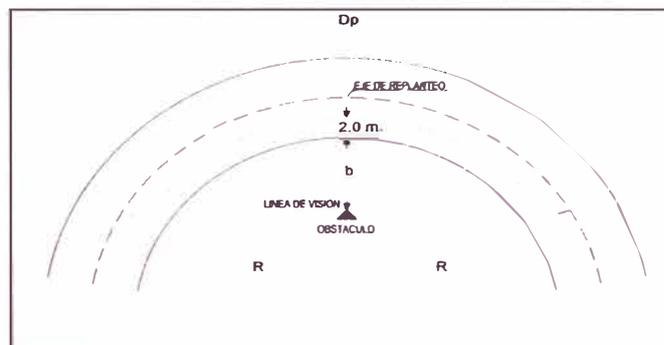
Dp: Distancia de visibilidad

R: radio de la curvatura

b: distancia lateral libre que debe existir en el punto mas conflictivo

Función Cos en radianes

Figura 2.04 Visibilidad en curvas horizontales



Fuente: *Recomendaciones para el Diseño del Espacio Vial Urbano*, Santiago de Chile, 1998

Para radios pequeños y secciones anchas, conviene recalculer el valor de b, ajustando a la expresión:

$$b = (R - x) \left(1 - \cos \frac{D_p}{2(R - x)} \right) - 2 \quad (2.18)$$

donde :x = A - 2, y A es la diferencia entre el eje del replanteo y el borde interior de la curva.

2.3 CRITERIOS DE DISEÑO GEOMETRICO

En su paso por zonas urbanas y suburbanas se diseñara las carreteras geométricamente de acuerdo a los criterios indicados en el cuadro 2.02

Cuadro 2.02 Criterios de diseño en intersecciones

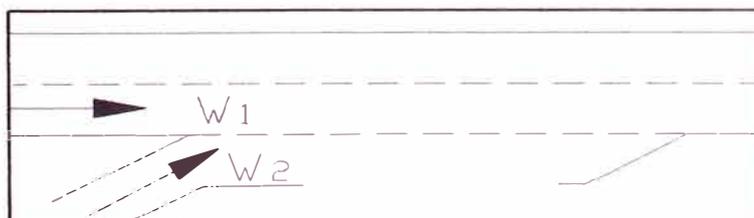
Descripción		Und	Velocidad de diseño en km/h		
			80	60	50
Distancia mínima de visibilidad	De parada	m	130	90	70
	De paso	m			
Pendiente longitudinal	Máxima	%	7	7	7
	Minima	%	0.5	0.5	0.5
Curvas verticales	Kmin de paso=L/A	m/%	—	—	50
	Kmin de parada=L/A	m/%	15	10	5
	Longitud mínima	m	45	35	25
Peralte máximo		%	7	7	7
Eliminar bombeo no favorable si el radio es menor que		m	1830	1220	810
Emplear curva de transición si el radio es menor que		m	1220	610	305
Distancia mínima a un obstáculo lateral desde el borde de la corona		m	0.7	0.7	0.5
Altura mínima de pasos peatonales subterráneos		m	2.5	2.5	2.5
Entretangencia en curvas de distinto sentido		m	110	80	80
Entretangencia en curvas de mismo sentido		m	330	240	180
Intersecciones semaforizadas no	Radio mínimo en las esquinas	m	10	10	10
Intersecciones semaforizadas	Ancho zona peatonal	m	3.0 a 5.0		
	Ancho tramos rectos	m	3.0(min.) , 4.0 (max.)		
	Ancho de carril tramos no rectos	m	4.5(min.) , 6.0 (max.)		

Fuente: Manual de Diseño Geométrico de Carreteras MTC Perú 2001

2.3.1 FLUJOS EMERGENTES

El flujo máximo que emerge en ramales de entrada o salida es la combinación de el flujo que entra o sale del ramal mas el flujo de la derecha mas cercano al ramal. La figura 2.05 ilustra este concepto.

Figura 2.05 Flujos emergentes



Fuente: T.R.B. Highway Capacity Manual 2000

Si el flujo que emerge es superior a un máximo se tendrá que prever adicionar un carril a la vía principal mas allá de la zona de intersección.

El T.R.B. Highway Capacity Manual 2000 propone flujos máximos para distintas velocidades en rampas de ingreso o salida.

2.4 NUDOS: INTERSECCIONES E INTERCAMBIOS

Movimientos en un nudo

Los nudos donde concurren dos o más vías, constituyen una parte esencial de la red vial, ya que en ellos el usuario puede cambiar de dirección para seguir el camino que desee. Una adecuada disposición de los tramos de red y de sus nudos permitirá atender a un máximo de orígenes y destino con un mínimo de elementos, en unas condiciones adecuadas de fluidez y de seguridad.

Los vehículos que acceden a un nudo por cada uno de los tramos que en el concurren pueden elegir entre tres trayectorias distintas, salvo que sean físicamente imposible o estén prohibidas:

Un movimiento de paso, con una trayectoria mas o menos recta y que cruza a otras.

Un giro a la derecha, normalmente sin problemas.

Un giro a la izquierda, cuya trayectoria cruza a la de paso correspondiente al sentido opuesto. [6]

Puntos de conflicto

Debido a los distintos movimientos que pueden elegir los conductores al acceder a un nudo, las interacciones entre los vehículos en el son mas complejas que las habituales en tramos continuos, y pueden dar lugar a conflictos entre ellos, cuyo numero aumenta con el numero de tramos que en el nudo concurren, a no ser que se prohíba o impida algún movimiento, por ellos no son conveniente los nudos de mas te cuatro tramos (salvo las glorietas o rotondas que pueden alojar mas).El diseño de un nudo implica una organización de los puntos de conflicto, separándolos en el espacio (o en el tiempo en el caso de las intersecciones reguladas por semáforos), de manera que los conductores no se vean enfrentados a mas de uno a la vez, y sin ambigüedades. [6]

Tipos de nudos

Si todos los movimientos en un nudo se realizan aproximadamente en el mismo plano se le denomina intersección y si algún movimiento se realiza en un plano

claramente superior o inferior al de los demás se le denomina Intercambio o enlace.

Entre las intersecciones se distinguen aquellas donde los conflictos se resuelven mediante separaciones temporales (intersección controlada por semáforos, como es el la situación actual de la intersección Tomas Valle Panamericana Norte), además están aquellas donde se eliminan los conflictos de cruce sustituyéndolos por una inserción seguida de una divergencia que se denominan glorietas. La solución adoptada para la intersección Tomas Valle será una combinación de glorieta con separaciones temporales y una vía a desnivel.

Elementos de los nudos

Vías de giro y ramales: En una intersección, si los giros a la derecha se realizan a una velocidad de maniobra, la vía de giro no tiene que despegar del punto de cruce de los carriles de paso (fig. 2.06). Pero si se requiere aumentar la velocidad a la que se realiza el giro (hasta unos 25 km/hr), hay que utilizar unos radios mayores y ampliar por tanto, la superficie ocupada del cuadrante; para no aumentar excesivamente el área de conflicto, es preciso canalizar las trayectorias mediante una isleta encauzadora (fig 2.07). [6]

Figura 2.06 Vía de giro sin canalizar

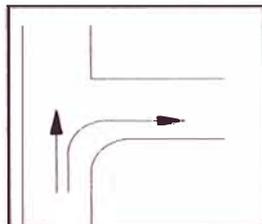
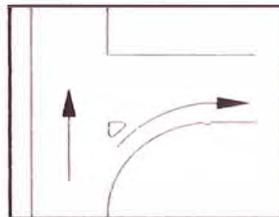


Figura. 2.07 Canalización de una vía de giro



Fuente : *Ingeniería de Carreteras Volumen 1*, Mac Graw Hill , Madrid 2003

Para girar a la izquierda, las posibilidades son varias, la forma de resolver este cruce caracteriza al nudo, una primera distinción se basa en el lado de las salidas y entradas:

1. En las vías de giro o ramales directos (fig. 2.08) tanto la salida como la entrada se hacen por la izquierda. Es la disposición mas frecuente en las intersecciones controladas por reglas de prioridad, ya que no es necesario ampliar mucho la superficie del nudo.
2. En las vías de giro semidirectas (fig. 2.09) la salida se hace por la derecha y en el otro extremo se hace por la izquierda; se emplean en algunas

intersecciones en las que no hay vehículos esperando girar a la izquierda en la vía prioritaria. Los ramales semidirectos se emplean en algunos tipos de enlaces.

Figura 2.08 Vías de giro o ramales directos para girar a la izquierda

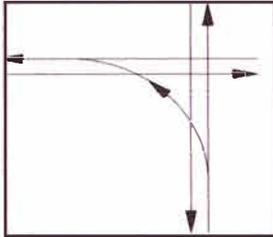
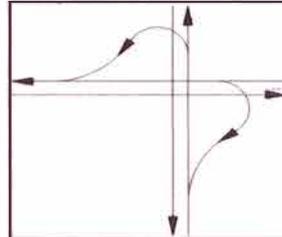


Fig. 2.09 Vías de giro o ramales semidirectos para girar a la izquierda



Fuente : *Ingeniería de Carreteras Volumen 1*, Mac Graw Hill , Madrid 2003

3. Las vías de giro con entrada y salida por la derecha no se emplean prácticamente en las intersecciones; pero los ramales con entrada y salida por la derecha son muy frecuentes en los enlaces, pues es la disposición que esperan habitualmente los conductores, según la amplitud de su desarrollo se pueden distinguir:

a) El ramal de lazo (fig. 2.10), que no tiene inflexiones, no cruza ninguna otra trayectoria y ocupa un solo cuadrante. Dado su gran desarrollo angular para no ocupar demasiado terreno su radio debe ser reducido (menos de 40 m.) por consiguiente se recorre a poca velocidad y su capacidad es muy limitada.

b) Las asas interiores (fig. 2.11), que dejan a su izquierda el cruce de la vías de paso, solo cruzan dos corrientes de tráfico y ocupan dos cuadrantes. Una asa interior tiene dos inflexiones, o sea, dos curvas en S seguidas cuya curva común tiene un radio pequeño (menor de 120m.) para evitar otro cruce de trayectoria. Hay dos configuraciones, según que la salida este antes o después del cruce.

c) Los ramales en círculo (fig. 2.12), que tienen un desarrollo bastante largo, rodeando el punto de cruce de las vías de paso (y dejándolo a la izquierda) con un radio superior a los 200 m. Tienen dos inflexiones, cruzan cuatro corrientes de tráfico y ocupan tres cuadrantes.

d) Las asas exteriores (fig. 2.13), que dejan a la derecha el cruce de las vías de paso y cruzan oblicuamente cuatro corrientes de tráfico. Tienen dos inflexiones, o sea , dos curvas en S seguidas. Cuya curva común tiene un radio bastante grande (mayor de 250m.) Aunque abarca tres cuadrantes, la ocupación es pequeña y el enlace resulta así bastante compacto.

Fig. 2.10 Ramal en lazo

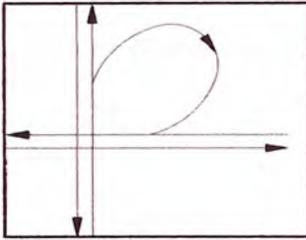
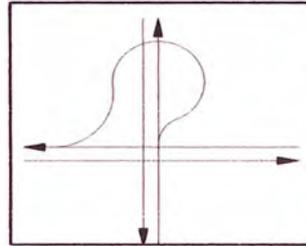


Fig. 2.11 Ramal en asa interior



Fuente : *Ingeniería de Carreteras Volumen 1*, Mac Graw Hill , Madrid 2003

Fig. 2.12 Ramal en círculo

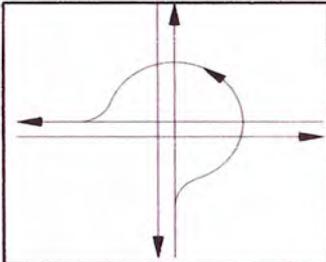
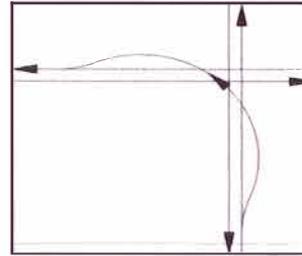


Fig. 2.13 Ramal en asa exterior



Fuente : *Ingeniería de Carreteras Volumen 1*, Mac Graw Hill , Madrid 2003

INTERSECCIONES

A) Controladas Por Prioridad De Paso

De tres tramos: Si dos de los tres tramos que concurren en la intersección son muchas más importantes que el otro, se trata de una intersección en T, en la que los dos primeros tramos forman la vía prioritaria y la tercera la no prioritaria.

Los giros a la derecha se resuelven de una forma directa, por la forma en la que se resuelve el cruce con los tráficos de paso, los giros a la izquierda caracterizan el nudo. [6]

El caso mas sencillo es la T sin canalizar, en la que ambos giros a la izquierda de realicen de manera directa (fig. 2.14) solo es compatible con intensidades muy bajas par los tres tramos.

Figura 2.14 Intersección en T sin canalizar

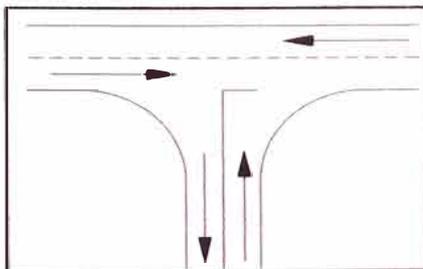
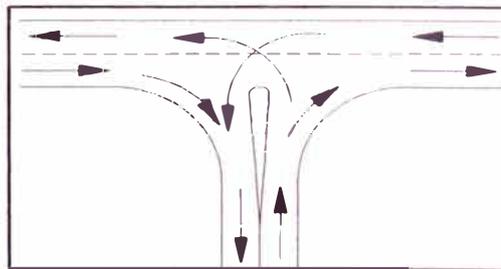


Fig. 2.15 Intersección en T canalizada por una lagrima

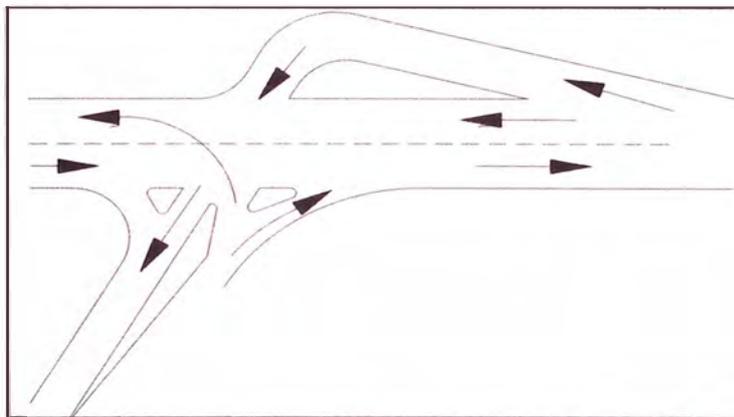


Fuente: *Ingeniería de Carreteras Volumen 1*, Mac Graw Hill , Madrid 2003

Una mejora de la intersección en T sin canalizar consiste en separar los giros a la izquierda mediante una isleta lágrima en la carretera no prioritaria (fig. 2.15)

Si el índice o intensidad de los vehículos que giran hacia la izquierda es grande, su espera puede estorbar el tráfico de paso y conviene disponerla fuera de los carriles de paso. Una solución consiste en resolver ese giro mediante una vía de giro de giro semidirecta, también denominada cayado (fig. 2.16) De esta manera la intersección de tres tramos se convierte virtualmente en una de cuatro.

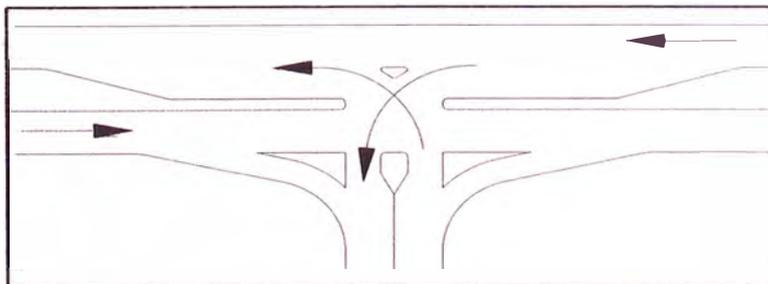
Figura 2.16 Intersección en cayado



Fuente : *Ingeniería de Carreteras Volumen 1*, Mac Graw Hill , Madrid 2003

El cayado pierde su eficacia si el tráfico es intenso ($IMD > 3000$ veh.), al ser difícil que coincidan los vacíos en el tráfico en ambas corrientes (a no ser que se disponga un semáforo). Una mejor solución para el tiempo de espera para el giro a la izquierda desde la vía principal es adicionar un carril central, precedido de un carril de desaceleración (fig. 2.17). De esta forma el giro solo cruza uno de los flujos en lugar de dos como en el cayado.

Figura 2.17 Intersección en T con un carril central de espera



Fuente: *Ingeniería de Carreteras Volumen 1*, Mac Graw Hill , Madrid 2003

De cuatro tramos: Constituyen el caso mas frecuente de cruce entre dos vías, en una intersección en cruz , el ángulo de las dos vías no debe diferir del ángulo

recto en mas de 15°, de lo contrario se le denomina intersección en X . La mayoría de los principios que se han expuesto para las intersecciones de tres tramos son generalmente aplicables también a las de cuatro. Así se tiene las intersecciones en cruz sin canalizar (Fig. 2.18), las canalizadas por dos lagrimas en la vía no prioritaria (Fig. 2.19) y las glorietas partidas (Fig. 2.20), aquí mencionaremos que la actual intersección vial de la Av. Tomas Valle es una modificación de una glorieta partida. [6]

Figura 2.18 Intersección en cruz sin canalizar

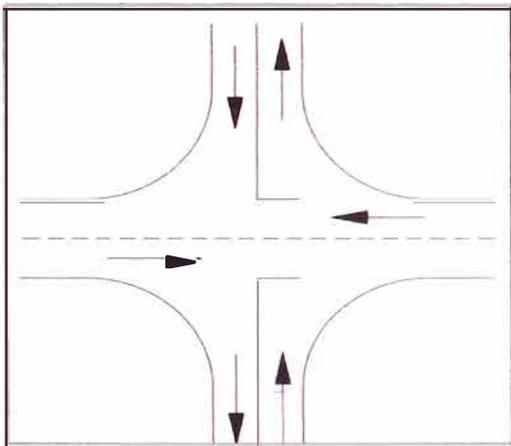


Figura 2.19 Intersección en cruz canalizada con lagrimas en la vía no prioritaria

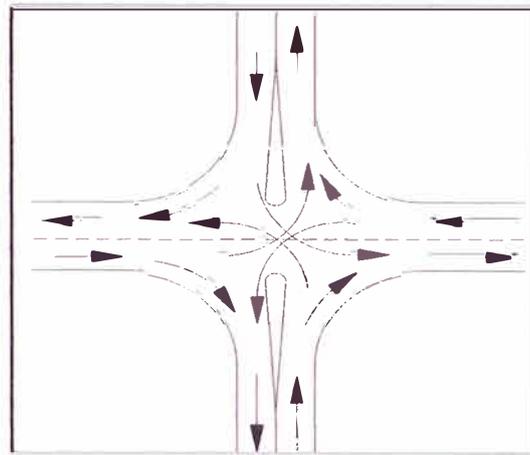
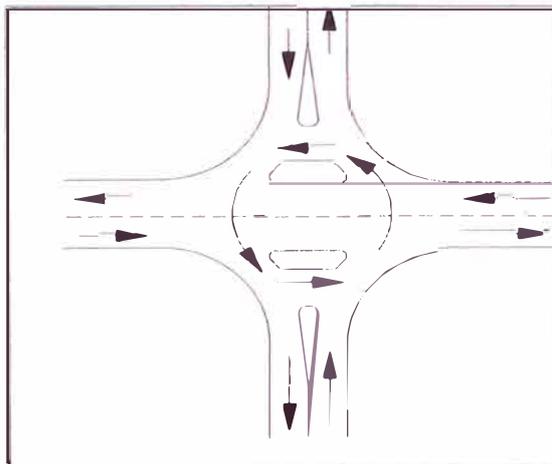


Figura 2.20 Glorieta partida



Fuente: *Ingeniería de Carreteras Volumen 1*, Mac Graw Hill , Madrid 2003

Un tipo especial de intersección de cuatro tramos lo constituyen las glorietas o recientemente denominadas rotondas modernas

Rotondas Modernas

Definición: Entendemos como rotonda o glorieta un tipo especial de nudo o intersección, que se caracteriza por la manera en que se tratan los tramos que confluyen en él, ya que se comunican a través de una calzada anular en la que se establece una circulación giratoria alrededor de una isleta central.

De esta manera las trayectorias de los vehículos no se cruzan con trazadas secantes, sino que convergen y divergen tangencialmente, aumentando la seguridad al disminuir los puntos de conflicto.

Funcionamiento: El modo de utilización de este tipo de intersección está íntimamente ligado a su geometría pero también a la especial regla que las rige y que da prioridad a los vehículos circulantes por la calzada anular respecto aquellos que entran en ella.

Efectivamente cuando un vehículo llega a una intersección de este tipo, sea cual sea la maniobra que va a realizar (girar a derechas, continuar recto, girar a izquierdas o cambiar el sentido) debe, salvo en caso de existir carriles de giro directo, incorporarse a la calzada anular y seguir en ella una circulación giratoria que en España sigue el sentido contrario al de las agujas del reloj. Debido a la prioridad de los vehículos del anillo sobre los vehículos entrantes, éstos deben esperar en la entrada hasta que haya un intervalo entre vehículos circulantes por la calzada anular que les permita incorporarse a ésta con total seguridad.

Elementos: A continuación se enumeran y se definen los elementos que tienen mayor importancia en el diseño de una intersección giratoria, no solo por geometría, también por funcionalidad, capacidad y seguridad.

a) Anillo de circulación: También llamado calzada anular, el anillo de circulación es la zona, generalmente asfaltada, comprendida entre el diámetro exterior de la rotonda y el islote central. En la mayoría de casos adopta una forma de corona circular (menos cuando la rotonda es elíptica).

Como su nombre indica es la zona de la intersección destinada al tránsito de los vehículos en sentido giratorio. La calzada anular recoge el tráfico entrante en la intersección y lo reconduce hacia las salidas, obligando a los vehículos a seguir una circulación giratoria en un único sentido hasta que abandonan la intersección por una de sus salidas.

Todos los estudios, recomendaciones y normativas consultados coinciden en señalar que la anchura de este anillo debe ser constante, si bien no hay consenso a la hora de determinar la relación que debe guardar el número de carriles de la calzada anular con el de las entradas.

Lógicamente la calzada anular debe tener anchura suficiente para recibir el volumen de tráfico de la entrada con mayor capacidad, por lo tanto deberá tener al menos igual número de carriles que los que llegan por la vía más ancha. También debe ser suficientemente ancha para permitir el giro de los vehículos pesados más largos que se prevea que van a circular por ella.

b) Islote central: Es la zona no destinada a la circulación de vehículos que queda comprendida en el interior del anillo de circulación, de manera que la calzada anular lo bordea. Suele ser circular y en algunos casos oval o elíptico, siempre que la excentricidad sea mayor a 0.75.

Este islote cumple varias funciones: supone un obstáculo que se encuentra en la dirección que llevan las vías que se aproximan a la intersección por lo que induce a la reducción de la velocidad y al cambio de dirección para evitarlo. Por su tamaño y su ubicación en el interior de la calzada anular introduce cambios forzados en la trayectoria de los vehículos, que unidos a la circulación giratoria en sentido único sirven para evitar los puntos de conflicto por trayectorias secantes.

En algunos casos el islote central dispone de una corona exterior circulable para aquellos vehículos que, por su longitud, no puedan ejecutar la maniobra de circulación giratoria con normalidad al no disponer de espacio suficiente para efectuarla. En estos casos la corona exterior del islote suele estar construida con materiales distintos a los del anillo de circulación y, en ocasiones, con un peralte mayor para diferenciarla de la calzada anular y como método de disuasión para el resto de usuarios ya que no solo se diferencia en el aspecto, sino que también lo hace en la sonoridad y la comodidad de circulación.

c) Entradas y salidas: La preferencia de los vehículos que circulan por la rotonda respecto a aquellos que quieren incorporarse a ella hace que el tratamiento geométrico dado a las entradas sea diferente al de las salidas y afecte al trazado de las vías que confluyen en la intersección en las proximidades de ésta.

Se llama entrada a la zona de la vía que desemboca en la intersección y que esta separada de ésta por la línea de Ceda el paso. Se diseñan de manera que los conductores que se aproximan a la rotonda tomen plena conciencia de la proximidad de la intersección y estén obligados a reducir la velocidad facilitando el cumplimiento de la regla de prioridad del anillo. Esto se consigue curvando la entrada con radios pequeños (10-30 metros).

El diseño de las salidas es completamente diferente, ya que se pretende que la maniobra de abandono de la calzada anular sea lo más expeditiva posible y se realice en las mejores condiciones de seguridad posibles. Para ello hacen falta radios de salida mayores que los de las entradas, así como carriles de salida más anchos. El único inconveniente radica en la problemática que esto supone para los cruces de peatones, de ahí la importancia de conocer a priori los diferentes tráficos previstos, no solo de vehículos, también de peatones, ya que este último puede llegar a influir determinadamente en el diseño de la rotonda. Las salidas también tienen forma abocinada que permita una transición cómoda y segura entre el ancho de la salida y el ancho de la vía.

d) Islas deflectoras: Situadas en el punto de unión entre los brazos de la rotonda (o ramas o ramales, que es el nombre que comúnmente se da a las vías que confluyen en la glorieta) acostumbran a tener forma triangular y separan los dos sentidos de circulación del ramal.

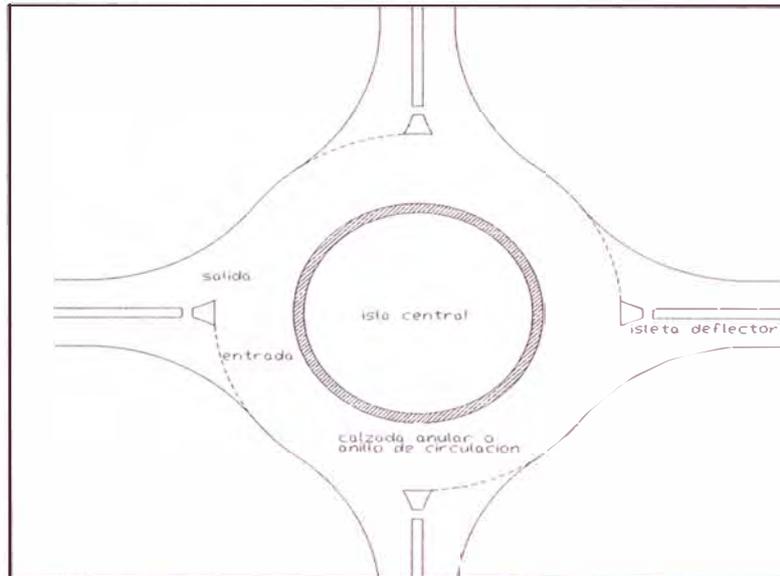
Las isletas deflectoras cumplen múltiples funciones: por un lado señalan la proximidad de la rotonda y generan una inflexión en las trayectorias de los vehículos entrantes (y salientes) induciendo a la reducción de la velocidad a la vez que éstos adoptan un ángulo de entrada adecuado con respecto a las trayectorias de circulación de la calzada anular.

Por otra parte las isletas sirven como refugio para el cruce de peatones y para la ubicación de señalización.

Por último también cumplen con la función de crear una separación entre una entrada y la salida inmediatamente anterior que permita que los conductores que desean entrar en la calzada anular tengan una visibilidad adecuada y puedan prever con la antelación suficiente que les permita incorporarse sin peligro si los vehículos que circulan por el interior de la rotonda la abandonan o no.

e) Señalización y balizamiento: La finalidad principal de la señalización es advertir de la proximidad de la rotonda, de las condiciones extraordinarias de circulación y prioridad que se dan en ella y la de orientar sobre los posibles destinos o direcciones que se pueden tomar, además de balizar los islotes deflectores, el islote central y los límites de la rotonda.

Figura 2.21 Elementos de una rotonda



Fuente: Ministerio de Fomento de España Dirección General de Carreteras *Recomendaciones sobre glorietas* España 1999

B) Controladas Por Semáforos

La mayoría de las consideraciones hechas sobre las intersecciones cuyos cruces están controlados por una prioridad fija de paso, son aplicables también a las que utilizan semáforos. Se debe aprovechar las posibilidades que estas ofrecen de separar temporalmente no solo los cruces si no también otros puntos de conflicto relacionados con los giros, disponiendo unas fases especiales para estos, frecuentemente combinados con carriles reservados para ello. Debido a esta separación temporal entre los puntos de conflicto, las intersecciones reguladas por semáforos pueden ser más compactas que las reguladas por una prioridad fija de paso; y su capacidad depende no solo de su trazado, si no también del tipo de regulación semaforica que se utilice.

El giro a la derecha (desde el carril reservado para el giro o desde el carril derecho de acceso, compartido con el movimiento de paso) durante la fase roja (con una flecha ámbar intermitente) es usado en las intersecciones de tres

tramos y su efecto es pequeño a no ser que haya muchos peatones. En las de cuatro tramos el efecto será algo mayor, porque los vehículos que giran se tendrán que incorporar al tránsito transversal. La interferencia de los peatones es importante en el giro a la derecha durante la fase verde para el movimiento de paso, porque el cruce de la vía transversal por los peatones, que en ese momento tiene su fase verde, impide terminar el giro a la derecha, se pueden producir retenciones.

INTERCAMBIOS

De tres tramos: Dos de los tramos constituyen una vía principal, habitualmente una autopista. El tercero suele constituir una vía secundaria. [6]

a) Con una sola obra de paso (trompas)

Resolviendo los dos giros a la izquierda mediante un ramal semidirecto y un lazo se obtiene un enlace denominado trompa (o trompeta fig. 2.22) de utilización bastante frecuente para bifurcaciones de autopistas. El acceso de la vía secundaria al enlace suele necesitar una fuerte disminución de la velocidad, la cual resulta más fácil si se introducen antes una curvas en S de radios decrecientes que, además pueden recibir la oblicuidad de la obra de paso.

b) Con más de una obra de paso (semidireccionales y direccionales)

Si las intensidades de los giros a la izquierda son mayores que las que puede acomodar un lazo (y además mayores que las de los giros a la derecha), se puede recurrir a unos ramales semidirectos para resolverlos; pero se necesitan al menos dos obras de paso. Estos ramales semidirectos pueden:

- Ser independientes, con las obras de paso bastante separadas (fig. 2.23)
- Cruzarse a distinto nivel, introduciendo una tercera obra de paso, o prolongando una de las dos (fig. 2.24).
- Cruzarse entre si y con la vía principal mediante una sola obra de paso con tres niveles (fig. 2.25).

Figura 2.22 enlace de trompa

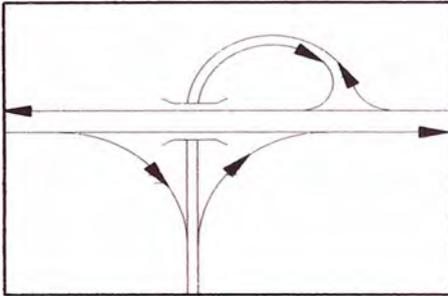
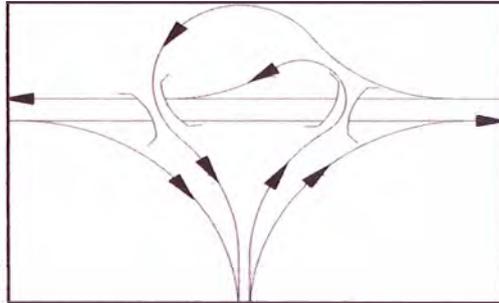


Figura 2.23 enlace semidireccional con ramales independientes



Fuente: *Ingeniería de Carreteras Volumen 1*, Mac Graw Hill , Madrid 2003

Figura 2.24 Enlace semidireccional con ramales cruzados a distinto nivel

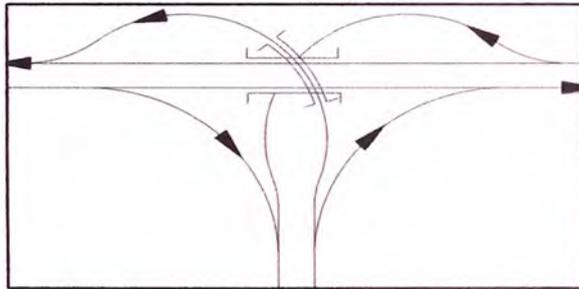
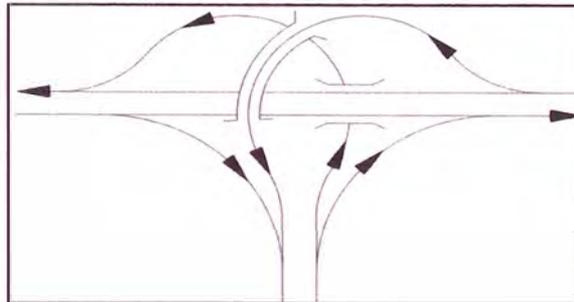


Figura 2.25 Enlace semidireccional con una sola obra de paso de tres niveles



Fuente : *Ingeniería de Carreteras Volumen 1*, Mac Graw Hill , Madrid 2003

De cuatro tramos: Generalmente, los cuatro tramos se agrupan dos a dos formando dos vías .Si una de estas es una autopista, las conexiones con ella deben permitir una circulación continua .En una autopista convencional se pueden admitir ordenaciones que impongan una circulación discontinua , pero si el trafico de paso es muy intenso, alguno de los cruces ya no se puede resolver con solución a nivel. [6]

Con una sola obra de paso (tréboles parciales, tréboles completos y diamantes)

Si una que se cruzan se puede considerar menos importante que la otra se pueden admitir en ella unos nudos a nivel (con circulación discontinua) para realizar ciertos giros; para ello es conveniente disponer también en ella unos carriles adicionales centrales de espera para los vehículos que van a girar a la izquierda. Se obtienen así dos configuraciones muy frecuentes en los intercambios de autopistas. [6]

a) **Los tréboles parciales:** en los que dos de los giros a la izquierda se resuelven mediante unos ramales semidirectos, y los otros dos mediante ramales en lazo (o sea mediante circulación continua). Por el contrario, en ciertas configuraciones algunos de los giros a la derecha se realizan también con un ramal semidirecto, con circulación discontinua. Una de la formas para este configuración es dos intersecciones canalizadas en T o dos glorietas (Fig. 2.26)

Figura 2.26 enlace en trébol parcial de dos cuadrantes opuestos

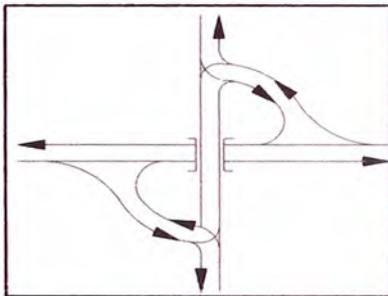
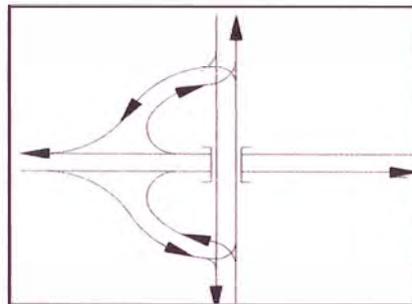


Figura 2.27 Enlace en trébol parcial de dos cuadrantes adyacentes.

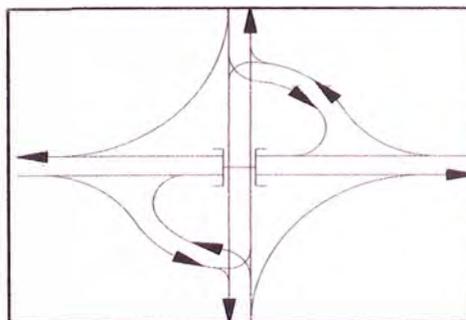


Fuente : *Ingeniería de Carreteras Volumen 1*, Mac Graw Hill , Madrid 2003

Donde por alguna razón (por ejemplo la presencia de un obstáculo lineal como un río o una vía férrea) solo se pueden ocupar dos cuadrantes adyacentes, se puede utilizar otro tipo de trébol parcial (Fig. 2.27). Entre los dos lazos queda un corto tramo de trenzado que suele requerir un carril adicional. [6]

Donde sea intensa la circulación en la vía secundaria puede resultar conveniente resolver los giros a la derecha desde ella mediante unos ramales directos, ocupando todos los cuadrantes (Fig. 2.28). Se suprime el poco evidente giro a la derecha mediante un ramal semidirecto y la capacidad es mayor que la del trébol parcial de dos cuadrantes.

Figura 2.28 Enlace en trébol parcial de cuatro cuadrantes



Fuente: *Ingeniería de Carreteras Volumen 1*, Mac Graw Hill, Madrid 2003

b) **Trébol completo:** Si las dos vías que se cruzan tienen una importancia comparable, y todos los giros a la izquierda se realizan mediante unos ramales en lazo (circulación continua), se tiene un trébol completo. Los giros a la derecha se resuelven mediante ramales directos. A no ser que el radio de los lazos se reduzca mucho, en detrimento de su capacidad un trébol completo ocupa bastante superficie; para reducirla los ramales directos se pueden ceñir al lazo (Fig. 2.29). [6]

Figura 2.29 Enlace de trébol completo

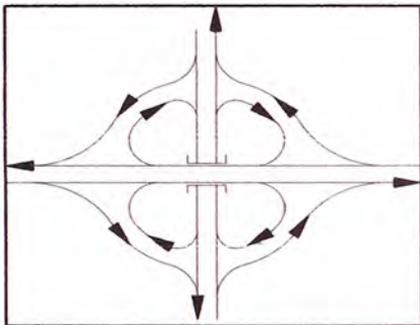
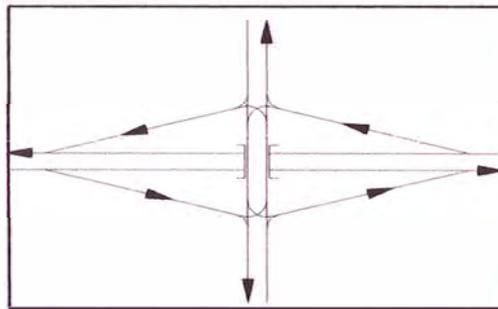


Figura 2.30 Enlace de diamante normal

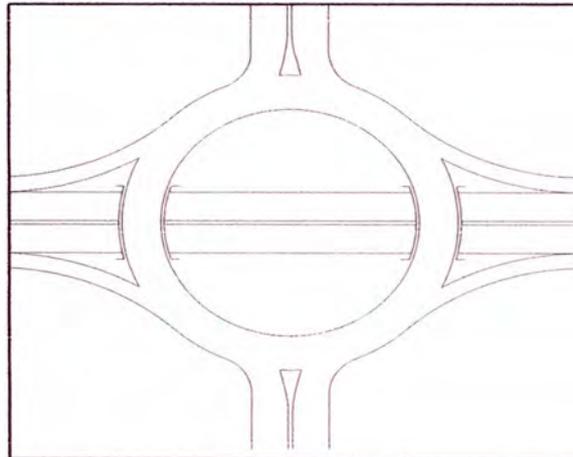


Fuente : *Ingeniería de Carreteras Volumen 1*, Mac Graw Hill , Madrid 2003

c) **Diamantes:** Los giros a la izquierda se realizan mediante unos ramales semirectos, y todos los giros a la derecha con ramales directos que comparten con los semirectos la salida de la vía principal o la entrada en ella. Este tipo de intercambio es bastante flexible en el sentido que puede usarse donde la autopista secundaria tenga poco tráfico, fuera del área urbana con tráfico medios y velocidades altas o en zona urbana con tráfico intenso, velocidades menores y circulación discontinua por acción de los semáforos. [6]

d) **La rotonda a distinto nivel:** con dos obras de paso (Fig. 2.31) Su gran diámetro favorece una elevada velocidad en la calzada anular y reduce el mecanismo de inserción favoreciendo el de trenzado.

Figura 2.31 Rotonda a distinto nivel



Fuente: Ingeniería de Carreteras Volumen 1, Mac Graw Hill , Madrid 2003

2.5 DISEÑO EN PLANTA

La referencia básica para la definición de una obra vial es una línea llamada eje de replanteo que es una sucesión de rectas y curvas en planta.

2.5.1 Rectas

El trazado de una vía está compuesto generalmente por una sucesión de alineamientos rectos enlazados entre sí por curvas.

Cuando se trata de vías urbanas, expresas o arteriales, en su directriz longitudinal, la longitud de las rectas no debe pasar de 500 a 2,000 m., ni ser inferior a 50 y 200 m., por razones de confort y seguridad. Para el caso de intercambios viales, se deberá adoptar las longitudes mínimas de tangentes, indicada en el Cuadro 2.03, calculadas en función de la velocidad directriz del diseño, para las vías expresas, arteriales, colectoras y locales, en situaciones entre curvas en un mismo sentido y entre curvas reversas.

Cuadro 2.03 Longitud mínima de tangentes para el diseño geométrico

VELOCIDAD DIRECTRIZ		LONGITUD MINIMA DE TANGENTES PARA EL DISEÑO GEOMETRICO			
		EXPRESAS Y ARTERIALES		COLECTORAS Y LOCALES	
Km/h	m/s	1	2	3	4
		T	T	T	T
		Metros	Metros	Metros	Metros
30	8.33	---	---	15	20
40	11.11	30	40	20	25
50	13.88	35	50	25	30
60	16.66	45	60	30	35
80	22.22	60	80	---	---

Fuente: Normas para diseño de vías urbanas INVERMET & TECNOSAN/EBTU GATE MML Lima Perú 1987

En relación a la determinación de estas longitudes mínimas, según el Cuadro 2.03, se tiene en consideración que el tiempo deseable para una maniobra y recuperación del sentido de equilibrio sería 2 ½ segundos para el “caso 1”; 3 ½ segundos para el “caso 2”; 1 ½ segundos para el “caso 3” y 2 segundos para el “caso 4”, en condiciones normales de operación de un vehículo tipo que represente un promedio de los vehículos motorizados que circulan en cada una de las Vías Expresas, Arteriales, Colectoras y Locales.

La fijación de las tangentes se hace, a través de dos o tres puntos ubicados al centro de la vía y espaciados adecuadamente.

2.5.2 Curvas Horizontales

Cuando ya son conocidas las características técnicas del proyecto es necesario determinar en el campo los elementos de las curvas y la ubicación de las tangentes.

El cambio de un tramo en tangente para otro en curva, o sea, de un radio infinito para un radio finito, no debe ser hecho bruscamente, lo que puede ofrecer inseguridad e incomodidad, tanto para la carga como para los pasajeros. Se usarán en este caso radios mínimos que satisfagan la siguiente indicación:

Vía Expresa	:	R Min. 200 mts.
Vía Arterial	:	R Min. 100 mts.
Vía Colectiva	:	R Min. 50 mts.
Vía Local	:	R Min. 10 mts.

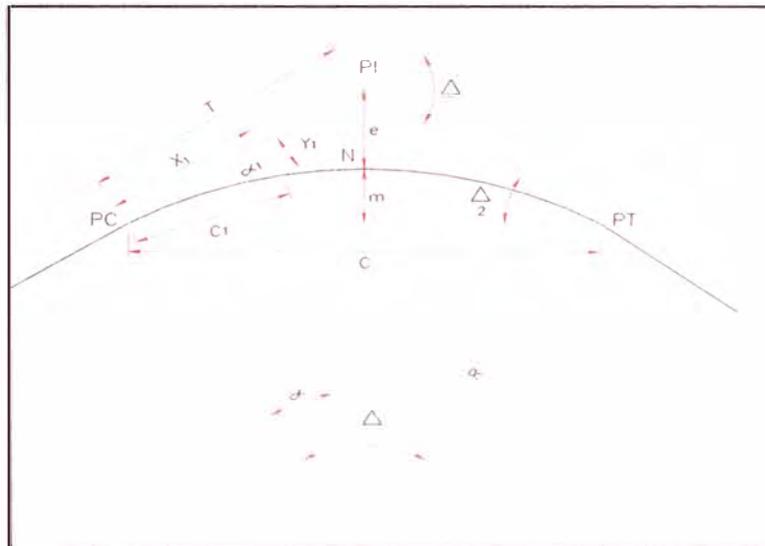
Para ampliar esta información remitirse al cuadro 2.26

a) Curvas circulares simples

Es el tipo de curvas usado para concordar dos alineamientos rectos en el trazado de una vía urbana. En estos, el radio es el elemento principal a ser escogido, de tal manera que la mejor curva se adapte al terreno en el lugar del proyecto.

Los elementos necesarios para el diseño y cálculo de una curva circular en planta, se encuentran en la *Figura 2.32*

Figura 2.32 Elementos de la curva circular simple



Fuente: Normas para diseño de vías urbanas INVERMET & TECNOSAN/EBTU GATE MML Lima Peru 1987

R	=	Radio
T	=	Tangentes (longitud entre PC o PT al PI)
PC	=	Punto de inicio de la curva y fin de la tangente
PT	=	Punto de inicio de la tangente y fin de la curva
PI	=	Punto de intersección de las dos tangentes
Lc	=	Longitud o desarrollo de la curva entre PC y PT
Δ	=	Angulo de deflexión de las dos tangentes o ángulo central de la curva, en grados
N	=	Punto de alojamiento máximo
O	=	Centro de la curva
e	=	Distancia entre la curva en el punto N y PI
c	=	Cuerda (distancia entre PC y PT)
c_1	=	Cuerda (distancia entre PC y un punto cualquiera en la curva P1)
$\frac{\Delta}{2}$	=	Angulo de deflexión de la cuerda d.
d1	=	Cuerda cualquiera para replanteo
x_1 e T_1	=	Coordenadas para replanteo de la cuerda d1
α_1	=	Angulo de deflexión de la cuerda C_1 en grados
Lc1	=	Longitud o desarrollo de la curva de la cuerda C_1 (generalmente igual a 10 metros)

Se asumen : R o e, Δ c y LC1 Además tenemos que

$$T = R \left(\operatorname{tg} \frac{\Delta}{2} \right) \quad (2.19)$$

$$C = 2R \operatorname{Sen} \left(\frac{\Delta}{2} \right) \quad (2.20)$$

$$Lc = 2\pi R \frac{\Delta}{360} \quad (2.21)$$

$$m = R \left(1 - \operatorname{Cos} \left(\frac{\Delta}{2} \right) \right) \quad (2.22)$$

b) Curvas Circulares Compuestas

Son dos o más curvas circulares empleadas para enlazar dos alineamientos rectos, permitiendo al vehículo hacer una trayectoria más confortable, sustituyendo con eficiencia el empleo de curvas espirales como transición.

Se recomienda el uso de este tipo de curvas en proyectos de intersecciones y canalizaciones de vías urbanas. La combinación de las curvas circulares en una curva compuesta, puede tener las siguientes características:

Figura 2.33 Curvas de Dos Centros

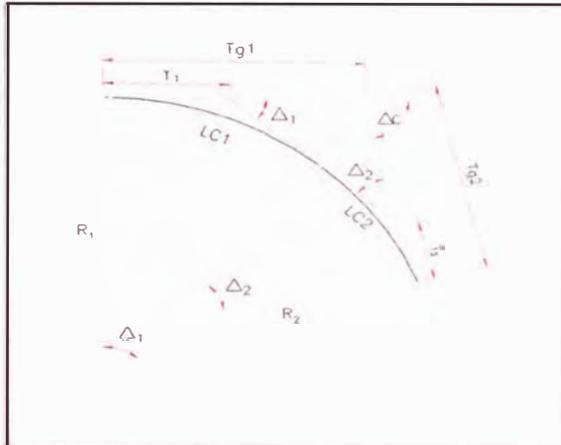


Figura 2.34 Curvas de Tres Centros - Simétricas

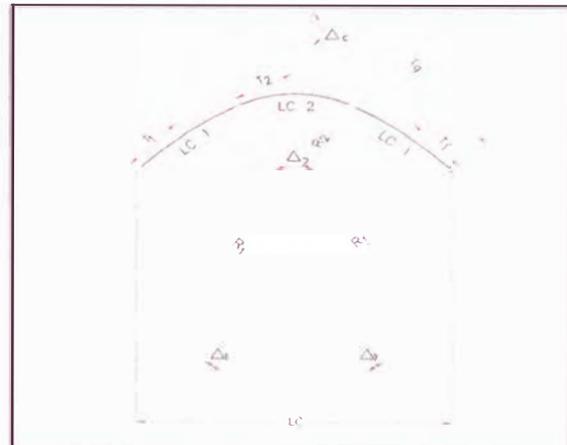
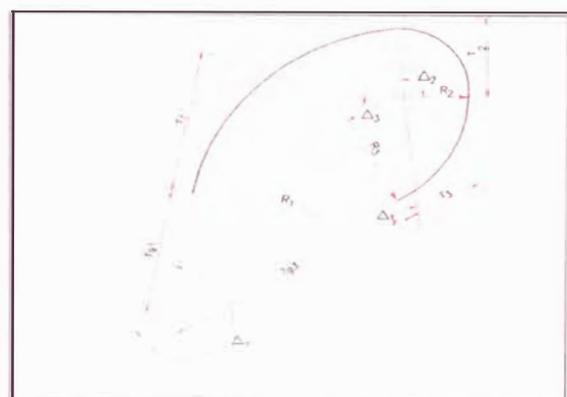
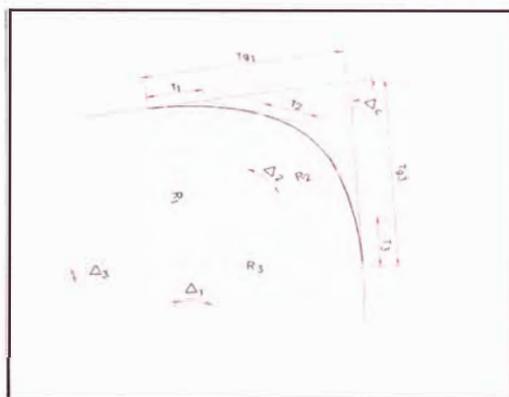


Figura 2.35 Curvas de Tres Centros - Asimétricas



Fuente: Normas para diseño de vías urbanas INVERMET & TECNOSAN/EBTU GATE MML Lima Peru 1987

c) Curvas de Transición

Necesidad de la Transición para curvatura, peralte y sobre ancho.

A efectos de pasar de la sección transversal con bombeo correspondiente a los tramos en tangente, a la sección de los tramos en curva, provistos de peralte y sobre ancho, es necesario intercalar una longitud en la que se realice el cambio gradual, a la que se le conoce con el nombre de longitud de Transición.

Los tramos con espiral se utilizarán entre alineamientos rectos y la curva circular, para proporcionar una trayectoria más confortable y segura; posibilitar velocidades más uniformes; facilitar la dirección de los vehículos; efectuar la variación del peralte y sobreancho; así como mejorar el aspecto estético del alineamiento.

Una curva de transición está compuesta por dos tramos con transición en espiral y en un tramo circular.

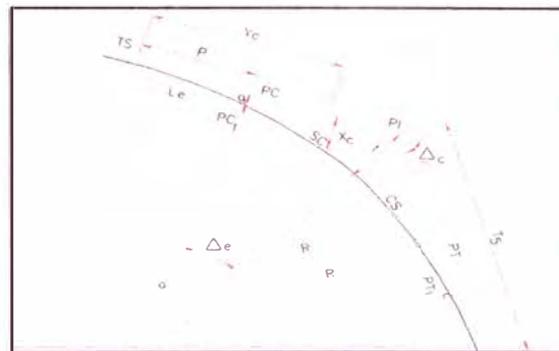
Para el diseño de vías, cuya velocidad directriz sea igual o mayor de 60 kms. p.h. se utilizarán espirales para realizar la transición, teniendo en cuenta las recomendaciones expresadas en el presente documento.

En las vías locales y colectoras, existen diversos factores que contribuyen a tornar la transición impracticable e indeseable, tales como:

- 1.-gran proximidad entre intersecciones;
- 2.-presencia de inmuebles muy cerca de la vía; y,
- 3.-condiciones de drenaje superficial y subterráneo.

En los casos en que se use espirales se recomienda ampliar aquella que se aproximen a la Clotoide.

Figura 2.36 Curva de transición



Fuente: Normas para diseño de vías urbanas INVERMET & TECNOSAN/EBTU GATE MML Lima Peru 1987

Longitud de Transición: La longitud de transición no será menor de la que resulta de la aplicación de la fórmula:

$$L_s = \frac{v^3}{R \times (da / dt)} \quad (2.23)$$

v = velocidad directriz (m/seg)

R = radio de la curva en el eje

da/dt = variación de aceleración no compensada en la unidad de tiempo, Valor aconsejado 0.3 m/seg³, el que se puede aumentar, excepcionalmente a 0.6 m/seg³.

2.5.3 Sobreancho

En ciertos tramos de curvas, para mantener el confort y seguridad en la circulación de los vehículos, deberá ser previsto el sobreancho necesario para compensar el mayor espacio requerido por los vehículos. Este ancho varía en función al tipo de vehículo, al radio de curvatura y de la velocidad directriz.

Este ancho adicional puede ser calculado utilizando la siguiente fórmula desarrollada por Voshell-Balazzo, ya adoptada por la AASHTO.

$$S = n \left[R - \sqrt{R^2 - b^2} \right] + \frac{v}{10 \sqrt{R}} \quad (2.24)$$

- S = Sobreancho, en metros
n = número de carriles
R = radio de la curva en el eje, en metros
v = velocidad directriz, en km/h
b = distancia entre ejes del vehículo típico de proyecto, en metros

2.5.4 Secciones de Entrecruzamiento

Es aquella zona donde se entrecruzan distintos flujos vehiculares que siguen un mismo sentido de circulación. La longitud y el ancho de la sección de entrecruzamiento determinan la comodidad y seguridad de la maniobra de los vehículos a través del mismo y en consecuencia determinan su capacidad.

El ancho del tramo de entrecruzamiento puede determinarse de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$N = \frac{F_1 + F_2 + W_1 + (W_2)k}{V_s} \quad (2.25)$$

donde:

N: ancho del tramo de entrecruzamiento en carriles

F₁, F₂: Volúmenes de tránsito directo

W₁: Volumen mayor que se entrecruza

W₂: Volumen menor que se entrecruza

k: factor de influencia de entrecruzamiento

V_s: Volumen de servicio correspondiente a la calidad de flujo deseado (ver cuadro 1.21)

Cuadro 2.04 Longitud mínima de entrecruzamiento (Ventrecr=50 km/h C=1700 veh/h K=3)

Volumen de Entrecruzamiento W1+W2(veh ligeros/h)	Long. Mínima de la sección De entrecruzamiento (m)
1000	75
1500	120
2000	200
2500	290
3000	410
3500	565

Fuente: Manual de Diseño Geométrico de Carreteras MTC Perú 2001

En el análisis de secciones de entrecruzamiento se deben tener en cuenta los siguientes puntos:

Cuando N es menor que 3, para un volumen total con un volumen exterior que sobrepase 600 VL/hora, se debe suministrar un carril adicional para el flujo exterior.

Cuando N es menor que 4, para un volumen total con dos volúmenes exteriores, cada uno superior a 600 VL/hora, se debe suministrar un carril adicional a cada uno.

No se tendrá en cuenta el entrecruzamiento si la distancia en metros entre las vías de entrada y salida es igual o superior a 0.8 veces el volumen horario que se entrecruza.

En donde emergen dos vías, el número de carriles más allá del punto de entrada no debe ser menor que la suma de los carriles de las calzadas que emergen menos uno.

Más allá del punto de salida el ancho de la calzada principal no se debe reducir en más de un carril.

2.5.5 Balance de carriles

Con la excepción del caso en que se proyecta enlazar carreteras que no se cruzan, todos los tipos de intercambio requieren modificar o rediseñar una de las vías o ambas en la zona del mismo.

La aparición de pilares, estribos, barreras de protección, cunetas especiales, sardineles, etc., supone un aumento de los riesgos para los usuarios con

respecto a las secciones normales de las carreteras que acceden al intercambio. Esto hace que sea necesario respetar los estándares de dichas carreteras en la zona del intercambio y, si es posible, mejorarlos.

En un intercambio, una carretera de cuatro carriles debe ser de calzadas separadas y muchas veces es preciso desdoblarse una carretera bidireccional de dos carriles para evitar giros indebidos a la izquierda. Esto aumenta la capacidad en la zona del intercambio, afectada por los empalmes de entrada principalmente, que en el caso de estas carreteras no llevan carril de aceleración. También puede servir para ubicar pilares intermedios de la estructura.

En el estudio de intercambios se debe efectuar un balance de carriles que contemple los siguientes puntos como mínimo.

La distancia entre puntos de salida sucesivos debe ser al menos la longitud del carril que interviene en el cambio de velocidad y se debe incrementar hasta donde sea necesario para facilitar maniobras.

Distancia mínima entre puntos consecutivos de entrada y salida: 180 m.

El ángulo entre los ejes de una vía de enlace y una principal no deberá exceder los 5°.

Longitud mínima de las narices de entrada y salida: 45 m.

Si después de una punta de salida el ancho de la vía principal se reduce en un carril, la reducción deberá hacerse mediante un alineamiento diagonal cuya longitud sea superior a los 90 m. medidos a partir de la nariz de salida.

2.5.6 Carriles de cambio de velocidad

Aspectos generales: Cuando un conductor va a hacer un giro en una intersección debe modificar su velocidad, si se propone pasar de una vía a un ramal de giro, deberá disminuirla para adecuarla a las inferiores condiciones geométricas de este último, y si pretende acceder a una de las vías, proveniente de un ramal de giro, puede ser preferible aumentarla para hacerla compatible con las condiciones de flujo de aquella.^[9]

Para que estas operaciones, inherentes a toda intersección, se desarrollen con un mínimo de perturbaciones, se diseñan carriles de cambio de velocidad, según su función estas reciben el nombre de carril de aceleración o carril de desaceleración.

Para el estudio de estas, a pesar de tener características en común, tienen enfoques diferentes, puesto que la conducta del usuario que es previsible para el caso de un carril de desaceleración, lo es menos para una de aceleración al requerir esta última una maniobra más compleja y condicionada por las eventualidades del tránsito de la vía.

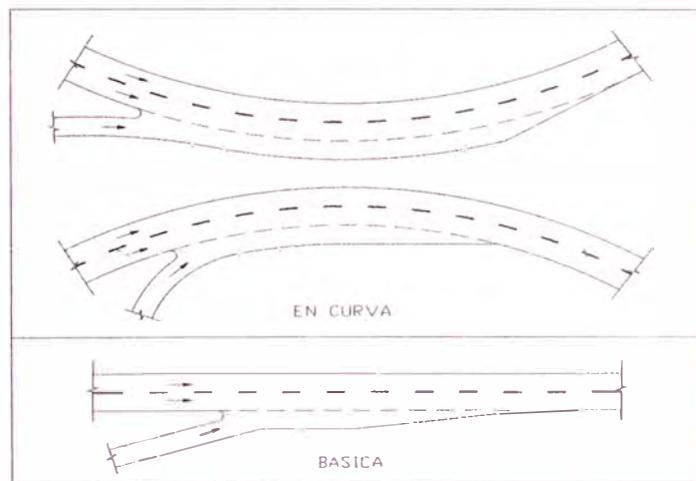
En la ciudad las pistas de cambio de velocidad son aplicables a vías expresas y ocasionalmente a vías arteriales, cuando ella tenga una velocidad de diseño superior a 60 km/h., o volúmenes de diseño altos próximos a la capacidad.

Desde el punto de vista de sus formas, las pistas de cambio de velocidad podrían agruparse en dos tipos. [9]

a) En paralelo: cuando dicha pista discurre junto a la calzada de la vía, como si fuese una pista más de ella, hasta el momento de su separación o confluencia con la misma.

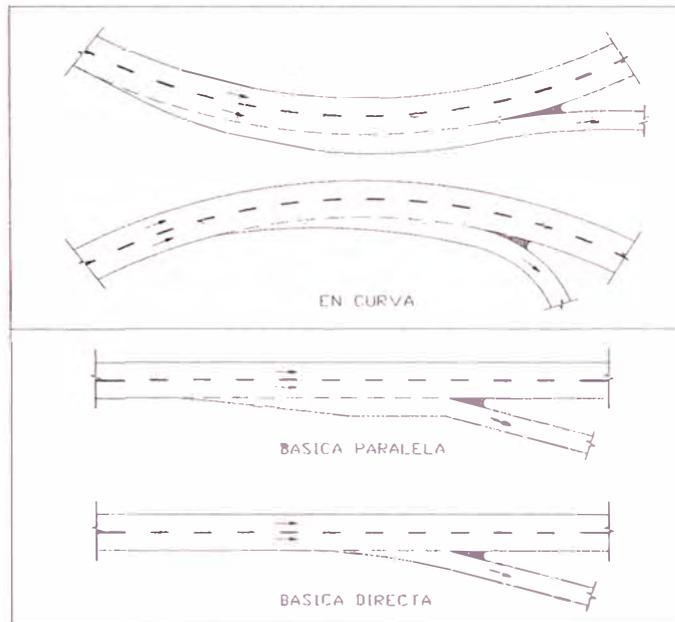
b) Directa: cuando la pista incide o se desprende desde el borde de la vía de manera tal que dicho borde forma un ángulo con el borde izquierdo del ramal, definido este borde en el sentido de avance de los vehículos.

Figura 2.37 Carriles de aceleración



Fuente: *Recomendaciones para el Diseño del Espacio Vial Urbano*, Santiago de Chile, 1998

Figura 2.38 Carriles de desaceleración



Fuente: *Recomendaciones para el Diseño del Espacio Vial Urbano*, Santiago de Chile, 1998

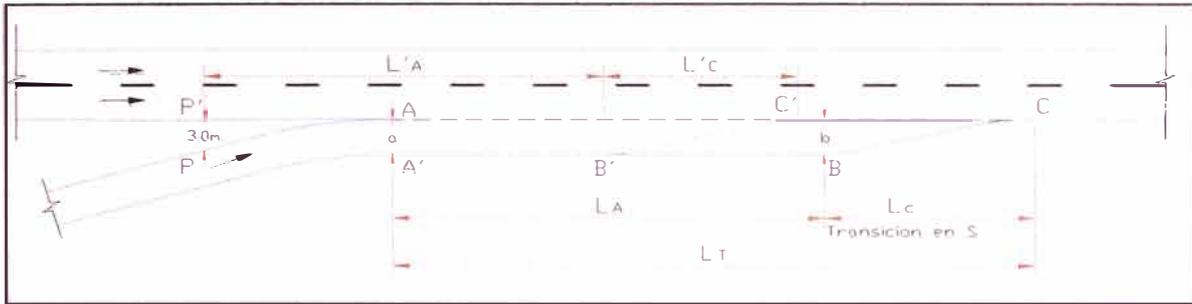
Carril de aceleración:

Estas pistas se preferirán del tipo paralelo, pues se desea para este caso que el usuario tenga una óptima retrovisión y la posibilidad de maniobrar para ingresar a la vía en el momento en que se produzcan las condiciones adecuadas.

En la figura 2.39 se destacan los principales elementos de un carril de aceleración, en trazo lleno se muestra para el caso de carril de aceleración sin curva de transición y con línea de puntos para el caso con curva de transición. Los puntos B y C fin de la zona de aceleración se trasladan en este ultimo caso hasta B' y C' cumpliéndose que $BB'=CC'=PA$.

Además L_t se mide desde el punto de tangencia del borde izquierdo del ramal con el borde la pista exterior de la calzada principal (punto A) en caso de no existir curva de transición . Si existe curva de transición L_t se medirá desde el comienzo de la curva de transición, pero con una limitación practica que surge de los requerimientos de visibilidad: el punto desde el cual se inicia la pista de aceleración no puede quedar más atrás del punto P que es aquel en que la distancia entre los borde adyacentes de las calzadas del ramal y de la via PP' es de 3 m. Esta disposición permite un ahorro constructivo y se justifica porque el usuario, en esta posición, puede discernir las condiciones de circulación existentes, además esta circulando por una curva que ya permite velocidades mayores a las del diseño del ramal.

Figura 2.39 Carril de aceleración



Fuente: *Recomendaciones para el Diseño del Espacio Vial Urbano*, Santiago de Chile, 1998

En el cuadro 2.05 se presenta los valores de L_T en función de las velocidades de diseño de los ramales de la vía.

Cuadro 2.05 Longitudes del carril de aceleración entre ramal y vía (L_T)

V (Km/h)	Lc (m)	Velocidad del ramal (km/h)								
		0	30	40	50	60	70	80	90	
60	50	100	75	50						
70	50	150	120	100	80					
80	75	240	200	180	140	100				
90	75	300	275	250	220	170	140			
100	75	300	300	300	275	250	225	200		

Fuente: Manual de Diseño Geométrico de Carreteras MTC Perú 2001

Los valores de L_T y L_A son valido para inclinaciones longitudinales (i) comprendidas entre +3% y -3% debiendo corregirse si exceden dichos valores limites .

Cuadro 2.06 Factor de corrección para Longitudes de carril de aceleración

Factores de corrección de $L_{T(1)}$ en carril de							
60		70		80		100	
Caso pendiente de subida (%)							
3-4	5-6	3-4	5-6	3-4	5-6	3-4	5-6(2)
1.30	1.50	1.30	1.60	1.35	1.70	1.40	1.90
Caso pendiente de bajada Si $V_{veh} = 0$ (3) (%)							
3-4	5-6	3-4	5-6	3-4	5-6	3-4	5-6
0.50	0.50	0.75	0.65	0.90	0.80	1.00	1.00

(1) Factores se aplican a L_T pero afectan a L_A , $L_C = cte.$ (2) $L_T \max = 300$ m (3) Si $V_{veh} > 0$, no hay reducciones; Fuente: Manual de Diseño Geométrico de Carreteras MTC Perú 2001

Carril de deceleración:

Se preferirán para carriles de deceleración las pistas de tipo directo, porque la maniobra de curva - contracurva no es tan natural y porque interesa clarificar la situación de salida mediante un diseño que “avise” al conductor la función de la pista que se le ofrece, que es la de cambiar definitivamente su rumbo.

Este caso se refiere a la figura 2.40 y lo dicho anteriormente se refleja geoméricamente haciendo incidir el ramal sobre la carretera con un ángulo θ que haga claramente perceptible su función. (en caso de carriles de deceleración paralelos , $\theta = 0$).

Cuadro 2.07 ángulo θ de incidencia en carril de deceleración según V

V (km/h)	< 60	60	70	80	90	100
θ (grados)	11.0	9	7.5	5.5	5.0	4.5

Fuente: Manual de Diseño Geométrico de Carreteras MTC Perú 2001

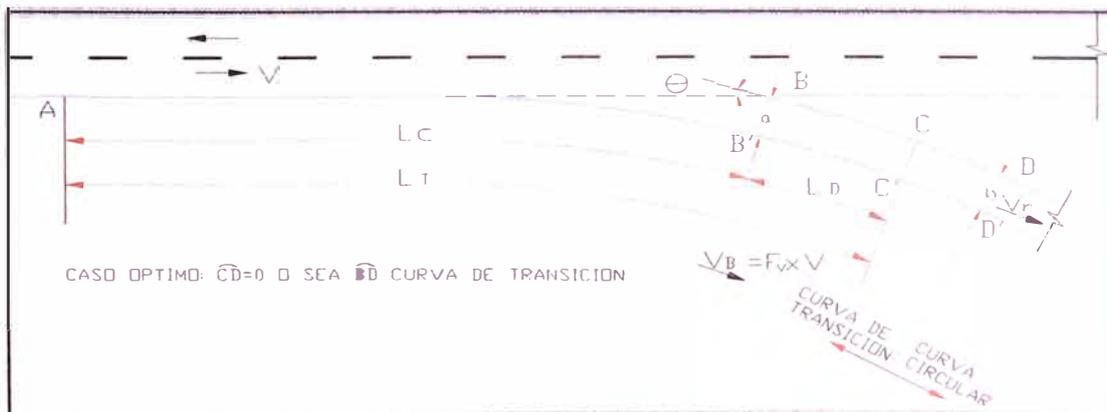
Lc es el largo de la cuña o zona de transición (AB = AB') en la figura 5.36 que depende de la velocidad de diseño y cuyos valores aparecen en el cuadro 5.08

Cuadro 2.08 Lc según la velocidad de diseño

V(km/h)	50	60	70	80	90	100
Lc(m)	50	55	60	70	80	85

Fuente: Manual de Diseño Geométrico de Carreteras MTC Perú 2001

Figura 2.40 Carril de deceleración tipo directo



Fuente: Recomendaciones para el Diseño del Espacio Vial Urbano, Santiago de Chile, 1998

Para fines del calculo de la longitud de deceleración Ld se supone que la final de la cuña (BB'), el vehículo que usa este dispositivo de cambio de velocidad ha disminuido la suya hasta una fracción de V (F_v), que aparece en función de la misma V en el cuadro 2.09

Cuadro 2.09 Fv según V

V (km/h)	50	60	70	80	90	100
Fv	0.70	0.68	0.66	0.64	0.63	0.62

Fuente: Manual de Diseño Geométrico de Carreteras MTC Perú 2001

LD se calcula a partir de la expresión:

$$L_D = \frac{(F_v V)^2 - V_r^2}{26(d + \frac{i}{10})} \quad (2.26)$$

donde: Fv es la fracción del cuadro 2.09 , V y Vr son la velocidades de diseño (km/h) de la via y del ramal, respectivamente, d es el valor de la deceleración media, que en este caso se hace igual a 2 m/s² e i es la inclinación de la pista en porcentaje (positivo de subida, negativo de bajada).

2.5.7 Vías de enlace

Entiéndase por vías de enlace a aquellos ramales que conectan entre si a calzadas que se cruzan sean estas a nivel o desnivel. Generalmente se denomina Ramal de Giro en soluciones a nivel y Ramal de Enlace para situaciones a desnivel. En el ítem 2.4, se definieron algunos de estos. A continuación analizaremos algunos elementos de su geometría.

a) Ancho de ramales: El ancho de la calzada en los ramales de giro esta regulado por el volumen y la composición del trafico del transito que por ella circula, así como el radio de la curva circular asociada al giro.

Todas estas variables han dado motivo a estudios que parten de ciertos datos conocidos como: trayectoria mínima de los vehículos tipo, sobreaño por efecto de velocidad. Esto ha permitido tipificar los caso y tabular anchos mínimos requeridos bajo cada combinación de factores. Para estos efectos se considera la clasificación de vehículos tipo siguiente: Livianos (L), Camiones y buses (C) y Vehículos articulados (VA).

Los tipos de operaciones que pueden considerarse en el ramal de giro dan origen a una primera clasificación de tres posibilidades:

Caso I : Una pista con trafico en un solo sentido, donde no se puede adelantar a otro vehículo que se detenga.

Caso II : Una pista con transito en un solo sentido, donde sea posible adelantar a un vehículo detenido.

Caso III: Dos pistas , ya sea para transito en uno o dos sentidos.

En el caso I se reserva para ramales de giro de poca importancia, bajo volumen de tránsito y corta longitud. Al menos uno de los bordes del pavimento debe tener una berma que permita ser transitada en una emergencia.

En el caso II el adelantamientos a bajas velocidades es posible, manteniéndose ambos vehículos dentro de la pista de circulación, esta posibilidad se adecua para tránsitos incluso próximos a la capacidad del ramal.

El caso III se reserva para casos donde el volumen de tránsito supera la capacidad de una sola pista, o para tránsito en doble sentido.

Otra clasificación relaciona la composición del tránsito que utiliza el ramal, los vehículos tipos que la usan y la proporción en que intervienen.

Caso A : Predominan el paso de vehículos ligeros (L,) considerando el paso eventual de camiones o buses (C).

Caso B : La presencia de vehículos tipo (C) esta dentro del rango siguiente no menor del 5% ni mayor del 25% del tránsito total.

Caso C : Los vehículos tipo (C) son mayores al 25% del tránsito total o existe presencia de buses articulados por el ramal en mención.

Cuadro 2.10 Ancho del pavimento en ramales (m)(En el caso de intersecciones)

R RADIO DEL BORDE INTERIOR DEL PAVIMENTO (BORDE DERECHO EN EL SENTIDO DE AVANCE) (m)	ANCHO DEL PAVIMENTO EN RAMALES (m)								
	CASO I			CASO II			CASO II		
	UNA PISTA DE UN SOLO SENTIDO DE CIRCULACION SIN PERMITIR EL ADELANTAMIENTO			UNA PISTA DE UN SOLO SENTIDO CON PREVISION PARA ADELANTAR A UN VEHICULO MOMENTANEAMENTE PARADO			DOS PISTAS DE UN SOLO SENTIDO O DE DOBLE SENTIDO DE CIRCULACION		
	CONDICIONES DEL TRAFICO								
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
15	5.5	5.5	7.0	7.0	7.6	8.8	9.4	10.6	12.8
22.5	4.8	5.1	5.8	6.4	7.0	8.2	8.8	10.0	11.2
30	4.5	4.9	5.4	6.1	6.7	7.6	8.5	9.4	10.6
45	4.2	4.8	5.1	5.8	6.4	7.3	8.2	9.1	10.0
60	4.0	4.8	4.9	5.8	6.4	7.0	8.2	8.8	9.4
90	3.9	4.6	4.8	5.5	6.1	6.7	7.9	8.5	9.1
120	3.9	4.5	4.8	5.5	6.1	6.7	7.9	8.5	8.8
150	3.7	4.5	4.6	5.5	6.1	6.7	7.9	8.5	8.8
RECTA	3.7	4.0	4.0	5.2	5.8	6.4	7.4	8.0	8.0
SOLERAS Y BERMAS QUE MODIFICAN LOS ANCHOS ANTERIORES									
SOLERA EN UN LADO	AÑADIR 0.30m			SIN MODIFICACION			AÑADIR 0.30m		
IDEM A LOS 2 LADOS	AÑADIR 0.50m			AÑADIR 0.30m			AÑADIR 0.50m		
BERMA ESTABILIZADA A UNO O AMBOS LADOS	SIN MODIFICACION			DEDUCIR ANCHO DE LA SOLERA: ANCHO MINIMO PAVIMENTO COMO EL CASO I			DEDUCIR 0.60m DONDE LA BERMA SEA DE 1.2m COMO MINIMO		

Fuente: Manual de Diseño Geométrico de Carreteras MTC Perú 2001

A continuación mostramos un cuadro con lo indicado para vías de enlace por el Manual de Diseño Geométrico de Carreteras DG 2001 MTC

Cuadro 2.11 Criterios para vías de enlace (en el caso de intercambios)

Descripción	Criterio
Velocidad de Diseño	Adecuarla a la demanda de tránsito para lograr una capacidad suficiente y por homogeneidad se procurara que no sea inferior en ½ a la velocidad correspondiente de la vía que procede
Ancho	Mínimo 4,0 metros de calzada. Si el volumen de tránsito amerita el suministro de una vía de enlace con dos carriles, el ancho de la calzada se debe incrementar a 7,30 metros.
Sobreancho	No serán de aplicación los correspondientes a las vías principales y únicamente para radios menores de 30 metros el ancho de calzada será de 4,50 metros.
Pendiente	Aconsejable < 5%, 8% cuando el tránsito es liviano. Máxima 5% cuando hay porcentaje alto de vehículos pesados

Fuente: Manual de Diseño Geométrico de Carreteras MTC Perú 2001

La siguiente tabla, muestra las velocidades de diseño de ramales de enlace según el sentido del ramal de enlace; el caso de un ramal de salida, desde una carretera de velocidad mayor hacia otra de velocidad inferior, no es igual al caso inverso.

Cuadro 2.12 Velocidad de diseño en ramales de enlace

V (km/h) Vía de destino	Autopistas			Directos					Semidirectos					Lazos	
V (km/h) Vía de origen	80	100	120	40	60	80	100	120	40	60	80	100	120	40-80	100-120
40					30	30	35	40		30	30	35	40	25	30
60				30	35	40	45	50	30	35	40	40	45	30	35
80	60	65	70	45	45	50	55	60	40	45	50	50	50	35	35
100	70	70	80	70	70	70	70	70	60	60	60	60	60	40	40
120	80	90	100	80	80	80	80	80	70	70	70	70	70	50	50

Nota 1: Estos valores son los mínimos deseables. En el caso desde 40 Km/h, a cualquier VD de la carretera de destino, para cualquier tipo de ramal, se podrá reducir VDR en 5 Km/h., siendo el mínimo 25 Km/h.

Nota 2: Para Velocidades de Diseño de una o ambas vías, que sean intermedias entre los valores dados, se deberá interpolar.

Nota 3: Si el ramal es de doble sentido, se aplica el valor que corresponda al sentido más exigente.

Fuente: Manual de Diseño Geométrico de Carreteras MTC Perú 2001

2.5.8 Espaciamiento entre Intersecciones a desnivel

Los criterios para la separación entre intercambios en vías urbanas tiene que ver no solo con la adecuada planificación del transporte si no por la topografía y los usos del suelo de la ciudad. Según lo establecido en el DGC 2001 diremos que 1.2 km es la longitud deseable para intercambios a desnivel.

2.6 PERFIL LONGITUDINAL

El perfil longitudinal estará constituido por tramos que presenten pendientes constantes de distinta magnitud y sentido empalmándose entre si mediante parábolas de segundo grado, que permiten una transición paulatina entre los tramos rectos, que al cortarse lo hacen en un ángulo que representaría un quiebre inadmisibles de la rasante.

Pendientes: La inclinación y longitud de los tramos en pendiente, condicionan el buen funcionamiento de una vía urbana, ya que afectan a la velocidad real, principalmente para los vehículos pesados. Se puede afirmar que, por cada 1% de incremento la pendiente, la velocidad promedio posible de los vehículos se reduce en aproximadamente el 10%.

Con el objetivo de mantener un nivel de servicio satisfactorio en cada tipo o clase de vía urbana, se recomienda que para su diseño, se estudie cuál es la pendiente más económica, teniendo en cuenta los costos de construcción de las vías y los costos operacionales de los vehículos, para lo que se puede llegar a los valores máximos siguiente:

Cuadro 2.13 Pendientes máximas para vías urbanas

Tipo de Terreno	Máxima pend. long. (%) para la velocidad de diseño en km/h					
	50	60	70	80	90	100
Plano	8	7	6	6	5	5
Ondulado	9	8	7	7	6	6
Montañoso	11	10	9	9	8	8

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets ASSHTO 2001

Curvas verticales: Las curvas verticales son los elementos geométricos del perfil longitudinal que permiten la concordancia entre rampas, debiendo proporcionar mayor confort y mejor visibilidad.

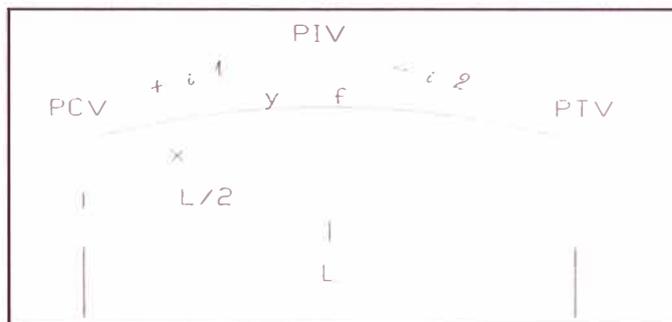
Estas rampas pueden tener sus pendientes con valores algebraicos positivos o negativos y según ellos, las curvas verticales de concordancia pueden tener la forma cóncava o convexa.

Esta concordancia vertical puede ser realizada más fácilmente mediante una parábola de segundo grado.

Para calcular los valores necesarios para el replanteo de una curva vertical por este método, se sugiere adoptar la siguiente secuencia de cálculo, luego de

definir R = radio mínimo, en función de la velocidad directriz y de la clasificación funcional de la vía.

Figura 2.41 Elementos de una curva vertical



Fuente: Adaptación *Manual de Diseño Geométrico de Carreteras*, DG MTC, Lima Perú, 2001.

$$\theta = i_1 - i_2 \quad (2.28)$$

$$2L = R\theta \quad (2.29)$$

$$f = \frac{\theta L}{8} \quad (2.30)$$

$$x = 4f \frac{y^2}{L^2} \quad (2.31)$$

Cabe hacer notar que en los intercambios por lo general, es preciso resolver diferencias de cota importantes, muchas veces en desarrollos relativamente cortos, cosa que no ocurre frecuentemente en las Intersecciones.

Los valores de longitud mínima de curva vertical (L_{\min}) son valores empíricos aplicables a las curvas verticales, y los de las inclinaciones máximas son mínimos que atienden las exigencias de los ramales de más breve desarrollo.

Es conveniente evitar los mínimos absolutos (2V/3 Km/h) y recurrir a los mínimos recomendados (V+10 Km/h) siempre que se pueda, especialmente en los ramales directos o semidirectos, cuyo desarrollo suele permitirlo.

Siempre se cumplirá que $L >$ Longitud mínima de curva con visibilidad de parada

2.7 SECCION TRANSVERSAL

El diseño de la sección transversal es el resultado del proceso retroalimentarlo que empezó con la definición del eje de replanteo en planta y su perfil longitudinal, esta directamente relacionado por condiciones de demanda y oferta vial, la primera definida por el volumen que se espera para la vía y la segunda por la capacidad que se propone para la vía.

Algunas de las características de la sección transversal son:

Ancho de carriles: El ancho ideal de un carril es 3.60 m. Sin embargo, no siempre se puede diseñar una vía según las condiciones ideales. El proyectista podrá justificar el empleo de valores excepcionales atendiendo aspectos sociales, económicos, físicos, geográficos e inclusive institucionales.

Siendo así y dependiendo del tipo de vía, el ancho de los carriles puede asumir los siguientes valores mínimos y recomendables:

Cuadro 2.14 Ancho de carriles

Tipo de vía	Ancho (m)	
	mínimo	recomendable
Expresa	3.50	3.60
Arterial	3.30	3.50
Colectora	3.00	3.50
Local	2.70	3.00

FUENTE: Invenmet & Tecnosan/Ebtu-Gate. *Normas para Diseño de Vías Urbanas*, M.M.L, Lima Perú, 1987

Numero de carriles: Esta característica está directamente relacionada con el aspecto de clasificación funcional de la vía; también con la capacidad operacional necesaria para atender a la demanda vehicular; y, con el sentido de la circulación.

La determinación del número de carriles y consecuentemente del ancho de la calzada, en un principio, se define en los estudios de planificación de la red vial y de transporte urbano. Es muy común enfrentar situaciones especiales a nivel físico, institucional u operacional, en que la sección transversal o derecho de vía no permite que se tenga el ancho de las calzadas compatible con la capacidad, obligando a estudiar alternativas o soluciones de reducción de número de carriles o de ancho de calzadas.

A nivel operacional, la fijación del número de carriles, viene dada por la disposición de las marcas viales en el pavimento.

Peralte (Pendiente Transversal): a continuación definimos dos conceptos:

a) *Bombeo:* es la inclinación transversal mínima que debe presentar una calzada para facilitar su drenaje superficial, puede ser constante en todo el ancho de la calzada (bombeo a una agua) o presentar una discontinuidad en el eje de simetría de la misma, vertiendo una mitad hacia uno de sus bordes y la otra mitad hacia el borde opuesto (bombeo a dos aguas).

Figura 2.42 bombeo a dos aguas



Figura 2.43 bombeo a una agua



Fuente: Adaptación *Recomendaciones para el Diseño del Espacio Vial Urbano*, Chile, 1998

Cuadro 2.15 Bombeos de calzada

Tipo de Superficie	Bombeo(%)	
	Precipitación < 500 mm/año	Precipitación > 500 mm/año
Pavimento superior	2.0	2.5
Tratamiento superficial	2.5 (1)	2.5-3.0 (2)

(1) En climas definitivamente desérticos se pueden rebajar los bombeos hasta 2%

(2) El proyectista deberá elegir dentro de este rango atendiendo a criterios como rugosidad de la superficie, la pluviometría, y las consideraciones relativas al contraperalte.

Fuente: Manual de Diseño Geométrico de Carreteras MTC Perú 2001

b) *Peralte*: es la inclinación transversal constante de una calzada en todo su ancho, que orientada adecuadamente en el interior de una curva permite una marcha más cómoda de los vehículos pues compensa parte de la aceleración centrífuga quedando un saldo compensado por cuenta de la fricción entre neumáticos y el pavimento.

Cuadro 2.16 Peraltes máximos

Tipo de vía	Peralte máximo (%)	
	Deseable	Tolerable
Expresas	8	8
Arteriales	6	8
Colectoras	4	6
Locales	4	4

Fuente: Recomendaciones para el diseño vial urbano Chile 1998

Transición de peralte

a) Descripción del problema: El cambio de sentido de curvatura o su variación de magnitud puede suponer un cambio en el valor de la inclinación transversal de la calzada. Esto que en carreteras es frecuente y sistemático no lo es tanto en vialidad urbana, principalmente porque los trazados curvos son menos frecuentes.

El cambio de inclinación transversal a lo largo de un tramo, llamado desarrollo o transición de peralte, supone un giro de parte o de la totalidad de la calzada en torno a un eje llamado “eje de giro de peralte” asociado al eje de replanteo o eje de planta, aunque excepcionalmente puede coincidir con el borde de la calzada. Una manera de esquematizar lo dicho es mediante un diagrama de peraltes, para realizarlo hay que tener en cuenta que los bordes, al subir y bajar con respecto al eje de giro, lo hacen con una pendiente relativa a dicho eje, que en el diagrama de peraltes aparece como el ángulo que forman la líneas de borde con la horizontal, esta pendiente (j) y llamada pendiente relativa de borde, no puede ser muy grande, para evitar que se produzca un efecto dinámico desagradable (momento de vuelco) y/o un efecto antiestético, como resultado de acentuadas subidas y bajadas de los bordes de la calle. Los valores máximos recomendables para la pendiente de borde se muestran en el cuadro 2.17. [9]

Cuadro 2.17 Pendientes relativas de borde j (%)

n*	Tipo de maximo	(j) según el numero de pistas* para V (km/h)							
		30	40	50	60	70	80	90	100
1	Normal	0.80	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Absoluto	1.80	1.50	1.20	1.00	0.80	0.70	0.60	0.50
1.5	Normal	1.20	1.05	0.95	0.90	0.80	0.75	0.65	0.60
	Absoluto	2.10	1.70	1.30	1.20	1.10	1.00	0.90	0.80
>2	Normal	1.60	1.40	1.30	1.20	1.10	1.00	0.90	0.80
	Absoluto	2.50	2.00	1.30	1.20	1.10	1.00	0.90	0.80

(*) El número de pistas n se mide a partir del eje de giro del peralte

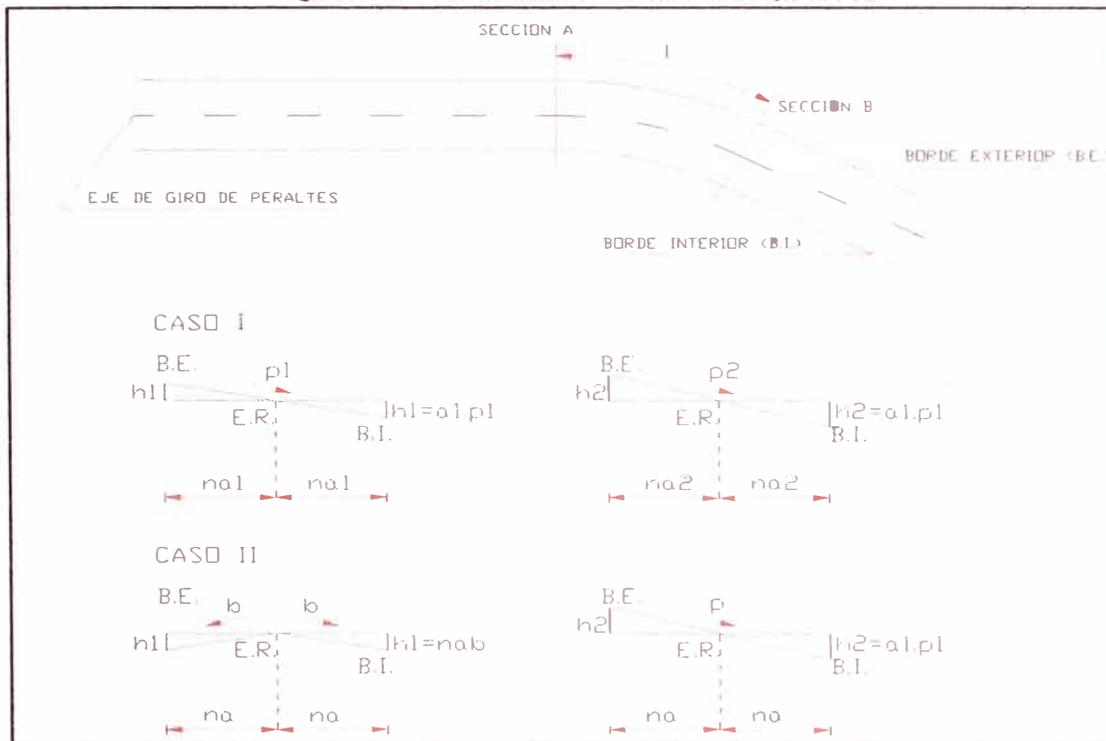
Fuente: Recomendaciones para el diseño vial urbano Chile 1998

b) Longitudes para la transición de peraltes: En la figura 2.44 se bosqueja un tramo de calzada en el cual se ejecuta la transición de peraltes. Esta calzada tiene dos pistas y su eje de replanteo coincide con el eje de giro de peraltes.

La transición del ejemplo consiste en el paso desde un peralte p1 a otro p2 a lo largo de una longitud l .

En los puntos A y B se tienen anchos de pista a1 y a2, respectivamente. Esto determina, en conjunción con dichos peraltes variaciones de los borde de calzada h1 y h2 con respecto al eje de replanteo.

Figura 2.44 Elementos de transición de peraltes



Fuente: Recomendaciones para el diseño vial urbano Chile 1998

$$\text{Caso I : } l = \frac{na(p_2 - p_1)}{j} \quad (2.32) \text{ se hace la simplificación } a_1=a_2=a$$

$$\text{Caso II : } l = \frac{na(p + b)}{j} \quad (2.33)$$

Donde:

- l: longitud de transición de peralte
- n: numero de pistas entre el eje de giro y el borde mas alejado de la calzada
- p: peralte
- b: bombeo
- j: peralte relativo de borde
- a: ancho de pista

Arista común entre vía de paso y ramal de giro

Estas aristas no se refieren a las que se forman en el centro de la calzada como producto del bombeo, si no a la diferencia algebraica entre pendientes transversales distintas de dos pavimentos adyacentes. Donde ambos pavimentos vierten hacia afuera de la arista, la diferencia algebraica es la suma de sus pendientes transversales; donde ellos vierten en la misma dirección es la

diferencia de dichas inclinaciones. Una diferencia algebraica deseable de este tipo es del 4%, pero puede ser mayor si la velocidad de diseño es baja y no hay un gran tráfico pesado. Los valores máximos aparecen en el cuadro 5.12 a continuación:

Cuadro 2.18 Diferencia algebraica máxima en aristas de terminales

Velocidad de diseño del ramal (km/h)	Dif. Algebraica max. de la arista entre calzada y ramal
25 – 35	5 – 8
40 – 50	5 – 6
55 – 70	4 – 5

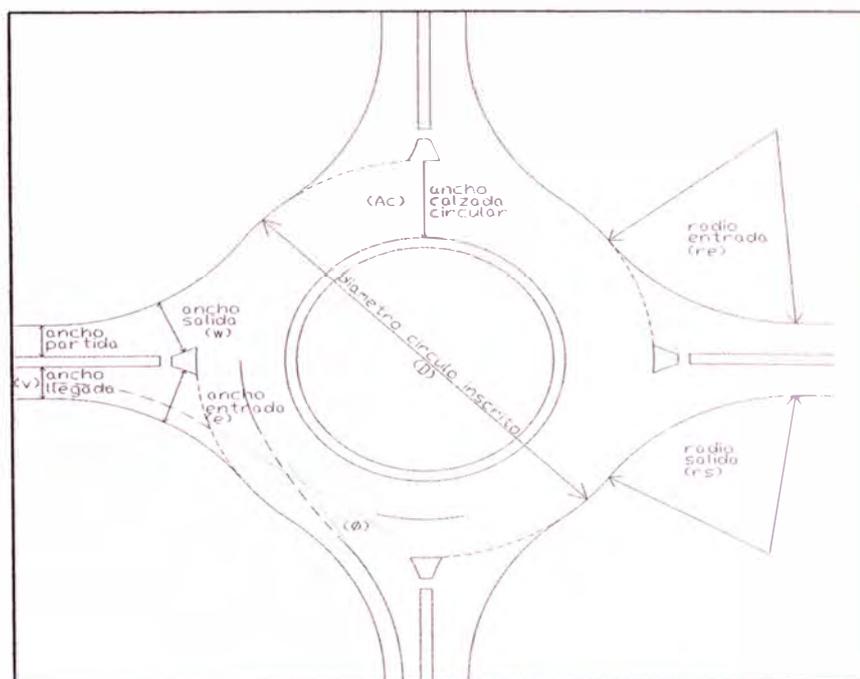
Fuente: Manual de Diseño Geométrico de Carreteras MTC Perú 2001

2.8 DISEÑO GEOMÉTRICO DE ROTONDAS

Definimos como rotonda un tipo especial de intersección donde se establece una circulación giratoria alrededor de una isla central, por formar parte esencial de nuestro proyecto definiremos sus elementos geométricos de diseño de manera particular.

Elementos geométricos de diseño: en la figura podemos observar los principales elementos de diseño.

Figura 2.45 Elementos geométricos de una rotonda



Fuente: Recomendaciones sobre glorietas España 1999

Proceso de diseño: el proceso de diseño de rotondas mas que el de cualquier otra intersección requiere una cantidad apreciable de iteraciones geométricas en planta, así es que menores ajustes en la geometría pueden resultar en cambios significativos en la seguridad y calidad de operación de la rotonda.

Principios generales de diseño: Destacaremos algunos principios básicos como son la clasificación de la rotonda y su velocidad de diseño además tendremos especial cuidado para las indicaciones para las rotondas de múltiples carriles pues algunas técnicas de diseño usadas en rotondas de un solo carril no son directamente aplicables en rotondas de doble carril ni menos aun en rotondas de carril múltiple.

Cuadro 2.19 Principios generales de diseño de rotondas

Diseño	Mini rotondas	Urbanas compactas	Urbanas carril simple	Urbanas carril doble	Urbanas Multicarril
Velocidad de entrada recom.	25 km/h	25 km/h	35 km/h	40 km/h	40 km/h
Numero de carriles de aprox.	1	1	1	2	Mas de 3
Diámetro del circulo inscrito	13-25m	25-30m	30-40m	45-55m	55-150m
Isla deflectora	Si es posible relieve en	En relieve con crucero peatonal	En relieve con crucero peatonal	En relieve con crucero peatonal	En relieve y amplias, con crucero peatonal
Volumen de servicio es sus 4 ramales (veh/dia)	10,000	15,000	20,000	25,000	Mas de 30,000

Fuente: Adaptacion Roundabouts: An informational guide, U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration 2000

El manual de Diseño Geométrico de carreteras da algunas recomendaciones sobre la velocidad de diseño de rotondas, pero debemos remarcar que el referido manual trata a las rotondas con la antigua prioridad de la derecha y nosotros en el presente estudio recomendamos la prioridad del anillo.

Cuadro 2.20 Velocidad de diseño para trazado de rotondas

Velocidad de diseño De accesos (km/h)	Velocidad media de operación de accesos (km/h)	Velocidad de diseño	
		minima	deseable
50	43	30	45
65	45	45	55
80 o mas	65 a 80	50	65

Fuente: Manual de Diseño Geométrico de Carreteras MTC Perú 2001

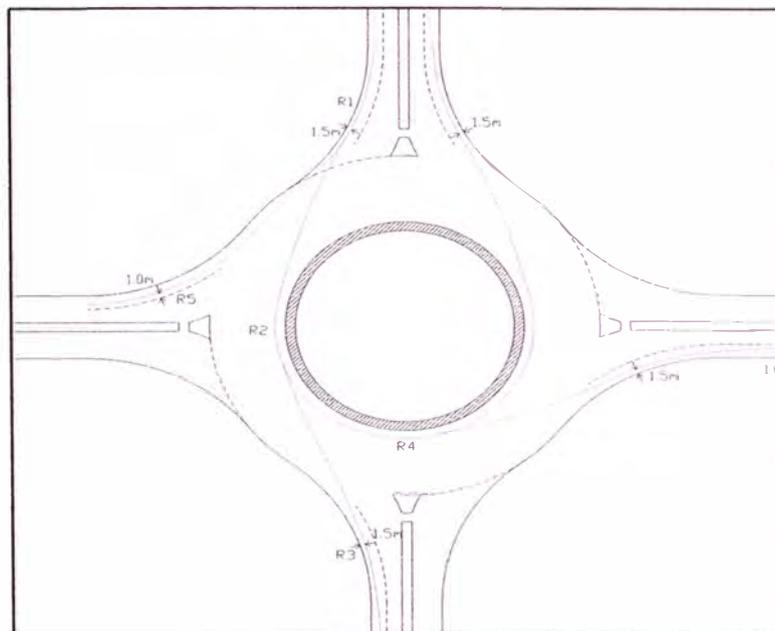
Velocidades a través de la rotonda: debemos recordar que los vehículos que se aproximan hacia una rotonda pierden su derecho de prioridad y tienen que adecuarse a las condiciones de diseño de esta, entre otras cosas nos referimos a la velocidad de diseño de la rotonda.

a) Sendas o trayectoria de vehículos: Para determinar la velocidad en una rotonda, se tienen que dibujar la sendas mas rápidas, esto se logra para un vehículo liviano (VL) haciéndolo recorrer una trayectoria alisada alrededor de la rotonda y en ausencia de otros vehículos, además tampoco se tiene en cuenta las marcas de los carriles.

El vehículo de diseño tiene un ancho de diseño asumido de 2m, este debe mantener un claro mínimo de 0.5m entre las curvas de entrada y salida así como de la isla central. [4]

Estas líneas o sendas de trayectoria deben cumplir las distancias que se especifican en el siguiente grafico.

Figura 2.46 Trayectoria de vehiculos sobre rotondas



Fuente: Roundabouts: An informational guide, U.S. Department of Transportation FHWA 2000

Usualmente la senda más rápida es el movimiento continuo pero en algunos casos lo es el giro a la izquierda.

Las sendas pueden dibujarse a mano alzada de preferencia usando plantillas o utilizando programas CAD. La técnica de mano alzada puede proveer una

representación mas natural de la vía a conducir en la rotonda con suaves transiciones entre curvas y tangentes. Teniendo un croquis de las sendas mas rápidas, el diseñador puede medir el radio usando plantillas apropiadas o marcando las sendas y usando el CAD para determinar el radio.

La velocidad de diseño esta determinado por el radio mas pequeño junto a la sendas mas rápida tolerable. El radio mas pequeño usualmente ocurre sobre la calzada de circulación mientras los vehículos toman la curva izquierda alrededor de la isla central. Sin embargo es importante cuando diseñamos la geometría de la rotonda que el radio de la senda de entrada no sea significativamente mas grande que el radio de la senda de circulación.

Las sendas más rápidas deben dibujarse para todas las entradas de la rotonda, porque la construcción de la senda mas rápida es un proceso subjetivo que requiere en cierta medida un criterio personal, puede ser aconsejable tener una segunda opinión.

b) Relación curva velocidad: La relación entre la velocidad de viaje y la curvatura horizontal esta documentada en la AASHTO en el documento A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, comúnmente denominado el libro verde, la ecuación puede usarse para calcular las velocidad de diseño de las sendas de los radios de viaje. [4]

$$V = \sqrt{127R(p + f)} \quad (2.34)$$

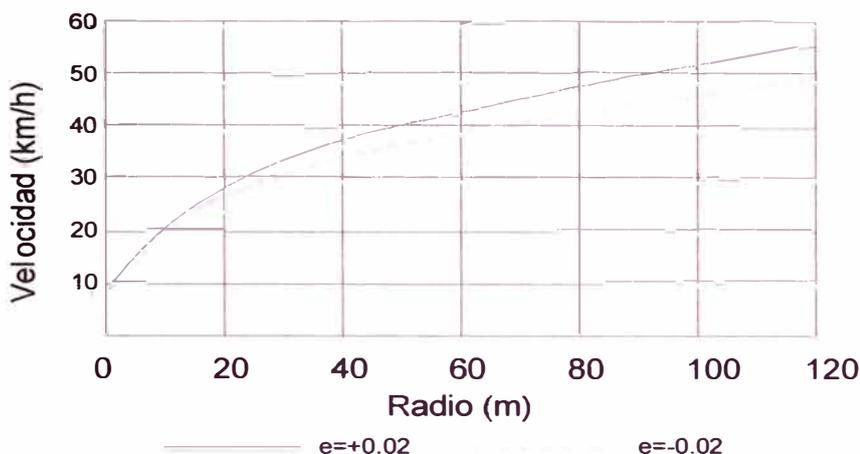
Donde V: Velocidad de diseño (km/h); R: radio de la senda e: peralte;
f: coeficiente de fricción transversal

El peralte usualmente asume valores de +0.02 para las curvas de entrada y salida y -0.02 para curvas alrededor de la isla central.

Los valores de los coeficientes de fricción transversal pueden determinarse de acuerdo con AASHTO. Se sabe que el coeficiente de fricción entre el pavimento y el vehículo varía con la velocidad del vehículo.

Usando los valores apropiados de la fricción trasversal obtenemos las siguientes curvas para $p=+0.02$ y $p=-0.02$.

Figura 2.47 Relación entre velocidad y curvatura horizontal



Fuente: Roundabouts: An informational guide, U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration 2000

Las curvas mostradas pueden aproximarse con las ecuaciones siguientes

$$V = 8.7602R^{0.3861} \quad (2.35) \text{ para } p=0.02$$

$$V = 8.6164R^{0.3673} \quad (2.36) \text{ para } p=-0.02$$

c) Consistencia de la velocidad: En suma para lograr una apropiada velocidad de diseño para los movimientos o sendas rápidas es importante lograr una consistencia en las velocidades de todos los movimientos.

Junto con reducciones de velocidad, la consistencia en la velocidad puede ayudar a minimizar la tasa de accidentes severos entre corrientes de tráfico, minimizando brechas críticas, de este modo se optimiza la capacidad de entrada, estos principios tienen dos implicancias. [4]

1.- La velocidad relativa entre elementos geométricos consecutivos deben ser minimizada

2.- La velocidad relativa entre conflictos de corriente de tráfico deben ser minimizada.

Como muestra la figura los cinco radios críticos deben ser chequeados para cada entrada.

R1: El radio de la senda de entrada: es el mínimo radio sobre la senda continua anterior a la línea de ceda el paso.

R2: El radio de la senda de circulación, es el mínimo radio continuo alrededor de la isla central.

R3: El radio de la senda de salida, es el mínimo radio continuo dentro de la salida.

R4: El radio de la senda de giro a la izquierda, es el mínimo radio de conflictos de giro a la izquierda.

R5: El radio de la senda de giro a la derecha, es el mínimo radio sobre la senda de giros a la derecha.

Es importante anotar que los radios de las sendas vehiculares no son los mismos que los radios que contienen la rotonda, los cuales son el borde exterior de la geometría básica

Sobre las sendas es deseable que R1 sea más pequeño que R2, el cual debiera ser menor que R3, esto asegura que las velocidades se reduzcan a los niveles más bajos posibles, esto reduce la probabilidad de choques por pérdida de control, esto también ayuda a reducir la velocidad diferencial entre el ingreso y el tráfico circulante, de este modo se reduce la tasa de choques de vehículos. No obstante en algunos casos esto no es posible con valores de R1 menores que R2 dado que el derecho de vía o topografía tienen limitaciones. En estos casos es aceptable que R1 sea más grande que R2, siempre que la diferencia relativa de velocidades sea menor a 20 km/h y de preferencia 10 km/h.

En rotondas de carril simple el lograr estas diferencias de velocidad es relativamente simple, al reducir el valor de R1, el radio que contiene la entrada puede reducirse o el alineamiento de las entradas puede ser desplazado más a la izquierda para lograr una velocidad más lenta de entrada (con potenciales velocidades más altas puede ponerse en riesgo a los peatones).

Sin embargo en rotondas de doble carril esto es generalmente más difícil, pues curvas de entrada demasiado pequeñas pueden causar que sendas de tráfico adyacentes sean sobrepuestas.

Las sendas de tráfico se sobrepondrán en rotondas de doble y múltiple carril, lo que puede reducir la capacidad e incrementar el riesgo de choques, por lo tanto se debe tener cuidado donde diseñamos rotondas de este tipo y lograr valores ideales de R1, R2 y R3. [4]

El radio de salida R3 no debe ser menor que R1 o R2, en razón de minimizar los choques por pérdida de control. Para rotondas de carril simple con actividad peatonal, los radios de salida deben ser pequeños (el mismo o ligeramente más grande que R2) en razón de minimizar las velocidades de salida.

En rotondas de más de un carril, se debe tener mas cuidado para minimizar la probabilidad de que existan sendas sobrepuestas. Sendas sobrepuestas pueden ocurrir en las salidas donde un vehículo sobre el lado izquierdo de la calzada circular (siguiendo la isla central) desee salir del carril utilizando la mano derecha

Donde no se esperen peatones este radio de salida puede ser lo suficiente mente mas grande para minimizar la probabilidad de sendas sobrepuestas.

Donde haya presencia de peatones, los radio de salida deben ser mas rigurosos para garantizar velocidades bajas para el cruce de peatones.

El radio de giro a la izquierda R4, debe ser evaluado en razón de asegurar la máxima velocidad diferencial entre el ingreso y el trafico circular ,el cual no debe ser mayor de 20 km/h. El movimiento de giro a la izquierda es el mas critico pues es que ocasiona velocidades de circulación mas bajas.

Generalmente R4 se puede determinar añadiendo 1.5 m al radio de la isla central.

Cuadro 2.21 Radios criticos para rotondas de un solo carril

Diámetro inscrito (m)	RADIOS CRITICOS			
	R1		R4	
	V(km/h)	R(m)	V(km/h)	R(m)
30	41	54	21	11
35	43	61	23	13
40	45	69	25	16
45	46	73	26	19

Fuente: Roundabouts: An informational guide,U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration 2000

Cuadro 2.22 Radios criticos para rotondas de doble carril

Diametro inscrito (m)	RADIOS CRITICOS			
	R1		R4	
	V(km/h)	R(m)	V(km/h)	R(m)
45	44	65	24	15
50	45	69	25	17
55	47	78	27	20
60	48	83	28	23
65	49	88	29	25
70	50	93	30	28

Fuente: Roundabouts: An informational guide,U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration 2000

Cuadro 2.23 Radios críticos para rotondas multicarril

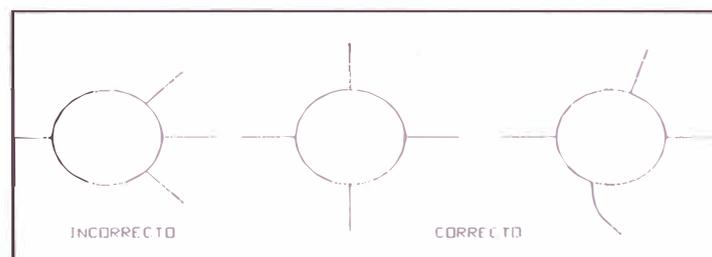
Diámetro inscrito (m)	RADIOS CRITICOS			
	R1		R4	
	V(km/h)	R(m)	V(km/h)	R(m)
70	48	83	28	25
80	50	93	30	30
90	52	101	32	36
100	54	111	34	41
110	56	122	36	49
120	58	134	38	56

Fuente: Adaptacion Roundabouts: An informational guide, U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration 2000

b) Vehículo de diseño: Un importante factor para determinar el diseño geométrico de una rotonda es el vehículo de diseño y la necesidad de acomodar el vehículo motorizado mas grande en la respectiva intersección. El diseño para rotondas es flexible y al utilizar para el calculo de los radios críticos el vehículo liviano (VL), no se limita la vía a la circulación de estos si no que vehículos como el C3 R4 lo harán a velocidades menores.

Accesos: La probabilidad de accidente en una entrada disminuye según aumenta el ángulo entre un tramo de acceso y el siguiente en el sentido de giro por lo que es deseable un espaciamiento uniforme de los tramos a lo largo de la calzada anular, lo que en algunos casos puede llevara remodelar el trazado de alguno de ellos (Fig. 2.48).

Figura 2.48 Angulo entre accesos de rotonda



Fuente: Recomendaciones sobre glorietas España 1999

En el caso de la intersección en estudio los ángulos de entre los acceso son cercanos a los 90 ° sexagesimales.

Entradas: El primer elemento geométrico con el que tiene contacto físico el vehículo es el ingreso o la entrada a la rotonda, de un buen diseño de esta depende en mucho el buen funcionamiento de la rotonda.

a) Número de carriles: se recomienda que sea cuando menos igual al de la vía que proviene. Si la presencia de la rotonda es muy aparente y se logra reducir correctamente la velocidad, disponer carriles adicionales en la entrada a la glorieta incluso si la intensidad de la circulación fuera baja proporciona una mayor flexibilidad ante futuros aumentos de intensidad, permite el adelantamiento de un vehículo averiado, y facilita la maniobra de vehículos largos. [8]

b) Ancho de carriles (e): La anchura mínima de los carriles de la entrada en la marca de "ceda el paso" debe ser de 2.5 m. Es mejor usar carriles anchos porque son más adecuados para vehículos pesados. Por ejemplo, en una entrada de 10 m de anchura, 3 carriles de 3.33 m son mejores que 4 de 2.50 m. [8]

c) Angulo de entrada (ϕ) El ángulo de entrada puede estar comprendido entre 20° y 60° , prefiriendo el ángulo de 30° .

Los ángulos demasiado pequeños interfieren el funcionamiento propio de la rotonda, pues obligan a los conductores a mirar hacia atrás si viene algún vehículo y favorecen la entrada a velocidad elevada, incluso sin respetar la prioridad del tráfico que circula por la calzada anular. [8]

d) Curvatura: La inflexión de la trayectoria de los vehículos a la entrada de una rotonda es uno de los factores más importantes para la seguridad de la circulación en ellas. Esta inflexión se logra por la presencia de la isleta central, y por la presencia de una isleta separadora en cada acceso. Un giro inicial de unos 15 g basta para advertir la presencia de la entrada; una limitación del radio de curvatura de la trayectoria en la entrada a un máximo de 100 m asegura una velocidad razonable de entrada. [8]

Un buen método para mejorar la inflexión, y también reducir el tamaño de la glorieta, consiste en desalinear los accesos hacia la izquierda del centro de la isleta central. No es conveniente, por el contrario, lograr la inflexión desviando bruscamente los ramales de acceso hacia la izquierda y luego hacia la derecha antes de la entrada.

Todo cambio de sentido de la curvatura en la trayectoria debe hacerse suavemente: se requiere particular cuidado en el caso de isletas centrales

pequeñas. Al ser un tanto subjetiva la fijación de la trayectoria más desfavorable, debe efectuarse más de un tanteo.

Las curvas de los accesos a una glorieta deben ser bastante suaves, aunque pueden usarse radios inferiores a los mínimos correspondientes a su velocidad de referencia, a condición de que siempre estén precedidos de la señal de aviso, y se dispongan amplios despejes de visibilidad.

El mínimo radio de curvatura del borde de la calzada en una entrada debe ser comprendido entre 6 m (10 m si hay vehículos pesados) y 100 m (por encima de este límite la inflexión de la trayectoria es insuficiente).

e) Isletas deflectoras: Están presentes en la mayoría de las rotondas excepto en las mas pequeñas, sirven de refugio a peatones y ciclistas, así como controla y norma el trafico dentro de la rotonda, además físicamente separan los flujos de entrada y salida, también en ellos se disponen el señalamiento vertical.

Figura 2.49 Distancias para isla deflector

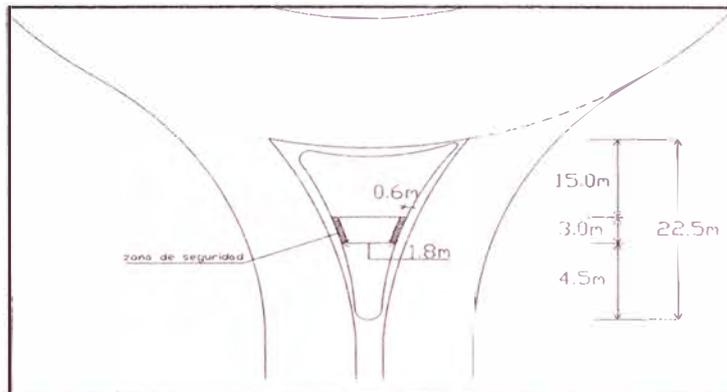
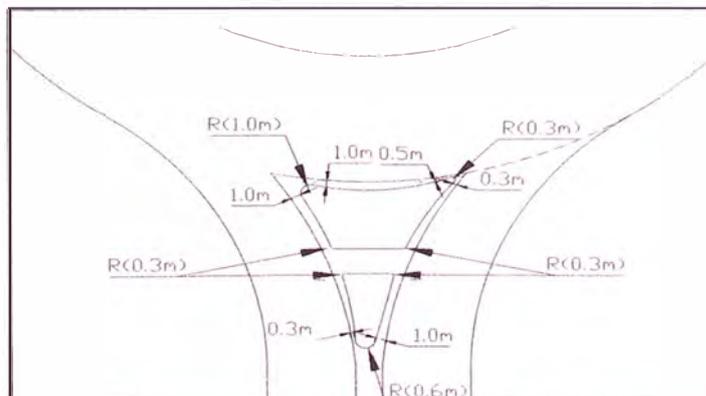


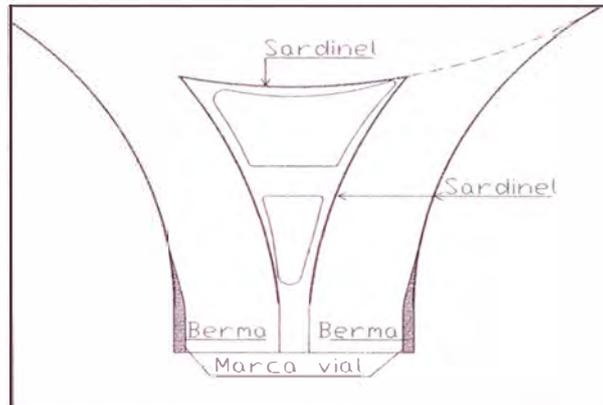
Figura 2.50 Radios para isla deflector



Fuente: Roundabouts: An informational guide, U.S. Department of Transportation FHWA 2000

f) bermas: Al estar las entradas generalmente provistas de sardineles, las bermas pavimentadas deben terminarse antes del abocinamiento. El procedimiento más sencillo consiste en instalar los sardineles por fuera de la berma y luego acercarlos progresivamente hacia la calzada con una transición corta y suave

Figura 2.51 Bermas en acceso a rotondas



Fuente: Roundabouts: An informational guide, U.S. Department of Transportation FHWA 2000

Calzada anular: La recomendación es que en lo posible sean circulares y si son ovaladas la excentricidad sea mayor a 0.75 debido a que excentricidades mayores generan zonas de mayor curvatura en las cuales los vehículos están propensos a incrementar la velocidad con el consiguiente riesgo en la seguridad.

a) anchos : Para rotondas de un solo carril e inclusive de dos carriles la relación entre el ancho de la calzada anular y el ancho de las entradas suele estar entre 1 y 1.2. Para rotondas de carril múltiple se puede seguir las recomendaciones del AASTHO 1994 Tabla III (A) 4, asumiendo que la frecuencia de vehículos pesados tipo Trailer sea menor que el 5% del tráfico total.

Cuadro 2.24 Ancho de carriles en calzada anular de rotonda

Diámetro inscrito D(m) de la calzada anular	Ancho carril(m) de la calzada anular
70	4.35
80	4.00
90	3.80
100	3.50
110	3.50

Fuente: Adaptación Roundabouts: An informational guide, U.S. Department of Transportation FHWA 2000

b) bermas: No deben disponerse arcenes exteriores de más de 1 m de anchura en la calzada anular, pues pueden dar lugar a un falso carril adicional o incitar al estacionamiento. La isleta central debe disponerse retranqueada entre 30 y 50 cm respecto del borde interior de la calzada anular.

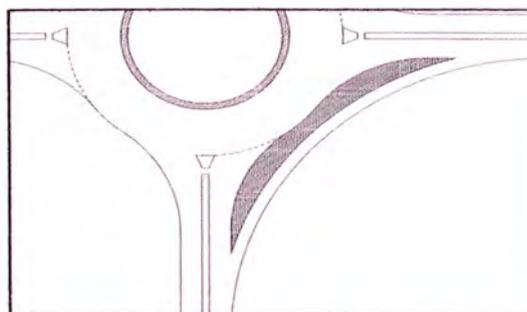
Salidas: La salida debe tener al menos el mismo número de carriles que tiene para ese sentido la carretera a la que desemboca. Donde sea posible, debe disponerse un carril adicional, que se cierre por la derecha con un bisel de 1:15 a 1:20 y, donde la salida esté en rampa, se prolongará para reducir la congestión causada por los vehículos lentos. Usualmente las curvas de salida son mayores que las de entrada.

Carriles segregados para giros a la derecha: Sirven para los vehículos que quieren salir de la glorieta en la salida siguiente a su entrada, sin tener que ceder el paso a los demás usuarios.

Su empleo debe considerarse si se encontrasen en esta situación más del 50% de la intensidad entrante o más de 300 veh/h en la hora punta. Estos carriles pueden alojar 1300 veh/h con facilidad y su capacidad es del orden de 1800 veh/livianos./h. No deben ser considerados como parte de la entrada al calcular las capacidades para otros movimientos.

No deben emplearse carriles segregados para giro a la derecha a no ser que la entrada disponga al menos de tres carriles. Tampoco deben emplearse donde haya accesos de vehículos a propiedades adyacentes a lo largo de ellos. Un diseño como el de la Fig. 2.52 puede resultar interesante por su poca ocupación para la mejora de intersecciones en T. Sin embargo, la señalización del carril segregado para giro a la derecha debe indicar claramente a los conductores que tienen que ceder el paso a los que abandonen la glorieta. [8]

Figura 2.52 Carriles segregado para giro la derecha en rotondas



Fuente: Adaptación *Recomendaciones sobre glorietas España* 1999

Pendiente longitudinal: Las glorietas deben situarse preferentemente en rasantes horizontales o curvas cóncavas (en todo caso, menos de 3% de inclinación), mejor que en curvas convexas o en sus inmediaciones, porque resulta difícil a los conductores apreciar la disposición de la glorieta al subir una rampa, o reducir su velocidad en una pendiente fuerte.

Las pendientes longitudinal y transversal deben combinarse en una máxima pendiente para facilitar el drenaje superficial de la calzada. Para evitar charcos, los bordes deben tener una pendiente longitudinal mínima del 0,65% (mínimo absoluto: 0,5%). La pendiente longitudinal, por sí sola, no asegura un drenaje satisfactorio: por lo que la instalación de sumideros es muy importante. [8]

Pendiente transversal: En la calzada anular de una glorieta no se requiere peralte a efectos dinámicos, pero sí una cierta pendiente transversal (mínimo 2%) para drenar el agua superficial; en las entradas y salidas un cierto peralte puede ayudar a los conductores a tomar las curvas.

Si es posible, deben eliminarse los contraperaltes en las trayectorias principales de glorietas normales. Las miniglorietas y las glorietas normales pequeñas en zona urbana se implantan con frecuencia sobre pavimento existente; en estos casos puede admitirse alguna zona en contraperalte para ajustarse a él, siempre que las velocidades sean bajas. Un cierto contraperalte en las miniglorietas puede ayudar a hacer más evidente su presencia a los conductores. [8]

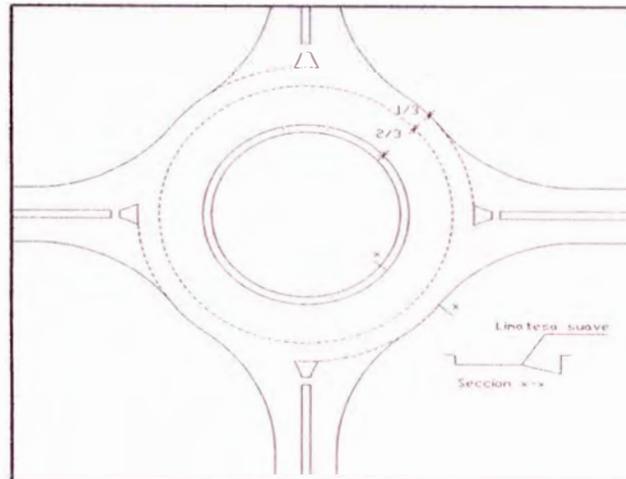
En la calzada anular se suele disponer una limatesa redondeada, uniendo los extremos de las isletas deflectoras desde una entrada hasta la salida siguiente (Fig. 2.53). En algunos casos se dispone una limatesa auxiliar para suavizar los quiebros (Fig. 2.54), que repercuten directamente en la comodidad del usuario y pueden también contribuir a accidentes, como el vuelco de cargas, si exceden del 5% (se recomiendan valores inferiores).

En las entradas, el peralte debe ser acorde con la curvatura de la trayectoria y la velocidad de los vehículos, sin exceder del 5%. Se puede reducir al mínimo preciso para el drenaje superficial en la marca de "ceda el paso", ya que las velocidades se van reduciendo por el efecto de la señalización y de la inflexión de la trayectoria.

En las salidas, el peralte ayuda a acelerar con seguridad; sin embargo, igual que en las entradas, la pendiente transversal en la zona inmediata a la glorieta sólo debe ser la necesaria para un buen drenaje. Donde la salida esté seguida de

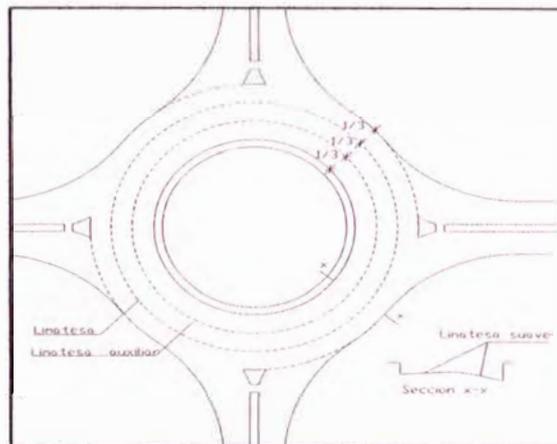
una curva a la izquierda, el peralte de ésta no debe ser introducido demasiado pronto, y debe limitarse su valor para evitar que los vehículos invadan el carril contrario.

Figura 2.53 Limatesa que divide la calzada anular en la proporción 2:1



Fuente: *Recomendaciones sobre glorietas España 1999*

Figura 2.54 Limatesa que divide la calzada anular en la proporción 3:1



Fuente: *Recomendaciones sobre glorietas España 1999*

2.9 INTERACCION ENTRE PLANTA Y SECCION TRANSVERSAL

El diseño de tramos viales en curva debe efectuarse teniendo en cuenta la relación entre la velocidad de diseño, el radio de la curva, el efecto de la pendiente transversal de la vía y la interacción de estos con la fricción entre los neumáticos del vehículo y el pavimento.

La expresión $R = \frac{V^2}{127(p + f)}$ (2.37) vincula los criterios anteriormente

expresados , donde:

V: velocidad de diseño

p: peralte en tanto por uno

f: coeficiente de fricción transversal

En definitiva el problema consiste en determinar valores adecuados de p y f de tal modo que para el caso de cierto trazo donde se ha impuesto un peralte máximo, el uso de un peralte menor vaya asociado a un valor de f también inferior al máximo, todo lo cual se combina en la ecuación fundamental para producir un radio de curvatura mayor.

Cuadro 2.25 Coeficientes de fricción transversal máximo

V (km/h)	20	30	40	50	60	70	80	90	100
f	0.18	0.17	0.17	0.16	0.15	0.14	0.14	0.13	0.12

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets ASSHTO 2001

A continuación presentamos una tabla con radios mínimos con las datos anteriores.

Cuadro 2.26 Radios mínimos para tramos curvos

V diseño (km/h)	Coef. fricción transversal (f)	Radios mínimos (m)		
		Peralte máximo (%)		
		4	6	8
20	0.18	14.00	13.00	12.00
30	0.17	34.00	31.00	28.00
40	0.17	60.00	55.00	50.00
50	0.16	98.00	89.00	82.00
60	0.15	149.00	135.00	123.00
70	0.14	214.00	193.00	175.00
80	0.14	280.00	252.00	229.00
90	0.13	375.00	336.00	304.00
100	0.12	492.00	437.00	394.00

Fuente: Elaboración propia

Se debe añadir que en muchas vías puede ser conveniente o necesario mantener el bombeo incluso en curvas, evitando con ello transiciones de peralte , las cuales pueden dificultar la solución altimétrica de los bordes de la calzada y producir problemas de drenaje cuando la pendiente longitudinal es escasa. Esto que implica un contraperalte, no será posible ejecutarse cuando las curvas en

cuestión tengan un radio de curvatura inferior al valor límite que permite un contraperalte de -2.5% para la velocidad de diseño, estos valores límites se calculan aplicando la ecuación:

$$R_{LC} = \frac{V^2}{127(0.6f - 0.025)} \quad (2.38)$$

cuyos resultado en función de la velocidad de diseño se tabulan a continuación

Cuadro 2.27 Radio límites en contraperalte (*) en vías locales, colectoras y arteriales

V(km/h)	20	30	40	50	60	70	80
RLC(m)	20	50	110	220	370	600	850

* Aproximado a la decena mas cercana: Fuente Adaptación REDEVU Chile, 1998

No se considera recomendable contraperaltar vías expresas salvo en casos muy obligados, en tales casos se aplica un coeficiente de 0.5 a f en la ecuación 2.38 lo que arroja los resultados que se muestran a continuación

Cuadro 2.28 Radios límites en contraperalte (*) en vías expresas

V(km/h)	80	85	90	95	100
RLCE(m)	1110	1400	1600	1800	2000

* Aproximado a la centena mas cercana REDEVU, Chile, 1998

CAPITULO 3.0

DESCRIPCION GENERAL DE LA ZONA DE ESTUDIO

3.1 DIAGNOSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL

En Lima Metropolitana, la Autopista de la Panamericana Norte es una gran avenida que en el área en estudio intercepta a la Av. Tomas Valle formando un nudo o intersección semaforizada de cuatro tramos.

La intersección en estudio se conoce como intersección canalizada tipo glorieta (o rotonda) partida.

En el zona de estudio (Los Olivos, San Martín de Porres e Independencia), la Panamericana Norte tiene una sección transversal normativa aprobada mediante Decreto Supremo N° 28-F del 20 de Abril de 1966 de 120.0 m y es válida en aquellas zonas consolidadas después de 1966, para zonas consolidadas antes de 1966 se aplica la sección vial restringida de 80 m. Lo anterior esta especificado en la Ordenanza N° 341 – Sistema Vial Metropolitano del año 2001. Conforme a las disposiciones legales vigentes la Municipalidad Metropolitana de Lima a través de EMAPE, posee jurisdicción sobre la autopista Panamericana Norte, hasta los límites de Lima Metropolitana.

La Municipalidad Metropolitana de Lima viene desarrollando una serie de proyectos viales a través del Programa del Gobierno Regional de Lima Metropolitana con el propósito de descongestionar las arterias más importantes de la Metrópoli, mediante el incremento de su capacidad vial.

En este sentido, se ha identificado a la **Autopista Panamericana Norte** como una de las vías a las cuales se requiere dar un tratamiento adecuado, **priorizándose la solución Intercambio Vial Panamericana Norte – Av. Tomas Valle**, ya que el congestionamiento vehicular que se produce (y principalmente en horas punta) afecta a los usuarios de dicha vía y a la vecindad de los distritos limítrofes como Puente Piedra, San Martín de Porres y Los Olivos.

En la actualidad esta Vía (Panamericana norte) presenta una sección vial por tres (3) carriles en ambos sentidos además esta provista de una vía auxiliar de dos (2) carriles que en la zona del proyecto esta indebidamente ocupada por terceros.

La carpeta de rodadura, en general se encuentra en buen estado de conservación pero existen algunas fallas “grietas” transversales de 20 a 70 mm.

Debe señalarse que la inadecuada operación del transporte público de pasajeros entorpecen el flujo vehicular, principalmente en los paraderos localizados en el área de estudio, como puede verse cruce peatonal en el Terminal terrestre Fiori, donde se ocasiona colas y conflictos entre vehículos y los pasajeros que buscan abordar las unidades de transporte público.

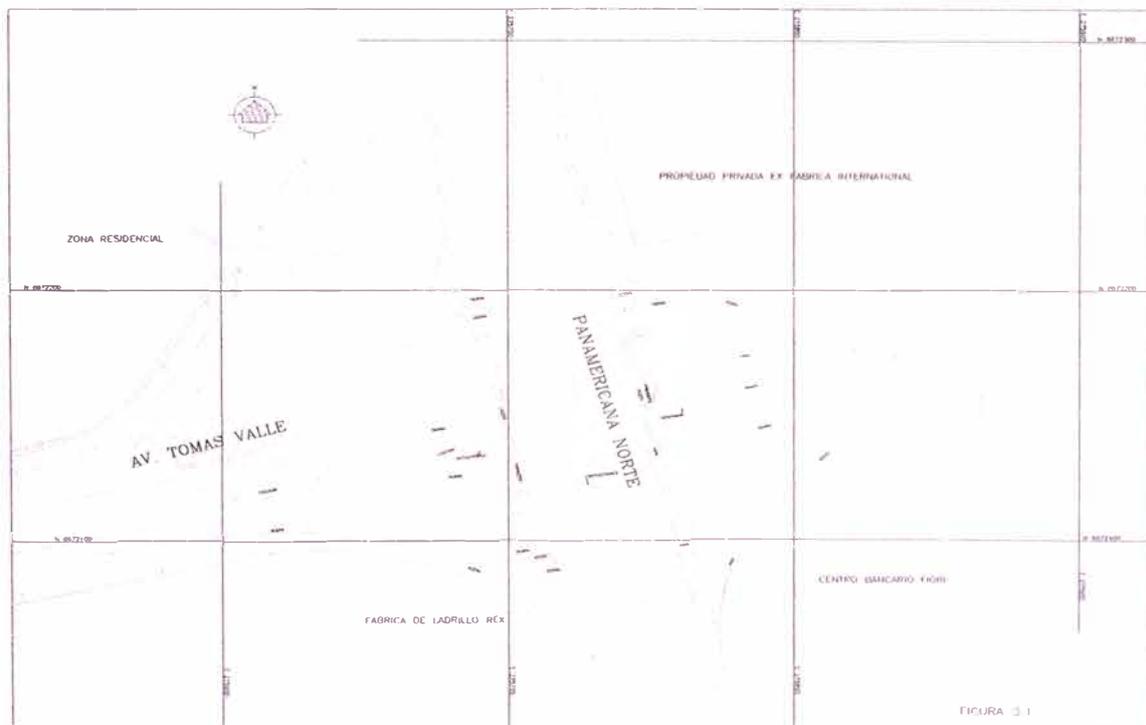
Es importante señalar, que en el área de estudio se ubican grandes atractores de viajes como: Megaplaza, Metro y Plaza Vea de Los Olivos, Centro Comercial Fiori, Royal Plaza, que generan gran afluencia de personas, y generación de puntos de transferencia entre otras características de un Sistema de Transporte.

3.1.1 Ubicación del área de estudio

El presente proyecto se encuentra ubicado en la intersección de la Autopista Panamericana Norte y la Av. Tomas Valle.

Esta intersección vial y las vías antes citadas delimitan los linderos de los distritos de San Martín de Porres, Independencia y Los Olivos.

Figura 3.01 Esquema de ubicación de la intersección vial Panamericana Norte y Av. Tomas Valle



Fuente: PIP 68120 Construcción del Intercambio Vial Panamericana Norte – Av. Tomas Valle

3.1.2 Área de influencia del proyecto

El área de influencia del proyecto queda determinada por dos variables:

Área del proyecto: Que corresponde al espacio físico donde se ejecutara las obras que involucra la situación con proyecto.

Figura 3.02 Área de influencia del proyecto



Fuente: Elaboración propia

En nuestro caso son aproximadamente 700 m medidos longitudinalmente sobre el eje de la Panamericana Norte, que comprende el inicio y fin de la rampa a desnivel proyectada sobre dicha vía.

Área de análisis de impactos: Esta es el área geográfica que será servida o influenciada por el proyecto en otras palabras aquella área donde se espera que se produzcan impactos asociados al proyecto.

A nuestro criterio esta área es la determinada por longitud que existe entre el Intercambio Vial Habich al Sur del proyecto y la Intersección Vial C. Izaguirre al Norte del Proyecto.

3.1.3 Población beneficiada

Aunque el proyecto se emplaza en la intersección vial de Tomas Valle Panamericana Norte, sirven también para el tránsito de paso de la población de Lima Norte. Los indicadores de población de los distritos servidos por el proyecto se muestran en el siguiente cuadro.

Cuadro 3.01 Población de Lima Norte

DISTRITOS	Población 2005	Tasa crecimiento (%)	Superf. Km2	Densidad (hab. / Km2)
Ancón	29,419	3.6	299.22	98.3
Puente Piedra	203,473	9.3	71.18	2858.6
Santa Rosa	9,379	28.5	21.5	436.2
Ventanilla	243,526	13.8	73.52	3312.4
San Martín	525,155	1.8	36.91	14228.0
Los Olivos	286,549	7.8	18.25	15701.3
Independencia	197,308	1.3	14.56	13551.4
Comas	464,745	2.5	48.75	9533.2
	1'959,554		583.89	

Fuente: INEI Censo 2005

3.1.4 Dinámica Urbana en el área de estudio

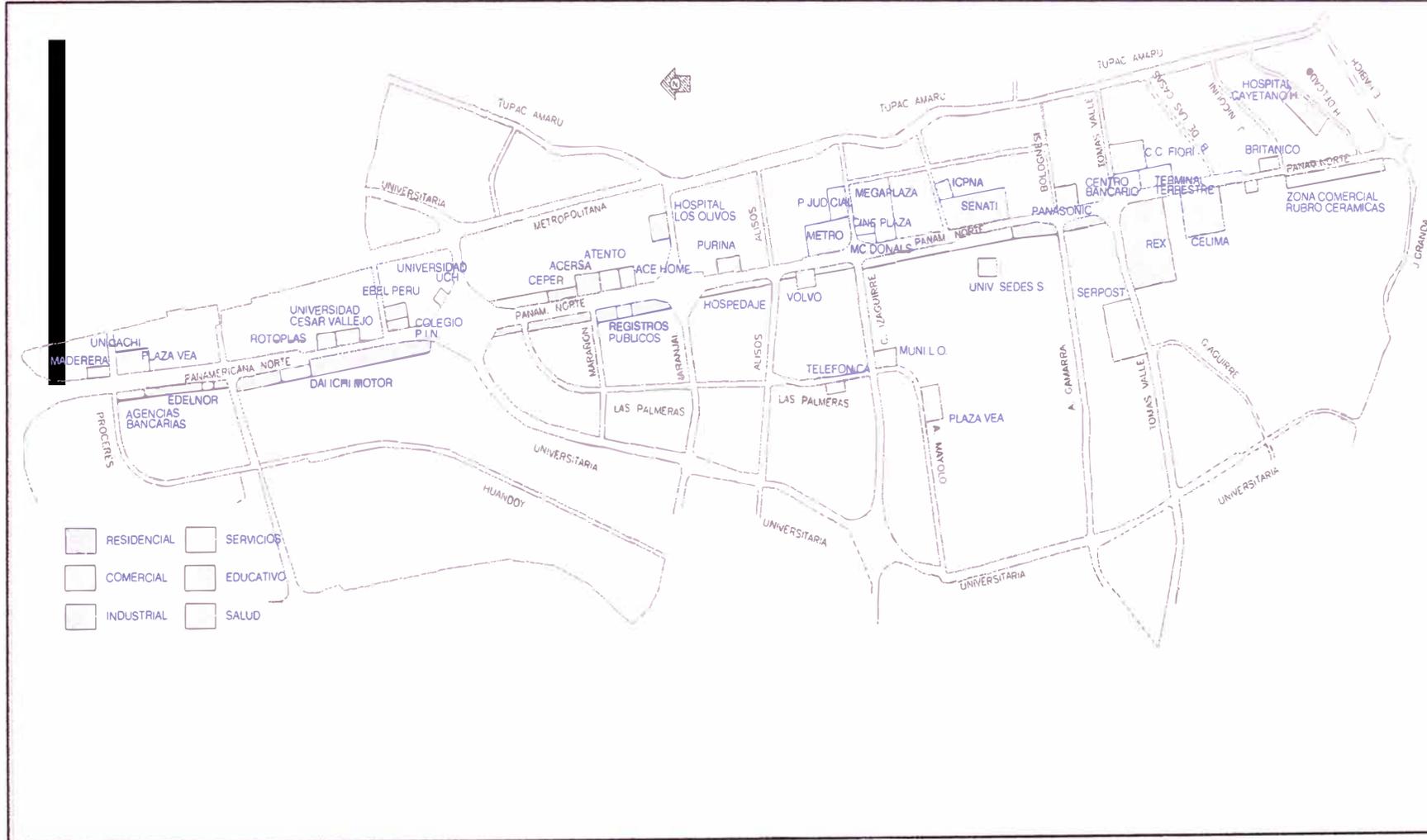
En el área de estudio existen actividades económicas formales e informales. Es una zona que en los últimos años se ha convertido en una zona eminentemente comercial.

Mención especial merece la localización de grandes establecimientos comerciales y financieros como: El Megaplaza, El Metro y Plaza Vea de los Olivos, Centro Bancario de Fiori, lugares donde se realizan compras y actividades bancarias siendo el Megaplaza el lugar de mayores ventas en Lima seguido de Plaza San Miguel y Jockey Plaza, esta es una de las razones de la generación de viajes en la zona en estudio.

Cabe resaltar que no solo existe actividad comercial en la zona si no también productiva citaremos la Fabrica de Ladrillos REX que se encuentra en la ,misma intersección materia del estudio así como la Fabrica Celima dedicada a la fabricación de Cerámica y similares, en realidad toda la Av. Alfredo Mendiola ,que es paralela a la Panamericana Norte desde su inicio en el Intercambio vial Habich tiene una alta concentración de establecimientos dedicados al Comercio, Venta y Producción de Cerámicos , Mayólicas ,Sanitarios y Similares

Actualmente se encuentra en ejecución un nuevo Centro comercial en la Intersección vial materia del estudio específicamente en la propiedad de Casino Metro frente al actual Centro Bancario en la Prolongación Tomas Valle.

Figura 3.03 Atractores de viaje para el cono norte de Lima

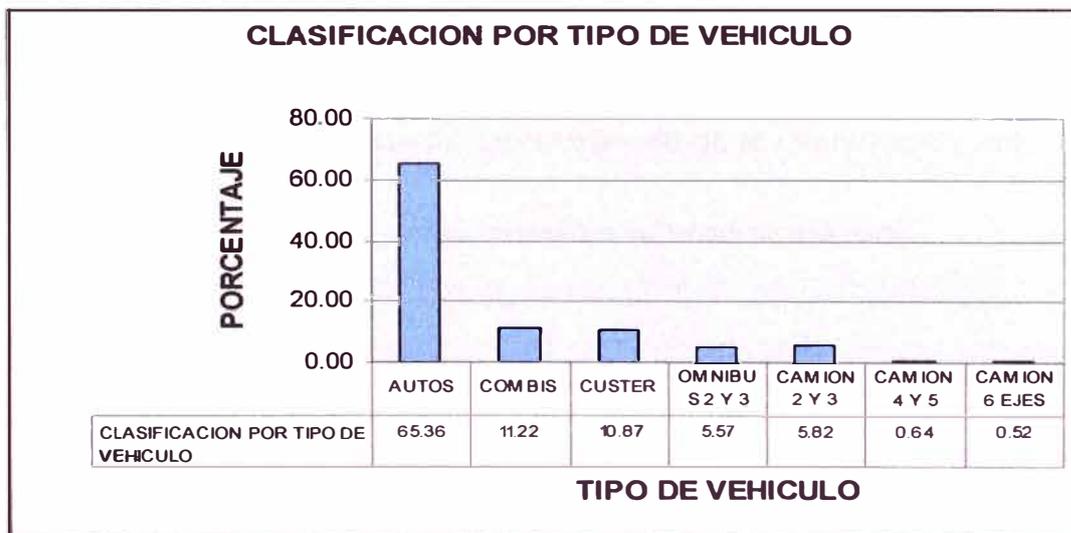


Fuente: Elaboración propia

3.1.5. Diagnostico del Transporte en el Área de Estudio

Los días Martes (16 Octubre 2007) , Jueves (18 de Octubre de 2007), Sábado (20 de octubre 2007) y Domingo (21 de octubre 2007) se realizaron conteos vehiculares para el estudio del Intercambio Vial Tomas Valle, Tenemos que para el Martes tenemos un aforo diario de 105,852 vehículos mixtos y para el Jueves tenemos 111,893 vehículos mixtos, lo que convierte a esta vía en una de las mas transitadas del país.

Figura 3.04 Aforo de circulación en porcentaje y por tipo de vehiculo



Fuente: Elaboración propia

Esta situación y la informalidad del Transporte publico (27.6 %) de total de transporte de la intersección vial, hacen que el transito se torne caótico sobre todo en la hora pico (7:30 – 8:30).

Rutas de transporte publico en la zona del estudio

En Lima Metropolitana operan 483 rutas¹ (hasta el año 2003 y solo las autorizadas por la MML) de transporte público de las cuales circulan por la intersección vial Tomas Valle 31 rutas

Sobre la viabilidad y transito : Las características viales como derecho de via, ancho de vía, ancho de separador central y número de carriles no es constante en la zona de la intersección .

El giro a la izquierda en un problema en la intersección a nivel Tomas Valle que en parte es en parte el que origina la congestión.

¹ Dato obtenido del Plan Maestro para el Transporte de Lima y cuya fuente es la Gerencia de Transporte Urbano de la MML

Sobre el transporte público: El transporte público no funciona como sistema, es operado en forma caótica por multitud de operadores informales.

La flota de transporte público tiene en promedio mas de 15 años de antigüedad, lo que ocasiona un servicio ineficiente.

Existe una sobreoferta de unidades de transporte público que se concentra en vías expresas como la Panamericana Norte lo que ocasiona la congestión vehicular.

La Av. Tomas Valle y Panamericana Norte tienen Transito de carga pesada que interactúa con los demás vehículos en los mismos horarios y sin ninguna planificación.

Los flujos de transito de los buses interurbanos hacia otras ciudades del país parten de las cercanías y obstaculizan el tránsito de la intersección vial .

Figura 3.05 Ómnibus invadiendo la Panamericana norte



Fuente: Tomas realizadas por el tesista

3.1.6. Diagnostico de la infraestructura vial

La importancia de este proyecto radica fundamentalmente en que la Panamericana Norte es la vía principal de conexión de los distritos del cono norte con el centro de la ciudad y con el norte del país.

La Autopista Panamericana Norte : En el tramo que atraviesa la ciudad de Lima, es una vía de carácter Nacional que forma parte de la red Vial Nacional y atraviesa la ciudad cruzando distritos densamente poblados. Está catalogada por la Ordenanza N° 341 como Vía Expresa, su recorrido se caracteriza por la presencia de fábricas, locales industriales, comerciales y viviendas, por lo que su

afluencia de tránsito es muy elevada; un volumen significativo de vehículos que transitan por ella corresponden a transporte de carga y transporte público.

El derecho de vía de la Panamericana según el IMP debería ser de 120 m. de ancho, 60 m. a cada lado del eje, que lamentablemente no se ha logrado mantener a lo largo de la autopista Panamericana Norte. Existe además la exigencia de reservar una faja de 14.40 m. de ancho para almacenar en el futuro la línea 5 del denominado Tren Eléctrico, exigencia que por la reducción del derecho de vía no pudo ser atendido en el tramo comprendido entre la Av. Caquetá y la Av. Tomás Valle. Lo mismo ocurre en un sector entre la Av. Angélica Gamarra y la Av. Izaguirre.

Carpeta de rodadura: La carpeta de rodadura según lo indagado en EMAPE presenta un espesor de 3" y se encuentra en buen estado. La sección de la vía es de 3 carriles cada uno de 3.5 m en promedio.

Berma Central: Presenta un separador de concreto que evita que los transeúntes crucen la vía por sitios no autorizados es de sección variable.

Berma Auxiliar: Se encuentra ocupada indebidamente por construcciones y estacionamientos en el área en estudio.

Vía auxiliar : En el Sentido Norte sur , no existe por estar ocupada indebidamente, en el sentido Sur norte se encuentra en franco deterioro y presenta una sección variable.

Aceras : En regular estado y de sección variable, se encuentran ocupadas indebidamente en el sentido Norte sur de la autopista Panamericana Norte.

Figura 3.06 Vía Auxiliar sentido norte sur obstaculizada permanentemente



Fuente : Tomas realizadas por el tesista

Figura 3.07 Estacionamiento vehicular en la vía auxiliar de la Panamericana Norte.



Figura 3.08 La vía auxiliar de la Panamericana Norte esta en franco deterioro



Figura 3.09 La vía auxiliar de la Panamericana Norte tiene un ancho reducido



Fuente : Tomas realizadas por el tesista

La Av. Tomás Valle, atraviesa parte de la ciudad de Lima de Este a Oeste; catalogada por la Ordenanza N° 341 como Vía Arterial; en gran parte de su recorrido se han instalado fábricas, locales industriales, comerciales y numerosas viviendas. Se inicia en la Av. Túpac Amaru, atraviesa la Carretera Panamericana Norte y se extiende hasta la Av. Faucett.

La afluencia de unidades móviles a través de ella es significativa, pues es una importante vía de tránsito que conecta la Av. Tomás Valle con la Av. Faucett y el Aeropuerto Internacional Jorge Chávez, atravesando en su recorrido la importante Av. Universitaria, además de otras vías de menor capacidad vial, pero igualmente importantes dado el alto volumen de tránsito existente en el área del proyecto.

Carpeta de rodadura: Según la inspección de campo cuenta con un espesor de 2", se encuentra en mal estado en el intervalo de la Panamericana Norte y la Av. Túpac Amaru, entre la Panamericana norte y Universitaria se encuentra en regular estado de conservación.

Berma Central: Es de sección variable y esta delimitada por sardineles peraltados , en el área del proyecto esta cubierta por grass .

Berma auxiliar: Presenta en promedio un ancho de 2.20 m , posee recubrimiento vegetal y esta limitada por sardineles de concreto peraltados.

Vía auxiliar: Solo esta presenta en la dirección Este Oeste en el tramo comprendido entre Panamericana Norte y Universitaria, tiene sección constante de 6.6 m y se encuentra en buen estado.

Aceras: Existen solo en el tramo comprendido entre Panamericana y Universitaria con una sección promedio de 2.40 m.

Ciclovia: Tiene un ancho promedio de 3.0 m. Esta limitado por sardineles peraltados y se encuentra en buen estado de conservación.

Figura 3.10 Vista de la Av. Tomas Valle



Fuente: Toma
realizada por el
tesista

Figura 3.11 Vista de la Av. Prolongación Tomas Valle



Fuente : Toma realizada por el tesista

Figura 3.12 Fotografía aérea del intercambio vial materia del estudio



Fuente: Google Earth

A continuación se adjunta las secciones normativas según el Sistema Vial Metropolitano (Ordenanza 341).

Figura 3.13 : Sección vial Panam. Norte Tramo Ancón Puente Trompeta

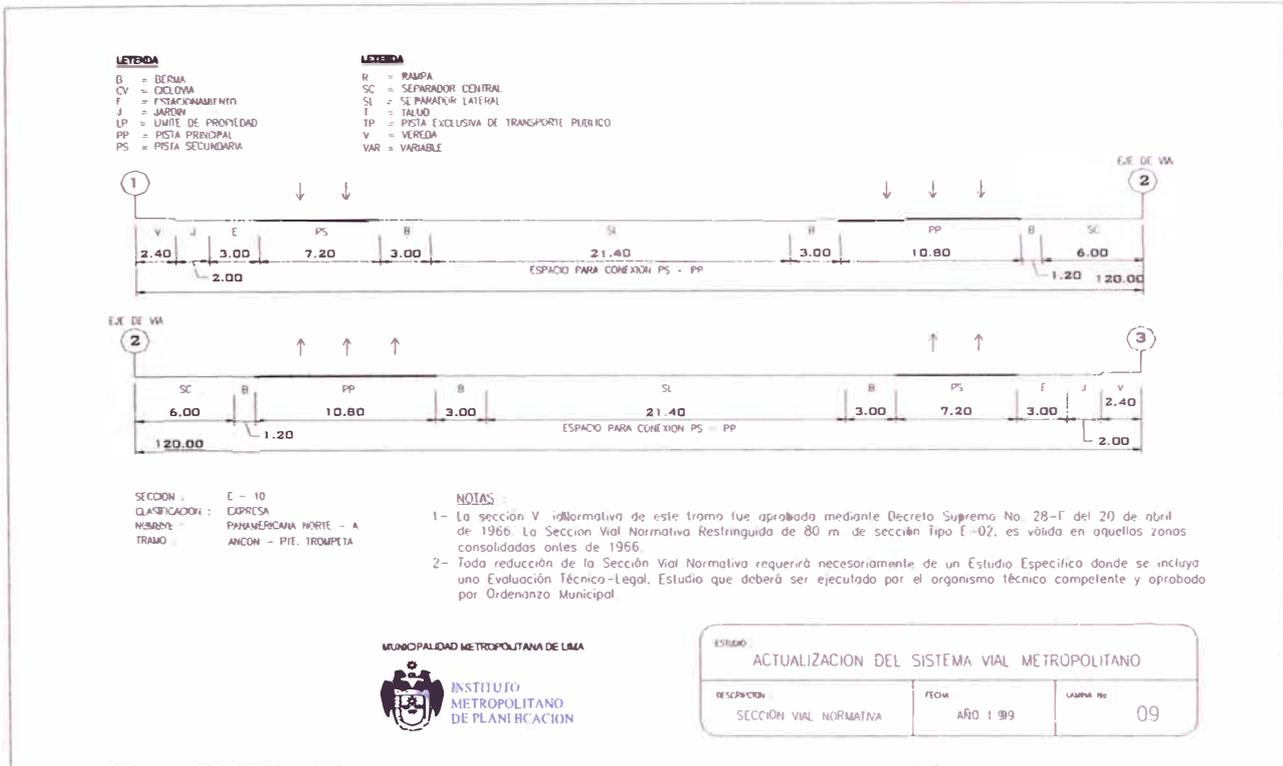
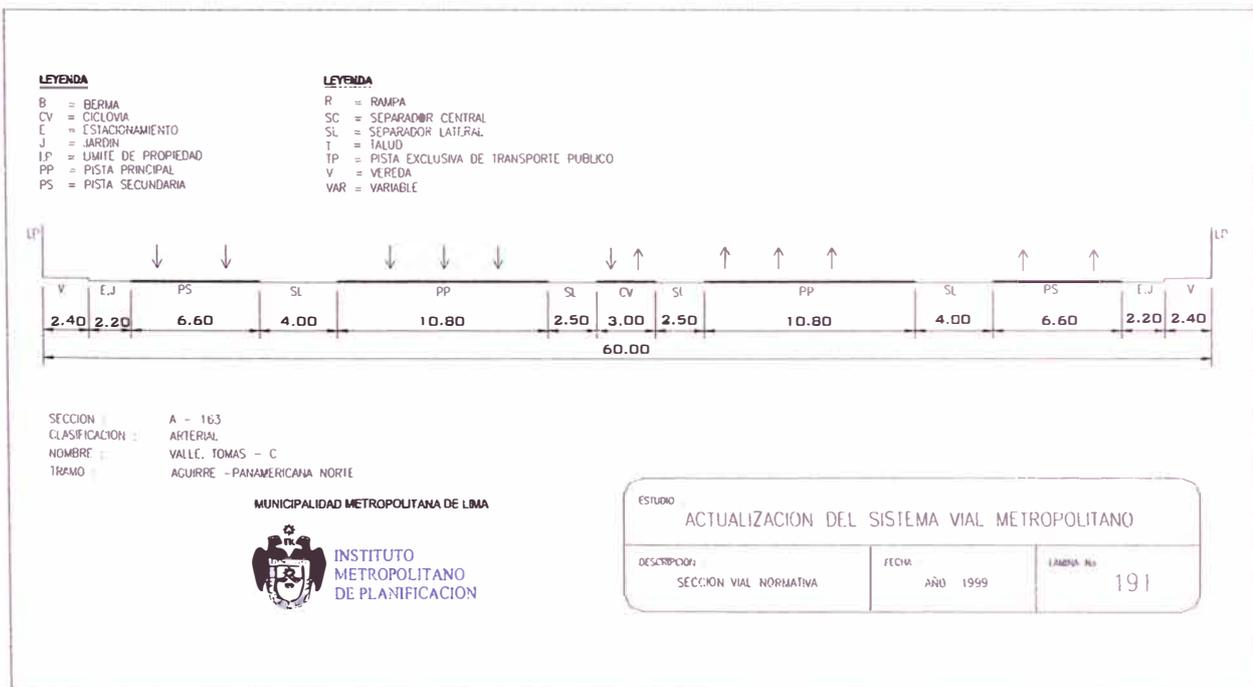
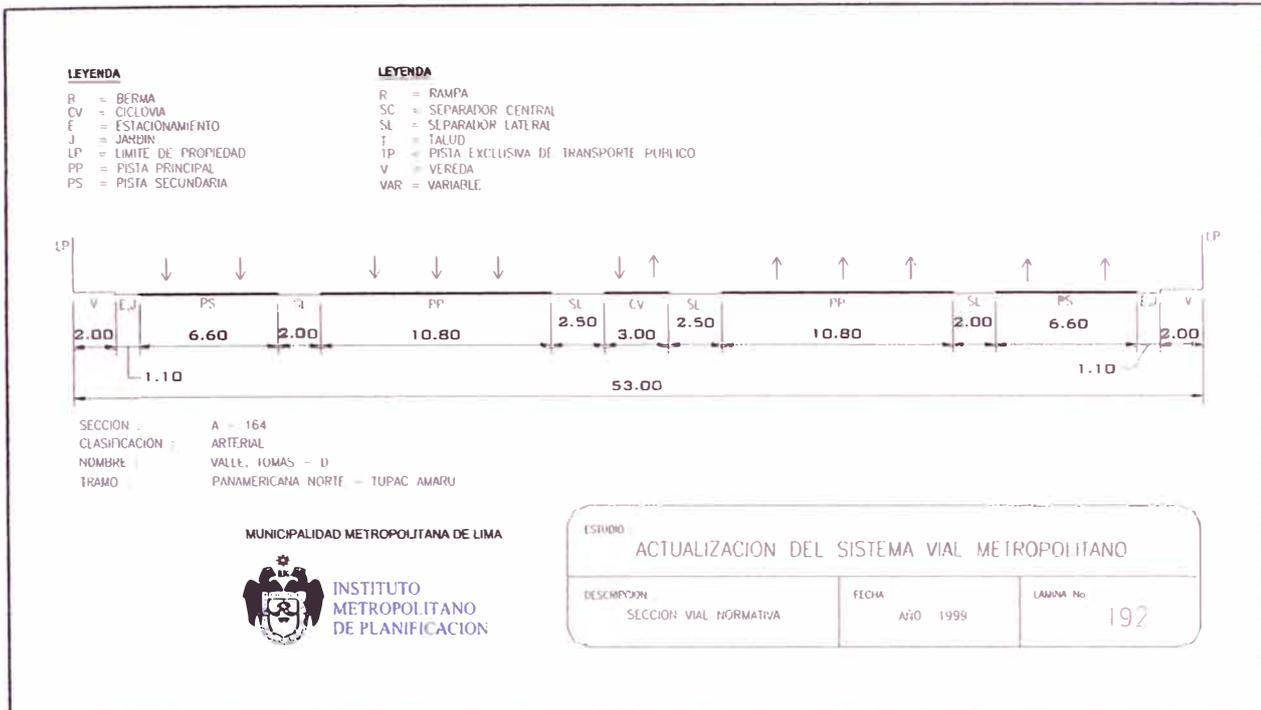


Figura 3.14 Sección Vial Tomas Valle tramo Panam. Norte Germán Aguirre



Fuente: Ordenanza N° 341

Figura 3.15 Sección vial Tomas Valle tramo Panam. Norte Av. Tupac Amaru



Fuente: Ordenanza N° 341

Malla y Esquema vial de la Panamericana Norte

Esta vía es la única vía longitudinal que conecta la zona norte de Lima con su zona sur y con otras ciudades del país.

En el área de estudio su sección presenta una sección variable con tres carriles de circulación en sentido norte sur y viceversa.

En el grafico siguiente se detalla las vías que conforman el área de estudio, la conformación vial por número de carriles.

Figura 3.16 Malla y esquema vial



Fuente: Elaboracion propia

3.1.7 Diagnostico de dispositivos de control de transito

Introducción: La infraestructura vial es el medio que posibilita el transporte mediante el uso de vehículos motorizados y no motorizados, lo constituyen básicamente las vías en nuestro caso urbanas, para que estas operen de manera eficiente deben proporcionar a los usuarios seguridad y confort, para ello es indispensable que el usuario llámese conductor o peatón, tengan información suficiente y oportuna para usar adecuadamente las vías, lo cual se logra a través de señales de tránsito, que a su vez permite obtener un máximo rendimiento de la vía.

El MTC mediante R.M. N° 210 –2000 del 03 de mayo del 2000 actualizo el Manual de dispositivos de Control de Transito para Calle y Carreteras, que estaba vigente desde 1993. A continuación un breve resumen de la clasificación

Señales Verticales

Reguladoras: Tiene por objeto indicar al usuario las limitaciones o restricciones que gobiernan el uso de la vía y cuya incumplimiento constituye una violación al reglamento de circulación vehicular.

Preventivas: son aquellas que se utilizan para indicar con anticipación la aproximación de ciertas condiciones de la vía o concurrentes a ella que implican un peligro real o potencial que puede ser evitado tomando ciertas precauciones necesarias.

Información: Tienen como fin el de guiar al conductor de un vehículo a través de una determinada ruta, dirigiéndolo al lugar de su destino. Tienen también por objeto identificar puntos notables tales como: ciudades, ríos, lugares históricos, etc. y dar información que ayude al usuario en el uso de la vía. En algunos casos incorporar señales preventivas y/o reguladoras así como indicadores de salida en la parte superior.

Señales Horizontales

Marcas en el pavimento: Son las indicaciones en forma de rayas, símbolos y letras que se pintan sobre el pavimento, guarniciones y estructuras, dentro de o adyacente a las vialidades con el fin de regular o canalizar el transito e indicar la presencia de obstáculos sin distraes la atención del conductor

Demarcación de objetos: Las obstrucciones físicas en la vía o cerca de ella y que constituyen un peligro para el tránsito, incluyendo instalaciones destinadas al control del tránsito, deben ser adecuadamente demarcadas.

Obstrucciones típicas de esta índole son los soportes de puentes, monumentos, islas de tránsito, soportes de señales que se encuentran encima de la vía de tránsito, islas de carga y descarga, las barreras delante de puentes levadizos, los postes al final de puentes angostos, pilares y refuerzos de pasos a diferentes niveles, postes, árboles y rocas, y estructuras que restrinja el alto normal.

Es asunto del buen juicio si se demarcan o no objetos fuera del pavimento aunque aparezcan teóricamente a una distancia prudente del borde de la vía, pero podría considerarse que señalizándolos permitirían evitar accidentes y facilitar la conducción nocturna.

Delineadores reflectivos: Los delineadores reflectivos que consisten en simples «ojos de gato», agrupaciones de «ojos de gato», pequeños paneles cubiertos de material reflectivo o artefactos similares, se emplean mucho para demarcar obstrucciones y otros peligros o en series para indicar el alineamiento de la vía. En este caso se llaman delineadores. Aunque, como las señales, estas unidades reflectivas son montadas en postes y emiten una advertencia al conductor, están mucho más relacionadas a las demarcaciones de obstrucciones o líneas «guía».

Diagnostico sobre señalización:

La señalización horizontal no ha tenido adecuado mantenimiento, y se aprecia con dificultad, solo se provee de marcas en el pavimento en algunos tramos, puentes peatonales e intersecciones.

Figura 3.17 Falta demarcación horizontal en la Panam. Norte



Fuente : Toma realizadas por el tesista

La señalización vertical también sufre el mismo problema de falta de mantenimiento, algunas no son visibles fácilmente y otras están prohibidas de ubicarse en el derecho de vía, como es el caso de publicidad.

Figura 3.18 Publicidad invade la vía Panamericana Norte



Figura 3.19 Las señales de tránsito son escasas y no tienen mantenimiento, abunda la publicidad



Fuente: Tomas realizadas por el tesista

Semaforización: La intersección semaforizada Tomas Valle en la actualidad ha rebasado los límites de su capacidad, ninguna reprogramación del ciclo semafórico surtiría efecto pues el volumen vehicular ha sobrepasado la capacidad de la intersección, aunado a un diseño geométrico deficiente la situación en las horas pico se torna caótica.

Tabla 3.2 Ciclo de semáforos en la intersección vial Tomas Valle

Intersección	Rojo(sg)	Ámbar(sg)	Verde(sg)
Av. Tomas Valle y Panamericana Norte	60	2	91
Crucero peatonal Fiori	40	2	110

Fuente : Elaboración propia

Figura 3.20 Semáforo Intersección Tomas Valle



Figura 3.21 Semáforo crucero peatonal Fiori



Fuente: Tomas realizadas por el tesista

3.1.8 Diagnostico sobre Seguridad Vial

Según las estadísticas, en Lima Metropolitana, los accidentes viales no mortales son muy frecuentes, siendo su tasa de 20 personas - kilómetro – año. ⁽¹⁾ de los afectados; el 54% son peatones (en la mayoría de los casos el accidente ocurre cuando estos cruzan las calles), el 36% son pasajeros y el 10% son conductores

⁽¹⁾ FUENTE: PERU , LA OPORTUNIDAD DE UN PAIS DIFERENTE , BANCO MUNDIAL 2006

de vehículos. Para prevenir sucesos fatales que involucren a peatones, se instalará guardavías en la berma central y laterales. El flujo peatonal se canalizará a través de puentes peatonales que se construirán en los nuevos paraderos autorizados.

Según las estadísticas respecto a accidentes mortales en las vías de Lima (Fuente: CTLC Concejo de Transporte de Lima y Callao 2006), Ate es el primer distrito con 42 muertes, luego el distrito de Comas con 34 muertes en sus pistas, seguidamente del distrito de Puente Piedra con 33 fallecidos.

También podemos mencionar de la misma fuente que las intersecciones más riesgosas en Lima son en primer lugar la Av. San Juan y Los Héroes en San Juan de Miraflores con 108 accidentes, le sigue el cruce de la Panamericana Norte y la Av. Izaguirre con 97 casos, luego se encuentra el cruce del Puente Javier Prado y Paseo de la República con 85 casos.

Las intersecciones con mayor número de fallecidos son: El cruce de la Av. Próceres y Panamericana Norte con 5 víctimas mortales, le siguen LA Av. 1 ero de Mayo y el km 13.5 de la Carretera Central con 4 víctimas el año 2006

3.1.9 Diagnostico sobre saneamiento físico legal

Entre las alternativas analizadas, se preparó una alternativa que pudiera evitar todo tipo de expropiaciones que se construiría como una primera etapa, verificando que esta solución no era factible debido al reducido espacio que se dispondría al lado Este de la Panamericana para habilitar las pistas de desfogue de la vía principal y las pistas auxiliares.

Esto obligó a recomendar la preparación de un proyecto integral que sólo podrá ser construido después de ejecutar la recuperación de derechos de vía ocupado irregularmente y de proceder a expropiar los locales y terrenos debidamente registrados pero que se requieren para completar las obras del intercambio vial.

Al Este de la Panamericana, cercano a la intersección con la Av. Tomás Valle, hay terrenos ocupados por el Terminal Fiori, Centros Bancarios y otros propietarios particulares, mientras que en el lado Oeste de la Av. Tomás Valle, se deberá recuperar un derecho de vía ocupado temporalmente por particulares.

Por lo expuesto, para obtener una solución técnica satisfactoria al problema de tránsito que existe en la zona, se ha propuesto expropiaciones en diferentes sectores del Proyecto.

En la intersección Panamericana Norte – Av. Angélica Gamarra donde se está planteando una solución inmediata a nivel, será necesario en el futuro considerar una solución a desnivel.

En esta intersección, cuando se ejecute un proyecto integral a desnivel, será también necesario iniciar otro trámite de expropiación al lado Este de la intersección, donde la Av. Bolognesi, que es la prolongación de la Av. Angélica Gamarra, se angosta en su lado Sur por ocupación del derecho de vía, de parte de la empresa PANASONIC PERUANA S.A. Se ha identificado y marcado en los planos de diseño la recuperación de este derecho de vía, una longitud aprox. de 190.00 m. y un ancho promedio de 6.92 m., lo que da un área estimada de 1,315.00 m².

Para el propósito de Saneamiento Físico – Legal, se debe proceder hacer una intensa búsqueda en los Registros Públicos y en los archivos de las Municipalidades involucradas, comprobándose que en el transcurso de los años, han habido sucesivos cambios de propietarios y ocupación irregular de derecho de vía.

La primera etapa de la Urbanización Fiori que fuera adquirida del Antiguo Fundo Aliaga y Anexos, muestra una extensa área de 33,357.60 m² y otra área adicional de 101,187.38 m².

La segunda etapa de la Urbanización Fiori, que alberga el Centro Comercial Fiori, tiene un área de 75,729.25 m². Puede observarse que el Terminal Fiori está ocupando una extensa área del derecho de vía que corresponde a las pistas laterales y a la pista auxiliar.

En la intersección misma de la Panamericana Norte – Av. Prolongación Tomás Valle, lado Sur – Este, se ubica un Centro Comercial y un Centro Bancario que tiene numerosos lotes adquiridos por diversos propietarios.

El plano adjunto muestra los límites de las principales propiedades y el área que será necesaria expropiar para hacer factible la construcción del Intercambio Vial Panamericana Norte – Av. Tomás Valle.

Figura 3.22 Área a expropiar en la intersección vial Tomas Valle



Fuente: PIP 68120 Construcción del Intercambio Vial Panamericana Norte – Av. Tomas Valle
Provincia de Lima Perú 2007

3.1.10 Diagnostico sobre interferencias

Para la elaboración de un estudio de diseño geométrico es necesario resolver todas las interferencias que puedan ocurrir durante la ejecución de las futuras obras, ha sido necesario coordinar con todas las empresas de servicios donde sus estructuras e instalaciones se encuentren involucradas con el desarrollo del estudio.

A la fecha, se ha procesado la información de las empresas de servicio entre ellas: SEDAPAL, EDELNOR, TELEFÓNICA DEL PERÚ y TELMEX PERU S.A. obtenidas de EMAPE, las mismas que hicieron llegar su información correspondiente tanto en formato digital (datos electrónicos) y en otros casos impresos, esta información es necesario para un diseño vial integral y todo diseñador vial urbano debería tener en cuenta.

OTRAS ENTIDADES CONSULTADAS

La necesidad de obtener información actualizada con los entes involucrados en el desarrollo de la ciudad y otros que brindan servicios conexos o nuevos, ha llevado al tesista ha recopilar información que será necesaria para el diseño además cualquier diseño vial que se realice en la ciudad de Lima y que implique vías urbanas debería estar compatibilizado con la información de las siguientes instituciones

- Instituto Metropolitano de Planificación – IMP
- Gas Natural de Lima y Callao S.R.L. (GNLC)
- Autoridad Autónoma del Tren Eléctrico – AATE
- Proyecto Especial Metropolitano De Transporte No Motorizado (PEMTNM)

En cuanto a la Autoridad Autónoma del Tren Eléctrico – AATE se proceso la información proporcionada para contemplar en nuestro diseño la reserva de una faja de 14.40 m. de ancho para almacenar en el futuro la línea 5 del denominado Tren Eléctrico.

La información proporcionada por el Proyecto Especial Metropolitano De Transporte No Motorizado (PEMTNM) referido a la Rehabilitación de Ciclovías en la Av. Tomás Valle se ha compatibilizado con el diseño elaborado.

PROYECTO DE REUBICACIÓN DE REDES DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO

El presente Diseño Geométrico afectara las redes existentes de agua potable.

Como consecuencia será necesario desarrollar los proyectos de reubicación de las redes de agua potable y alcantarillado para eliminar las interferencias con el proyecto de intercambio vial.

PROYECTO DE AGUA POTABLE

El proyecto de Intercambio Vial afecta la tubería de agua potable de 1200 mm de diámetro de HD instalada en la Autopista Panamericana Norte lado Este, la cual se ve afectada por las zapatas de los pilares de la vía elevada, por lo cual ésta tubería deberá ser reubicada para no interferir con la ubicación de las mencionadas zapatas.

PROYECTO DE ALCANTARILLADO

El proyecto de intercambio vial afecta el colector de 350 mm de diámetro ubicado al lado Oeste de la Autopista Panamericana Norte, también afecta el colector de 450 mm de diámetro ubicado al lado Este de la Autopista Panamericana Norte para lo cual se reubicaran la citadas tuberías.

3.2.- DEFINICION DEL PROBLEMA Y SUS CAUSAS

3.2.1.- DEFINICION DEL PROBLEMA

El diagnóstico realizado permite establecer como problema central la “**Bajo nivel de servicio, y disminución de la capacidad de la intersección**”

3.2.2.- ANALISIS DE LAS CAUSAS DEL PROBLEMA

Las causas principales pueden hallarse en los siguientes:

Inadecuado Diseño Vial de la intersección vial Panamericana Norte Tomas Valle. Esta situación corresponde a las inadecuadas características viales (derecho de vía, ancho de vía, ancho de bermas, número de carriles) que no presentan una regularidad en la intersección vial, esta situación se ha originado por deficiencias en el mejoramiento y mantenimiento de la infraestructura vial y ocupación indebida de los derechos de vía de la reserva vial de la Panamericana Norte por parte de Terminal Terrestre FIORI y la Fábrica de Ladrillos REX.

Deficiente Gestión de Tránsito. Esta situación es constante a lo largo de la Autopista, pues los giros a la izquierda no tienen una solución adecuada y además se producen movimientos de ingresos y salida en las intersecciones de la Panamericana, donde se crean conflictos vehículo-vehículo en el área de trenzado o entrecruzamiento (entre el volumen vehicular que circula por el carril

derecho y el volumen que ingresa a la autopista por el mismo carril de circulación) , aunado a una falta y mantenimiento de dispositivos de control de tránsito automotor como: marcas en el pavimento u otro elemento que permita la canalización adecuada de estos flujos vehiculares (demarcación de carril), y la suficiente señalización vertical.

Inadecuado Sistema de Transporte Público. Está fundamentado porque el transporte público no funciona como sistema, y tiene algunas consecuencias como el modo de operación del conductor de transporte público urbano de pasajeros al ingresar y al salir en los paraderos establecidos en la vía en estudio, aunado a la ausencia de cultura de educación vial en los usuarios de la vía (conductores y pasajeros), también las condiciones físicas del entorno (detenciones excesivas en paraderos, dispositivos de control de tránsito (semáforos) en lugares que no corresponden, solo retardan el flujo vehicular, deficiente señalización y otros) agudizan el circulación en área en estudio.

3.2.3.- ANALISIS DE EFECTOS DEL PROBLEMA

Los efectos directos se manifiestan como:

- Mayores Costos de Operación Vehicular.
- Pérdidas de Horas – Hombre en el transporte.
- Mayor Contaminación Ambiental.
- Alto riesgo de accidentes de tránsito. La operación actual del flujo vehicular en el área del proyecto incrementa los niveles de riesgo de accidentes viales, en razón de la generación del conflicto vehículo - vehículo y peatón vehículo (algunos no utilizan los cruces peatonales) sin que exista ningún tipo de seguridad vial y añadiéndose la obsolescencia operativa de la Autopista Panamericana Norte en situación de la intenso tráfico y el congestionamiento existente.
- Deterioro de la imagen Urbanística.

Estos factores determinan los siguientes efectos indirectos

- Incremento de Costos Económicos del Transporte.
- Incremento Costos Sociales.
- Pérdida del Valor del Predio.

El efecto final de la problemática es: **“Condiciones Inapropiadas para el desarrollo económico y social en el área de estudio”**

CAPITULO 4.0 ESTUDIO BASICOS

4.1 ESTUDIO DE TRANSITO

4.11 AFORO DE TRÁFICO

Para conocer las características del tráfico es necesario realizar medidas y estudio en la zona del proyecto. Los datos obtenidos se utilizan como base para el planeamiento del intercambio vial. Existen técnicas para la realización de estos estudios que, basándose en experiencias anteriores, permiten la obtención de datos suficientemente seguros con un costo mínimo. Estas técnicas y métodos de estudio dependen de la clase de datos que se desee obtener y de la extensión y precisión con que haya de realizarse el estudio.

Las principales características del tráfico que suelen estudiarse son: Las intensidades de circulación, las velocidades y los tiempos de recorrido de los vehículos, el origen, destino y objeto de los viajes etc.

A) Objetivo

El dato básico para la realización de cualquier estudio de planeamiento, proyecto y explotación de redes viales es la intensidad de circulación. Para conocerla es necesario contar o aforar el número de vehículos que pasan por determinadas secciones de la red.

Esta operación se realizó manualmente y se clasificó más o menos detalladamente los tipos de vehículo que circulan.

B) Procedimiento

La intensidad de tráfico en una sección del intercambio vial se midió manualmente situando un observador que cuente todos los vehículos que pasen por ella por un periodo determinado, para facilitar la tarea se utilizaron unos formatos preparados con la clasificación de los vehículos. Para realizar más cómodamente el aforo se puede utilizar contadores manuales que el operador accionara cada vez que pase un vehículo, se suele disponer de varios contadores que correspondan a cada categoría de vehículo.

C) Planes de Aforo

Para conocer el tráfico que circula por la intersección vial Panamericana Norte – Av. Tomas Valle, con cierta exactitud es necesario realizar aforos durante un tiempo suficiente para registrar las variaciones en el tráfico, aunque por otra parte conviene reducir la duración de estos aforos para disminuir el costo. Por consiguiente se organizara los aforos de tal manera que se aprovechara los datos obtenidos en unas secciones para estimar los datos en otras. Para ellos se

realizan aforos mas completos en algunas secciones escogidas, y de ellos se deducen las leyes de variación de la circulación, que luego se aplican a los resultados de aforos de corta duración obtenidos en otras secciones.

De esta manera se recurrió a la administradora de las carreteras de Lima Metropolitana (EMAPE S.A.) la que facilito los factores de ajuste y corrección para Lima Norte obtenidos de su Control de Peaje de Puente Piedra.

D) Duración y fecha de conteo

Los conteos se realizaron por periodos de 15 minutos hasta completar las 24 horas, los días seleccionados fueron el Martes 19 y jueves 21 de febrero de 2007. el sábado 23 y domingo 24 de febrero de 2007 se realizo un conteo parcial en las horas pico de la mañana, tarde y noche.

E) Elaboración y presentación de resultados

El objetivo principal de un plan de aforos es obtener el Índice Medio diario anual (IMD) en la zona del proyecto. En un tramo de la red vial donde se haya realizado un aforo permanente, registrándose la intensidad todos los días del año se puede obtener este valor exactamente, en otro tramo donde se afora algunos días laborables y festivos cada uno o dos meses , es posible obtener directamente una estimación aceptable para el IMD, obteniendo los valores medios de la intensidad en días laborables y festivos en los que se ha realizado aforos, y el IMD como media ponderada de las de laborables y festivos , teniendo en cuenta el numero de días laborables y festivos anuales.

Pero con una estación de cobertura, como lo es para nuestro proyecto, en la que únicamente se afora un día, no es posible conocer directamente el IMD. Para ello es necesario conocer la relación existente entre la intensidad registrada el día del aforo y la intensidad media diaria anual.

A partir de los datos proporcionados por EMAPE para su estación de control Plaza de Peaje Chillón se calculan los factores siguientes:

- a) Factor N o coeficiente de nocturnidad que es igual a la relación entre la índice de todo el día y la intensidad durante 16 horas (de 6 a 22h) de un día laborable.
- b) Factor L o variación mensual, que es igual a la relación entre el Índice medio anual en días laborables y el índice en un día laborable del mes considerado.
- c) Factor S o de sábados y domingos, que es igual a la relación entre la IMD y el Índice Medio anual de los días laborables.
- d) Factor F, que es igual a la relación entre el IMD y el índice durante 16 horas de un día laborable cualquiera , y que es el producto de los tres factores N,L y S

$$F = N.L.S \quad (4.01)$$

Los factores N y L se calculan para cada mes, por otra parte se obtienen los índices:

a : Coeficiente entre la intensidad media anual de los sábados y la de los días laborables.

b : Coeficiente entre la intensidad media anual de los domingos y la de los días laborables.

A partir de esto se calcula el coeficiente:

$$S = \frac{5 + a + b}{7} \quad (4.02)$$

Para estimar el IMD en las estaciones de cobertura (estaciones puntuales o locales para el proyecto) en la que solo se ha hecho un aforo de 16 horas habrá que multiplicar el Índice aforado por el coeficiente F determinado para el mismo mes en la estación de control. Si la estación de cobertura se hubiese aforado durante 24 horas, solo habría que multiplicar la intensidad por los factores L y S para hallar el IMD. Si se afora más de un día se tomara la media de los resultados de los días aforados.

F) Utilización de los datos de aforo

Los datos obtenidos en los planes de aforo se utilizan para el acondicionamiento y diseño del intercambio vial, es necesario disponer de los resultados de los planes de aforo en una forma que facilite su utilización. Una forma es la denominada mapas de tráfico, que consiste en la representación esquemática de la red vial en la que aparecen las distintas vías que la conforman representadas con grosores de línea y colores que indican la magnitud del IMD que circula por ellas. Esta representación permite darse una idea clara de la distribución del tráfico de la red, y localizar los tramos en los que pueda presentarse problemas de congestión a corto plazo.

4.12 MEDICIONES DE VELOCIDADES

A) Objetivo

La velocidad que desarrollan los vehículos en una vía permite apreciar el mejor o peor funcionamiento de la circulación. Por ello la medición de velocidades y de tiempos de recorridos resulta imprescindible en los estudios de planeamiento y diseño de un intercambio vial, y para la calidad del servicio de la misma, teniendo en cuenta la demanda que soporta.

Las medidas de velocidades se realizan con diversas técnicas, según lo que se pretenda medir. Se puede realizar la medida de la velocidad instantánea de los vehículos al pasar por un punto y momento dado y , a partir de ellas obtener la distribución de velocidades de los vehículos en un punto instante dado.

También se puede determinar la velocidad media de un vehículo a lo largo de su recorrido, midiendo el tiempo necesario que lleva hacerlo.

B) Procedimiento de medidas de las velocidades instantáneas.

La forma más simple de medir la velocidad de los vehículos al pasar por un punto de la red vial es establecer dos marcas en la calzada y medir el tiempo que tarda el vehículo en pasar de otra.

La distancia de la marcas depende de la precisión con que se pueda medir el tiempo, si se emplean cronómetros mecánicos, que aprecian hasta décimas de segundo es necesario emplear bases de hasta 100 m. Empleando medios electrónicos para medir el tiempo esta base puede reducirse sustancialmente.

C) Medidas de tiempos de recorrido y demoras

El tiempo empleado por los vehículos en recorrer un tramo se utiliza para medir la calidad del servicio en ese tramo y valorar el efecto de las medidas que se hayan adoptado. Para ello interesa obtener el valor medio de este tiempo de recorrido mas que la distribución por frecuencias. Para hallar las demoras que sufre el tráfico en intersecciones se siguen métodos similares, y los datos obtenidos se emplean con iguales propósitos. Estos tiempos pueden obtenerse, bien midiendo el instante en que entran y salen en el tramo varios vehículos, o bien recorriendo varias veces dicho tramo con un solo vehículo.

Para tramos mas largos se puede emplear otro método que consisten en colocar a la entrada y salida del tramo en estudio dos equipos de observadores que , para cada vehículo anoten los datos del vehículo (placa, tipo, color etc) y el instante en que entran y salen. Comparando después los registros de ambos equipos puede deducirse el tiempo que necesito para recorrer el tramo, para ellos es necesario que los dos equipos hayan sincronizado sus cronómetros antes de comenzar el estudio.

Cuadro 4.01 Medición de velocidad Ómnibus Panam. Norte

Medición de la velocidad en el area del proyecto								
Estudio :	Intercambio vial Tomas Valle Panamericana Norte							
Escenario:	Situacion actual (Año 0)							
Tipo de vehiculo	Omnibus							
Fecha:	Lunes 17 de marzo de 2008							
Lugar	Tramo		Distancia(m)	Sentido	Inicio	Fin	T(min)	Vprom.(km/h)
Panamerica Norte	B. de las Casas	El Pacifico	2133	N-S	07:41	07:51	10.00	12.8
			2133	S-N	18:24	18:30	6.00	21.3

Cuadro 4.02 Medición de velocidad Custer Panam. Norte

Medición de la velocidad en el área del proyecto								
Estudio :	Intercambio vial Tomas Valle Panamericana Norte							
Escenario:	Situación actual (Año 0)							
Tipo de vehículo	Custer							
Fecha:	Martes 18 de marzo de 2008							
Lugar	Tramo		Distancia(m)	Sentido	Inicio	Fin	T(min)	Vprom.(km/h)
Panamerica Norte	B. de las Casas	El Pacifico	2133	N-S	07:40	07:49	9.00	14.2
			2133	S-N	18:12	18:18	6.00	21.3

Cuadro 4.03 Medición de velocidad Combi Panam. Norte

Medición de la velocidad en el área del proyecto								
Estudio :	Intercambio vial Tomas Valle Panamericana Norte							
Escenario:	Situación actual (Año 0)							
Tipo de vehículo	Combi							
Fecha:	Miercoles 19 de marzo de 2008							
Lugar	Tramo		Distancia(m)	Sentido	Inicio	Fin	T(min)	Vprom.(km/h)
Panamerica Norte	B. de las Casas	El Pacifico	2133	N-S	07:30	07:38	8.00	16.0
			2133	S-N	18:50	18:59	9.00	14.2

Cuadro 4.04 Medición de velocidad Combi Tomas Valle

Medición de la velocidad en el área del proyecto								
Estudio :	Intercambio vial Tomas Valle Panamericana Norte							
Escenario:	Situación actual (Año 0)							
Tipo de vehículo	Combi							
Fecha:	Miercoles 19 de marzo de 2008							
Lugar	Tramo		Distancia(m)	Sentido	Inicio	Fin	T(min)	Vprom.(km/h)
Tomas Valle	Universitaria	Tupac Amaru	2850	E-O	08:00	08:12	12.00	14.3
			2850	O-E	19:40	19:53	13.00	13.2

Fuentes: Elaboración propia

4.13 ESTUDIOS DE ORIGEN Y DESTINO

Los aforos de tráfico suministran información sobre el número de vehículos que utilizan la vía, pero sin que sea posible determinar las características de los viajes, es decir cuál es su origen y destino y porque se realizan. Sin embargo estos datos son esenciales para estudios de planificación, especialmente para determinar la futura demanda de tráfico.

Para obtener estos datos no existe otra solución que la de encuestar a los propios viajeros, lo que exige organizar preguntas sobre las características de los viajes que realizan.

a) Encuestas de pantalla y cordón

Son las que se realizan en la propia vía y en ellas se trata de conseguir información sobre un determinado tipo de viajes: por ejemplo, los que se realicen a lo largo de un eje o corredor vial o entre dos provincias etc. Para obtener la información deseada se establecen en distintas vías de la red estaciones de encuesta, de forma que los viajes que interesan hayan de pasar por alguna de las estaciones. Estas estaciones forman así una pantalla que corta el eje o

corredor que se está estudiando, o un cordón alrededor del área que se considera.

b) Encuestas domiciliarias

En este tipo de encuestas se entrevista a los habitantes de una zona de una zona en sus domicilios directamente.

Estas encuestas se emplean cuando es necesario conocer los viajes que se realizan en un área con una gran densidad vial, en la que no se podría establecer las pantallas o cordones necesarios. Esta es una situación típica de zonas urbanas que es donde más se emplea este tipo de encuestas. Además en la entrevista se puede obtener información sobre viajes en otros modos de transporte.

Los datos que se obtienen en estas entrevistas son más abundantes que en las de pantalla, porque en ellas se pide al entrevistado por ejemplo: que detalle los viajes realizados por la familia los días anteriores, especificando origen, destino, motivo, modo de transporte, ruta aproximada etc. Y además información sobre las características familiares, número y edad de sus componentes, niveles de renta y vehículos que poseen, ocupaciones etc.

A continuación mostramos un cuadro resumen de un Estudio Origen Destino realizado en Lima Metropolitana.

Cuadro 4.05 Numero de viajes en modo motorizado entre áreas en Lima Metropolitana Unidad : 1000 viajes

Destino	Origen	Centro	Norte	Sur	Este	Oeste	Total
Centro		3,175	611	487	730	283	5,286
Norte		616	1,289	41	97	141	2,186
Sur		493	39	966	67	21	1,588
Este		733	97	67	1,281	43	2,224
Oeste		285	141	22	44	548	1,040
Total		5,303	2,178	1,585	2,223	1,036	12324

Fuente: Plan Maestro para el Transporte de Lima Metropolitana 2003

4.14 FACTORES DE EQUIVALENCIA

Para poder manipular los datos de aforos vehiculares es común expresarlos en unidades equivalentes a vehículos livianos (UCP)

Cuadro 4.06 Factores de equivalencia a vehículos livianos

Factores de equivalencia (UCP)	
Vehículo liviano	1.0
Camioneta rural	1.5
Microbús	2.0
Ómnibus	3.0
Camión 2 -3 ejes	3.0
Camión 4-5 ejes	3.5
Camión 6 ejes	4.0

Fuente: Adaptación: Recomendaciones para el diseño del espacio vial urbano REDEVU Chile 1998

A continuación mostramos los cuadros resúmenes de los conteos vehiculares realizados para el presente proyecto:

Cuadro 4.07 Resumen Flujo vehicular Intersección vial Tomas Valle Panam. Norte día Martes 16 de Octubre de 2007

FLUJO VEHICULAR RESUMEN EN PANAMERICANA NORTE Y TOMAS VALLE

Proyecto: Diseño Geométrico del Intercambio Vial Urbano a desnivel Autopista Panam. Norte Av. Tomas Valle

Fecha: 16-10-07 Día: Martes Movimiento total Observador

HORA	AUTOS	COMBIS	CUSTER	OMNIBUS 2 Y 3 EJES	CAMION 2 Y 3 EJES	CAMION 4 Y 5 EJES	CAMION 6 EJES	TOTAL	TOTAL UCP
7:30 - 8:30	4425	1031	975	444	308	53	27	7263	10471
8:30 - 9:30	3394	764	788	327	366	37	30	5706	8445
9:30 - 10:30	3950	789	769	338	384	36	23	6289	9056
10:30 - 11:30	3618	730	741	355	385	43	26	5898	8670
11:30 - 12:30	4053	617	670	306	407	22	27	6102	8643
12:30 - 13:30	3629	583	616	305	443	26	26	5628	8175
13:30 - 14:30	3424	542	561	323	350	31	26	5257	7591
14:30 - 15:30	3060	492	494	294	300	26	24	4690	6755
15:30 - 16:30	4192	591	593	304	392	35	32	6139	8603
16:30 - 17:30	3903	577	609	285	364	32	14	5784	8102
17:30 - 18:30	3813	614	651	359	334	31	19	5821	8300
18:30 - 19:30	5483	844	798	335	329	26	23	7838	10520
19:30 - 20:30	3923	641	604	367	249	20	40	5844	8171
20:30 - 21:30	3664	614	528	311	208	38	27	5390	7439
21:30 - 22:30	3387	530	419	201	165	26	29	4757	6325
22:30 - 23:30	2710	379	287	145	116	14	26	3677	4789
23:30 - 24:30	2100	220	166	107	89	12	16	2710	3456
00:30 - 1:30	1129	101	63	29	71	11	18	1422	1817
1:30 - 2:30	635	44	27	17	77	9	10	819	1109
2:30 - 3:30	484	40	22	14	79	11	6	656	930
3:30 - 4:30	472	39	24	22	64	9	8	638	900
4:30 - 5:30	519	88	89	50	154	14	16	930	1554
5:30 - 6:30	974	346	356	178	232	27	34	2147	3666
6:30 - 7:30	2246	660	653	480	297	88	23	4447	7273
TOTAL	69187	11876	11503	5896	6163	677	550	105852	150754
Porcentaje	65.36	11.22	10.87	5.57	5.82	0.64	0.52		

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 4.08 Resumen Flujo vehicular Intersección vial Tomas Valle Panam. Norte día Jueves 18 de Octubre de 2007

FLUJO VEHICULAR RESUMEN EN PANAMERICANA NORTE Y TOMAS VALLE

Proyecto: Diseño Geométrico del Intercambio Vial Urbano a desnivel Autopista Panam. Norte Av. Tomas Valle
Fecha: 18-10-07 Dia: Jueves Movimiento total Observador

HORA	AUTOS	COMBIS	CUSTER	OMNIBUS 2 Y 3 EJES	CAMION 2 Y 3 EJES	CAMION 4 Y 5 EJES	CAMION 6 EJES	TOTAL	TOTAL UCP
7:30 - 8:30	4893	853	876	433	380	33	21	7489	10563
8:30 - 9:30	4447	698	781	374	342	32	24	6698	9412
9:30 - 10:30	4464	714	758	407	310	27	22	6702	9385
10:30 - 11:30	4085	805	645	348	346	42	36	6107	8658
11:30 - 12:30	3913	616	641	349	311	30	41	5901	8368
12:30 - 13:30	3449	563	578	277	330	39	25	5261	7507
13:30 - 14:30	3598	460	482	377	418	27	11	5373	7776
14:30 - 15:30	3458	543	540	311	305	28	27	5212	7407
15:30 - 16:30	3994	579	591	277	356	24	20	5841	8108
16:30 - 17:30	3970	614	626	341	330	26	24	5931	8343
17:30 - 18:30	4149	703	675	320	294	19	22	6182	8550
18:30 - 19:30	4239	726	640	423	303	33	32	6396	9030
19:30 - 20:30	4469	700	588	355	330	68	54	6564	9204
20:30 - 21:30	4271	640	511	284	214	28	30	5978	7965
21:30 - 22:30	3860	521	426	237	184	18	26	5272	6924
22:30 - 23:30	3068	348	285	138	113	17	28	3997	5085
23:30 - 24:30	2079	202	165	77	76	19	23	2641	3330
00:30 - 1:30	1135	111	65	31	87	13	10	1452	1871
1:30 - 2:30	887	53	33	11	65	2	16	1067	1332
2:30 - 3:30	796	47	28	17	91	11	19	1009	1361
3:30 - 4:30	651	33	38	27	105	13	22	889	1306
4:30 - 5:30	1424	96	92	57	147	26	32	1874	2583
5:30 - 6:30	1509	340	365	204	199	34	54	2705	4293
6:30 - 7:30	3314	660	685	392	223	53	25	5352	7805
TOTAL	76122	11425	11114	6067	5859	662	644	111893	156159
Porcentaje	68.03	10.21	9.93	5.42	5.24	0.59	0.58		

Fuente: Elaboración propia

Del resumen anterior tenemos que la hora de mayor flujo vehicular es entre las 7.30 a 8:30 de la mañana. A continuación determinaremos para la hora de mayor flujo el volumen horario de diseño

También se realizo conteos el sábado y domingo para verificar los volúmenes en las horas pico.

Cuadro 4.09 Resumen Flujo vehicular Intersección vial Tomas Valle Panam. Norte día Sábado 20 de Octubre de 2007

FLUJO VEHICULAR RESUMEN EN PANAMERICANA NORTE Y TOMAS VALLE

Proyecto: Diseño Geométrico del Intercambio Vial Urbano a desnivel Autopista Panam. Norte Av. Tomas Valle
Fecha: 20-10-07 Dia: Sabado Movimiento total Observador

HORA	AUTOS	COMBIS	CUSTER	OMNIBUS 2 Y 3 EJES	CAMION 2 Y 3 EJES	CAMION 4 Y 5 EJES	CAMION 6 EJES	TOTAL	TOTAL UCP
7:00 - 8:00	3560	733	736	367	310	11	26	5743	8305
8:00 - 9:00	4051	673	678	339	306	9	34	6090	8519
9:00 - 10:00	4496	333	334	162	197	5	16	5543	6822
17:00-18:00	5158	659	601	276	276	9	31	7008	9158
18:00-19:00	4453	680	631	292	254	13	28	6351	8531
19:00-20:00	5276	744	662	293	241	9	30	7255	9470
TOTAL	26992	3822	3642	1729	1584	56	165	37990	50804
Porcentaje	71.05	10.06	9.59	4.55	4.17	0.15	0.43		

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 4.10 Resumen Flujo vehicular Intersección vial Tomas Valle Panam. Norte día Domingo 21 de Octubre de 2007

FLUJO VEHICULAR RESUMEN EN PANAMERICANA NORTE Y TOMAS VALLE

Proyecto: Diseño Geométrico del Intercambio Vial Urbano a desnivel Autopista Panam. Norte Av. Tomas Valle

Fecha: 21-10-07 Día: Domingo Movimiento total Observador

HORA	AUTOS	COMBIS	CUSTER	OMNIBUS 2 Y 3 EJES	CAMION 2 Y 3 EJES	CAMION 4 Y 5 EJES	CAMION 6 EJES	TOTAL	TOTAL UCP
7:00 - 8:00	3030	541	579	320	199	34	21	4724	6760
8:00 - 9:00	3265	475	493	274	130	23	26	4686	6360
9:00 - 10:00	3706	249	277	141	77	14	5	4469	5357
17:00-18:00	4614	482	495	227	84	6	12	5920	7329
18:00-19:00	4995	528	552	286	92	6	9	6468	8082
19.00-20.00	5278	498	514	245	87	4	11	6637	8107
TOTAL	24888	2773	2910	1493	669	87	84	32904	41994
Porcentaje	75.64	8.43	8.84	4.54	2.03	0.26	0.26		

Fuente: Elaboración propia

A continuación mostramos los flujos horarios de máxima demanda para el diseño de nuestro intercambio vial, los sentidos de los flujos vehiculares pueden apreciarse en la figura 4.01, el factor horario de máxima demanda se obtiene dividiendo la suma del flujo horario entre 4 veces el mayor flujo durante 15 minutos.

Cuadro 4.11 Volumen horario de diseño para el flujo 1

Calculo del volumen horario de diseño					
Flujo 1		Martes	Jueves	Sabado	Domingo
7:30	7:45	954	963	891	491
7:45	8:00	843	929	790	513
8:00	8:15	756	932	842	615
8:15	8:30	796	943	728	496
Total		3349	3767	3251	2115
FHMD			0.978		
Volumen diseño			3852	veh/h	

Cuadro 4.12 Volumen horario de diseño para el flujo 2

Calculo del volumen horario de diseño					
Flujo 2		Martes	Jueves	Sabado	Domingo
7:30	7:45	737	772	576	660
7:45	8:00	879	887	612	1056
8:00	8:15	734	867	604	731
8:15	8:30	845	706	548	397
Total		3195	3232	2340	2844
FHMD			0.911		
Volumen diseño			3548		

Cuadro 4.13 Volumen horario de diseño para el flujo 3

Calculo del volumen horario de diseño					
Flujo 3		Martes	Jueves	Sabado	Domingo
7:30	7:45	203	97	104	62
7:45	8:00	157	130	134	71
8:00	8:15	189	109	117	84
8:15	8:30	182	126	68	46
Total		731	462	423	263
FHMD		0.900			
Volumen diseño		812			

Fuente: elaboración propia

Cuadro 4.14 Volumen horario de diseño para el flujo 4

Calculo del volumen horario de diseño					
Flujo 4		Martes	Jueves	Sabado	Domingo
7:30	7:45	124	84	79	41
7:45	8:00	140	85	97	43
8:00	8:15	124	108	102	43
8:15	8:30	147	96	54	48
Total		535	373	332	175
FHMD		0.910			
Volumen diseño		588			

Cuadro 4.15 Volumen horario de diseño para el flujo 5

Calculo del volumen horario de diseño					
Flujo 5		Martes	Jueves	Sabado	Domingo
7:30	7:45	60	48	66	98
7:45	8:00	72	41	84	102
8:00	8:15	57	90	108	89
8:15	8:30	71	52	102	102
Total		260	231	360	391
FHMD					0.958
Volumen diseño					408

Cuadro 4.16 Volumen horario de diseño para el flujo 6

Calculo del volumen horario de diseño					
Flujo 6		Martes	Jueves	Sabado	Domingo
7:30	7:45	16	5	20	0
7:45	8:00	9	11	20	3
8:00	8:15	10	8	27	6
8:15	8:30	7	3	19	4
Total		42	27	86	13
FHMD				0.796	
Volumen diseño				108	

Cuadro 4.17 Volumen horario de diseño para el flujo 7

Calculo del volumen horario de diseño					
Flujo 7		Martes	Jueves	Sabado	Domingo
7:30	7:45	128	99	45	30
7:45	8:00	126	106.5	63	56
8:00	8:15	157	131	90	48
8:15	8:30	123	79.5	58	44
Total		534	416	256	178
FHMD		0.850			
Volumen diseño		628			

Cuadro 4.18 Volumen horario de diseño para el flujo 8

Calculo del volumen horario de diseño					
Flujo 8		Martes	Jueves	Sabado	Domingo
7:30	7:45	43	54	49	12
7:45	8:00	42	53	48	29.5
8:00	8:15	48	53	49	23.5
8:15	8:30	68	81	33	21
Total		201	241	179	86
FHMD			0.744		
Volumen diseño			324		

Fuente: Elaboracion propia

Cuadro 4.19 Volumen horario de diseño para el flujo 9

Calculo del volumen horario de diseño						
Flujo 9		Martes	Jueves	Sabado	Domingo	
7:30	7:45	29	46	30	17	
7:45	8:00	27	52	50	13	
8:00	8:15	18	37	51	17	
8:15	8:30	28	28	38	12	
Total		102	163	169	59	
FHMD					0.828	
Volumen diseño					204	

Cuadro 4.20 Volumen horario de diseño para el flujo 10

Calculo del volumen horario de diseño						
Flujo 10		Martes	Jueves	Sabado	Domingo	
7:30	7:45	130	128	122	39	
7:45	8:00	164	114	109	75	
8:00	8:15	131	103	119	82	
8:15	8:30	58	126	87	74	
Total		483	471	437	270	
FHMD		0.736				
Volumen diseño		656				

Cuadro 4.21 Volumen horario de diseño para el flujo 11

Calculo del volumen horario de diseño						
Flujo 11		Martes	Jueves	Sabado	Domingo	
7:30	7:45	5	11	10	6	
7:45	8:00	5	7	3	4	
8:00	8:15	8	9	15	13	
8:15	8:30	4	12	8	10	
Total		22	39	36	33	
FHMD		0.813				
Volumen diseño		48				

Cuadro 4.22 Volumen horario de diseño para el flujo 12

Calculo del volumen horario de diseño						
Flujo 12		Martes	Jueves	Sabado	Domingo	
7:30	7:45	33	42	18	31	
7:45	8:00	30	39	17	25	
8:00	8:15	23	38	33	23	
8:15	8:30	23	24	30	11	
Total		109	143	98	90	
FHMD		0.851				
Volumen diseño		168				

Cuadro 4.23 Volumen horario de diseño para el flujo 13

Calculo del volumen horario de diseño						
Flujo 13		Martes	Jueves	Sabado	Domingo	
7:30	7:45	202	247	169.5	150	
7:45	8:00	270	248	289	249	
8:00	8:15	235	317	184.5	184	
8:15	8:30	215	196	154	166	
Total		922	1008	797	749	
FHMD		0.795				
Volumen diseño		1268				

Fuente: Elaboracion propia

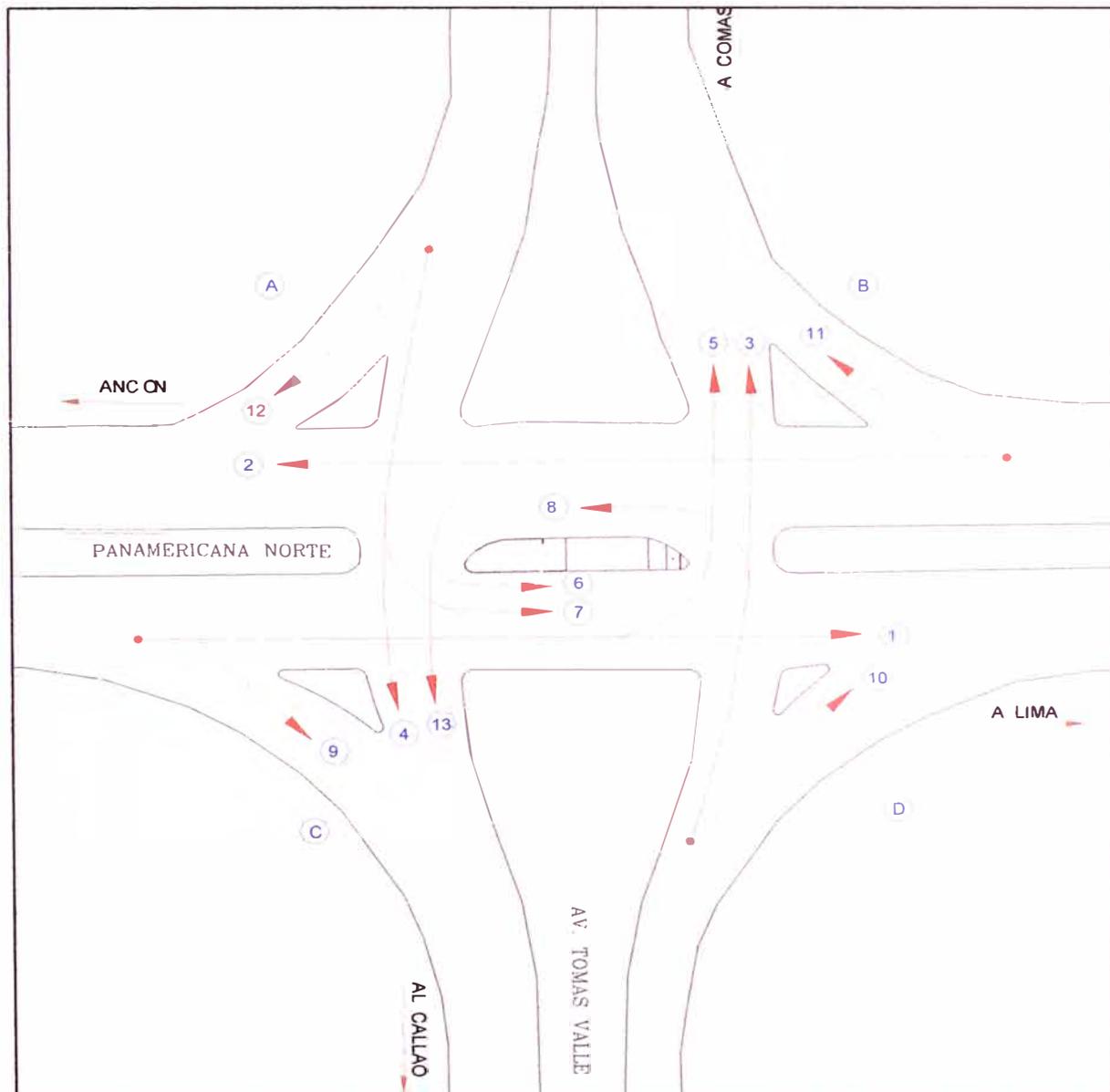
El resumen de los volúmenes horarios de diseño para el año cero del proyecto se muestra a continuación:

Cuadro 4.24 Resumen de volumen horarios de diseño

Flujo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Veh	3852	3548	812	588	408	108	628	324	204	656	48	168	1268

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.01 Flujos correspondientes a la situación sin proyecto



Fuente: PIP 68120 Construcción del Intercambio Vial Panamericana Norte – Av. Tomas Valle Provincia de Lima Perú 2007

4.2 DETERMINACION DE LA DEMANDA DEL TRANSITO

A partir de los datos obtenidos se ha calculado la demanda efectiva para los últimos 14 años de registro la cual es de 8.6 % (1993-2006), y para los últimos 5 años es de 2.7 % (2002-2006).

Cuadro 4.25 Crecimiento de la circulación en la Plaza de Peaje Chillón

Año	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999
Volumen	1'442,642	1'546,839	1'873,292	2'654,763	2'846,015	3'203,468	3'433,925
Año	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006
Volumen	3'621,620	3'786,960	3'982,365	4'040,574	4'001,877	4'155,058	4'555,835

Fuente : EMAPE S.A.

Teniendo en cuenta un escenario moderado de crecimiento vehicular y de circulación, así como pronósticos realizados por Apoyo Asociados Internacionales y MacroConsult, para el crecimiento del trafico, en su trabajo para la Titulizacion del Peaje de Lima, asumiremos en esta tesis un crecimiento de la circulación vehicular de 2.7%.

Para el crecimiento de tránsito se ha aplicado la formula del Cálculo de Tasas de Crecimiento y la Proyección del Manual de Diseño Geométrico de Carreteras DGC 2001 MTC:

$$T_n = T_o (1+i)^{n-1} \quad (4.03)$$

donde:

T_n = Tránsito proyectado al año "n" en veh/día

T_o = Tránsito actual (año base o) en veh/día

n = Años del período de diseño

i = Tasa anual de crecimiento del tránsito.

Cuadro 4.26 Crecimiento de la circulación por flujos

	Flujo1	Flujo2	Flujo3	Flujo4	Flujo5	Flujo6	Flujo7	Flujo8	Flujo9	Flujo10	Flujo11	Flujo12	Flujo13
Año 0	3852	3548	812	588	408	108	628	324	204	656	48	168	1268
Año 1	3956	3644	834	604	419	111	645	333	210	674	49	173	1302
Año 2	4063	3742	856	620	430	114	662	342	215	692	51	177	1337
Año 3	4173	3843	880	637	442	117	680	351	221	711	52	182	1374
Año 4	4285	3947	903	654	454	120	699	360	227	730	53	187	1411
Año 5	4401	4054	928	672	466	123	717	370	233	749	55	192	1449
Año 6	4520	4163	953	690	479	127	737	380	239	770	56	197	1488
Año 7	4642	4275	978	709	492	130	757	390	246	790	58	202	1528
Año 8	4767	4391	1005	728	505	134	777	401	252	812	59	208	1569
Año 9	4896	4509	1032	747	519	137	798	412	259	834	61	214	1612
Año 10	5028	4631	1060	768	533	141	820	423	266	856	63	219	1655

Fuente: Elaboración propia

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD Y NIVEL DE SERVICIO

Con el fin de calcular la capacidad y nivel de servicio en la situación actual sin proyecto de la intersección semaforizada Tomas Valle- Panamericana Norte., agrupamos los flujos que corresponden a las vías Panamericana Norte y Tomas Valle en el año cero (0)

Panamericana Norte (Sentido Sur-Norte) : Flujos 1+9+5

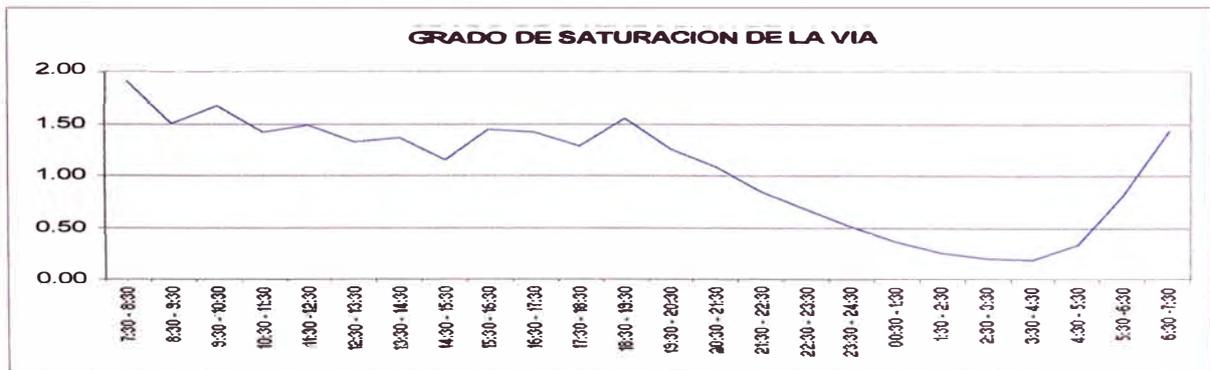
Panamericana Norte (Sentido Norte-Sur) : Flujos 2+6+11+13

Tomas Valle (Sentido Este - Oeste) : Flujos 4+7+12

Tomas Valle (Sentido Oeste - Este) : Flujos 3+8+10

Cuadro 4.27 Calculo de la capacidad, nivel de servicio y grado de saturación Panamericana Norte Sentido S-N en la situación sin proyecto

Calculo de la Capacidad de Intersecciones semaforizadas según HCM 2000																									
Estudio: Interseccion vial Tomas Valle - Panamericana Norte																									
Escenario : Situacion Actual (año 0)																									
Lugar Panam. Norte Sentido: Sur-Norte																									
Flujos: 1+9+5																									
Generales																									
Numero de Carriles (N) 3 und																									
Tiempo Verde (V) 91 seg.																									
Tiempo Rojo (R) 62 seg.																									
Ciclo del semaforo (T) 153 seg.																									
Factores de correccion																									
Factor	Correccion por	Formula	Variable	Unidades																					
Fa	Anchura de carril	0.99	3.5	metros																					
Fvp	Vehiculos pesados	0.96	4.5	porcentaje																					
Fi	Inclinacion rasante	1.00	0	porcentaje																					
Fe	Estacionamiento	0.97	0	mov/hora																					
Fb	Paradas autobus	1.00	0	und/hora																					
Fz	Saturacion	0.90	0.9	0.9 zona urbana, 1 otros casos																					
Fgd	Giros a la derecha	1.00	0.026	proporcion (0-1)																					
Fgi	giros a la izquierda	0.70	0.085	proporcion (0-1)																					
Intensidad de Saturacion (S)																									
S= 1900(N)(Fa)(Fvp)(Fi)(Fe)(Fb)(Fz)(Fgd)(Fgi)																									
S= 3277 veh/hora																									
Capacidad (C)																									
C= SxV/T																									
C= 1949 veh/hora																									
Calculo del grado de saturacion																									
HORA	7:30	8:30	9:30	10:30	11:30	12:30	1:30	2:30	3:30	4:30	5:30	6:30	7:30	8:30	9:30	10:30	11:30	12:30	1:30	2:30	3:30	4:30	5:30	6:30	
UCP	3708	2916	3250	2760	2896	2584	2642	2223	2803	2752	2486	3010	2443	2110	1637	1288	979	703	491	392	364	651	1575	2772	
V/C	1.90	1.50	1.67	1.42	1.49	1.33	1.36	1.14	1.44	1.41	1.28	1.54	1.25	1.08	0.84	0.66	0.50	0.36	0.25	0.20	0.19	0.33	0.81	1.42	
Determinacion de la demora (d) Y Nivel de Servicio (N.S.)																									
$d = \frac{(T - g)^2}{2T(1 - \frac{v}{S})} + 900H \left(\frac{vT}{S \cdot g} - 1 + \sqrt{\left(\frac{vT}{S \cdot g} - 1\right)^2 + \left(\frac{8kvT^2}{(Sg)^2 H}\right)} \right)$																									
UCP	3708	2916	3250	2760	2896	2584	2642	2223	2803	2752	2486	3010	2443	2110	1637	1288	979	703	491	392	364	651	1575	2772	
d	406	228	327	191.6	223	151.1	164.4	70.6	201.5	189.8	128.9	250	119.1	47.4	5.0	2.1	1.2	0.8	0.5	0.5	0.4	0.7	4.1	194.3	
N.S.	F	F	F	F	F	F	F	E	F	F	F	F	F	D	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	F

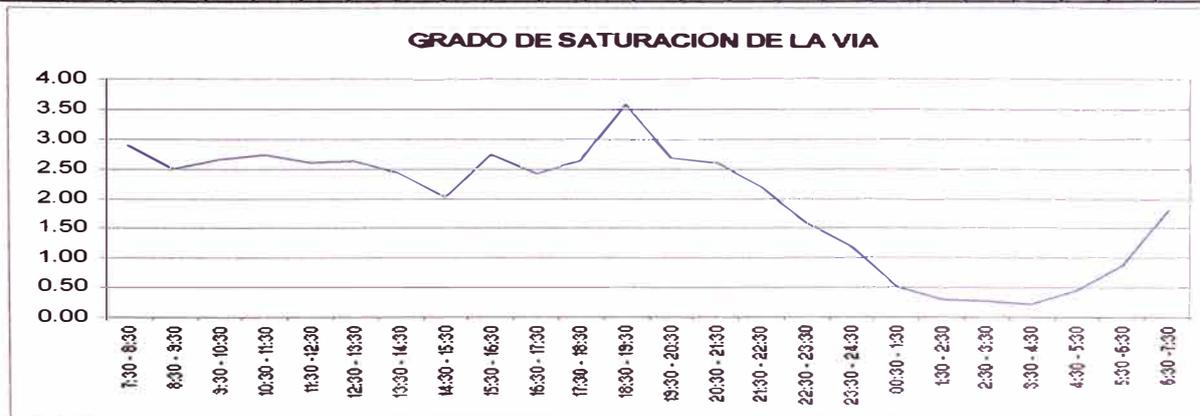


Fuente: HCM 2000: Elaboración propia

Cuadro 4.28 Calculo de la capacidad, nivel de servicio y grado de saturación Panamericana Norte Sentido N-S en la situación sin proyecto

Calculo de la Capacidad de Intersecciones semaforizadas según HCM 2000				
Estudio: Interseccion vial Tomas Valle - Panamericana Norte				
Escenario : Situacion Actual (año 0)				
Lugar	Panam. Norte	Sentido:	Norte - Sur	
Flujos:	2+6+11+13			
Generales				
Numero de Carriles (N)			3 und	
Tiempo Verde (V)			91 seg.	
Tiempo Rojo (R)			62 seg.	
Ciclo del semaforo (T)			153 seg.	
Factores de correccion				
Factor	Correccion por	Formula	Variable	Unidades
Fa	Anchura de carril	0.99	3.5	metros
Fvp	Vehiculos pesados	0.95	5.0	porcentaje
Fi	Inclinacion rasante	1.00	0	porcentaje
Fe	Estacionamiento	0.97	0	mov/hora
Fb	Paradas autobus	1.00	0	und/hora
Fz	Saturacion	0.90	0.9	0.9 zona urbana, 1 otros casos
Fgd	Giros a la derecha	1.00	0.008	proporcion (0-1)
Fgi	giros a la izquierda	0.52	0.185	proporcion (0-1)
Intensidad de Saturacion (S)				
S= 1900(N)(Fa)(Fvp)(Fi)(Fe)(Fb)(Fz)(Fgd)(Fgi)				
S= 2425 veh/hora				
Capacidad (C)				
C= SxV/T				
C= 1442 veh/hora				

Calculo del grado de saturacion																									
HORA	7:30	8:30	9:30	10:30	11:30	12:30	1:30	2:30	3:30	4:30	5:30	6:30	7:30	8:30	9:30	10:30	11:30	12:30	1:30	2:30	3:30	4:30	5:30	6:30	
UCP	4177	3603	3839	3924	3757	3783	3463	2904	3926	3470	3794	5154	3869	3729	3170	2302	1722	713	414	387	321	632	1245	2594	
VIC	2.90	2.50	2.66	2.72	2.60	2.62	2.40	2.01	2.72	2.41	2.63	3.57	2.68	2.59	2.20	1.60	1.19	0.49	0.29	0.27	0.22	0.44	0.86	1.80	
Determinacion de la demora (d) Y Nivel de Servicio (N.S.)																									
$d = \frac{(T - g)^2}{2T(1 - \frac{v}{S})} + 900H \left(\frac{vT}{S \cdot g} - 1 + \sqrt{\left(\frac{vT}{S \cdot g} - 1\right)^2 + \left(\frac{8kvT^2}{(Sg)^2 H}\right)} \right)$																									
UCP	4177	3603	3839	3924	3757	3783	3463	2904	3926	3470	3794	5154	3869	3729	3170	2302	1722	713	414	387	321	632	1245	2594	
d	855	676	749	776.1	724	732.1	632	457	777	634	735	1160	759	715.3	541	275	95.0	1.5	0.7	0.7	0.6	1.2	7.5	359	
N.S.	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	A	A	A	A	A	A	F	

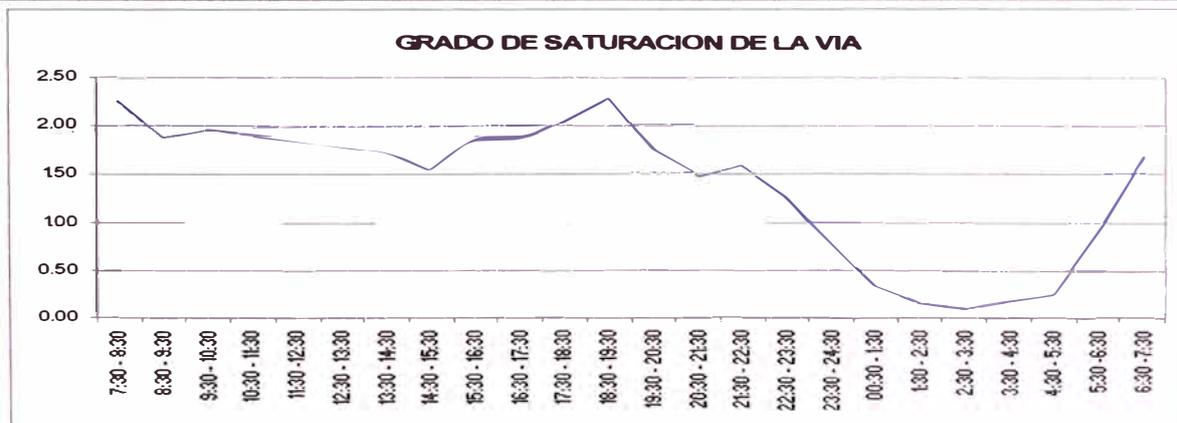


Fuente: HCM 2000: Elaboración propia

Cuadro 4.29 Calculo de la capacidad, nivel de servicio y grado de saturación Avenida Tomas Valle Sentido E-O en la situación sin proyecto

Calculo de la Capacidad de Intersecciones semaforizadas según HCM 2000				
Estudio: Interseccion vial Tomas Valle - Panamericana Norte				
Escenario : Situacion Actual (año 0)				
Lugar: Tomas Valle		Sentido: Este-Oeste		
Flujos: 4+7+12				
Generales				
Numero de Carriles (N)		3 und		
Tiempo Verde (V)		62 seg.		
Tiempo Rojo (R)		91 seg.		
Ciclo del semaforo (T)		153 seg.		
Factores de correccion				
Factor	Correccion por	Formula	Variable	Unidades
Fa	Anchura de carril	0.99	3.5	metros
Fvp	Vehiculos pesados	0.95	5.4	porcentaje
Fi	Inclinacion rasante	1.00	0	porcentaje
Fe	Estacionamiento	0.97	0	mov/hora
Fb	Paradas autobus	1.00	0	und/hora
Fz	Saturacion	0.90	0.9	0.9 zona urbana, 1 otros casos
Fgd	Giros a la derecha	0.98	0.120	proporcion (0-1)
Fgi	giros a la izquierda	0.28	0.510	proporcion (0-1)
Intensidad de Saturacion (S)				
S= 1900(N)(Fa)(Fvp)(Fi)(Fe)(Fb)(Fz)(Fgd)(Fgi)				
S= 1287 veh/hora				
Capacidad (C)				
C= SxV/T				
C= 522 veh/hora				

Calculo del grado de saturacion																												
HORA	7:30	8:30	9:30	10:30	11:30	12:30	1:30	2:30	3:30	4:30	5:30	6:30	7:30	8:30	9:30	10:30	11:30	12:30	1:30	2:30	3:30	4:30	5:30	6:30				
UCP	1176	973	1018	992	971	917	905	805	988	969	1065	1195	910	768	830	652	389	175	78	55	93	132	467	872				
V/C	1.54	1.27	1.33	1.30	1.27	1.20	1.18	1.05	1.29	1.27	1.39	1.56	1.19	1.00	1.08	0.85	0.51	0.23	0.10	0.07	0.12	0.17	0.61	1.14				
Determinacion de la demora (d) Y Nivel de Servicio (N. S.)																												
$d = \frac{(T - g)^2}{2T(1 - \frac{v}{S})} + 900H \left(\frac{vT}{Sg} - 1 + \sqrt{\left(\frac{vT}{Sg} - 1\right)^2 + \left(\frac{8kvT^2}{(Sg)^2 H}\right)} \right)$																												
UCP	1176	973	1018	992	971	917	905	805	988	969	1065	1195	910	768	830	652	389	175	78	55	93	132	467	872				
d	574	398	436	414.0	396	350	340	255	411.0	394	477	591.3	344.1	224	276	128.4	9.8	2.1	0.9	0.7	1.1	1.5	20.9	311.3				
N.S.	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	A	A	A	A	A	A	C	F				

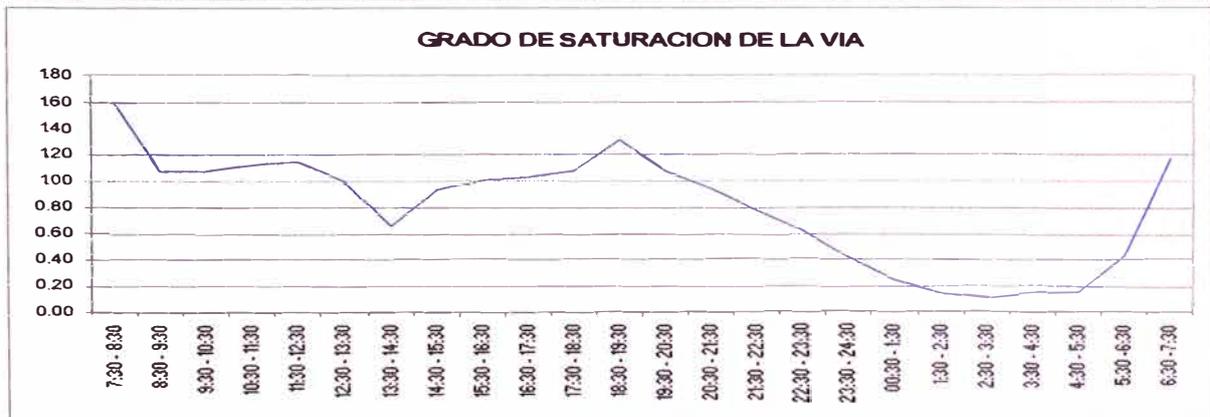


Fuente: HCM 2000: Elaboración propia

Cuadro 4.30 Calculo de la capacidad, nivel de servicio y grado de saturación Avenida Tomas Valle Sentido O-E en la situación sin proyecto

Calculo de la Capacidad de Intersecciones semaforizadas según HCM 2000				
Estudio: Interseccion vial Tomas Valle - Panamericana Norte				
Escenario : Situacion Actual (año 0)				
Lugar: Tomas Valle		Sentido: Oeste-Este		
Flujos: 3+8+10				
Generales				
Numero de Carriles (N)		3 und		
Tiempo Verde (V)		62 seg.		
Tiempo Rojo (R)		91 seg.		
Ciclo del semaforo (T)		153 seg.		
Factores de correccion				
Factor	Correccion por	Formula	Variable	Unidades
Fa	Anchura de carril	0.99	3.5	metros
Fvp	Vehiculos pesados	0.95	5.2	porcentaje
Fi	Inclinacion rasante	1.00	0	porcentaje
Fe	Estacionamiento	0.97	0	mov/hora
Fb	Paradas autobus	1.00	0	und/hora
Fz	Saturacion	0.90	0.9	0.9 zona urbana, 1 otros casos
Fgd	Giros a la derecha	0.94	0.367	proporcion (0-1)
Fgi	giros a la izquierda	0.50	0.203	proporcion (0-1)
Intensidad de Saturacion (S)				
S= 1900(N)(Fa)(Fvp)(Fi)(Fe)(Fb)(Fz)(Fgd)(Fgi)				
S= 2188 veh/hora				
Capacidad (C)				
C= SxV/T				
C= 887 veh/hora				

Calculo del grado de saturacion																											
HORA	7:30	8:30	9:30	10:30	11:30	12:30	1:30	2:30	3:30	4:30	5:30	6:30	7:30	8:30	9:30	10:30	11:30	12:30	1:30	2:30	3:30	4:30	5:30	6:30			
UCP	1412	953	950	994	1020	892	581	824	887	912	956	1162	950	832	688	548	367	226	126	97	122	139	380	1037			
V/C	1.08	0.73	0.73	0.76	0.78	0.69	0.45	0.63	0.68	0.70	0.73	0.89	0.73	0.64	0.53	0.42	0.28	0.17	0.10	0.07	0.09	0.11	0.29	0.80			
Determinacion de la demora (d) Y Nivel de Servicio (N.S.)																											
$d = \frac{(T - g)^2}{2T(1 - \frac{v}{S})} + 900H \left(\frac{vT}{Sg} - 1 + \sqrt{\left(\frac{vT}{Sg} - 1\right)^2 + \left(\frac{8kvT^2}{(Sg)^2 H}\right)} \right)$																											
UCP	1412	953	950	994	1020	892	581	824	887	912	956	1162	950	832	688	548	367	226	126	97	122	139	380	1037			
d	273	53.0	51.6	69.8	81.1	32.1	4.2	17.8	30.7	38.1	54.1	148.3	51.6	19.0	7.0	3.6	1.8	1.0	0.6	0.6	0.6	0.7	1.9	88.8			
N.S.	F	D	D	E	E	C	A	B	C	D	D	F	D	B	A	A	A	A	A	A	A	A	A	F			



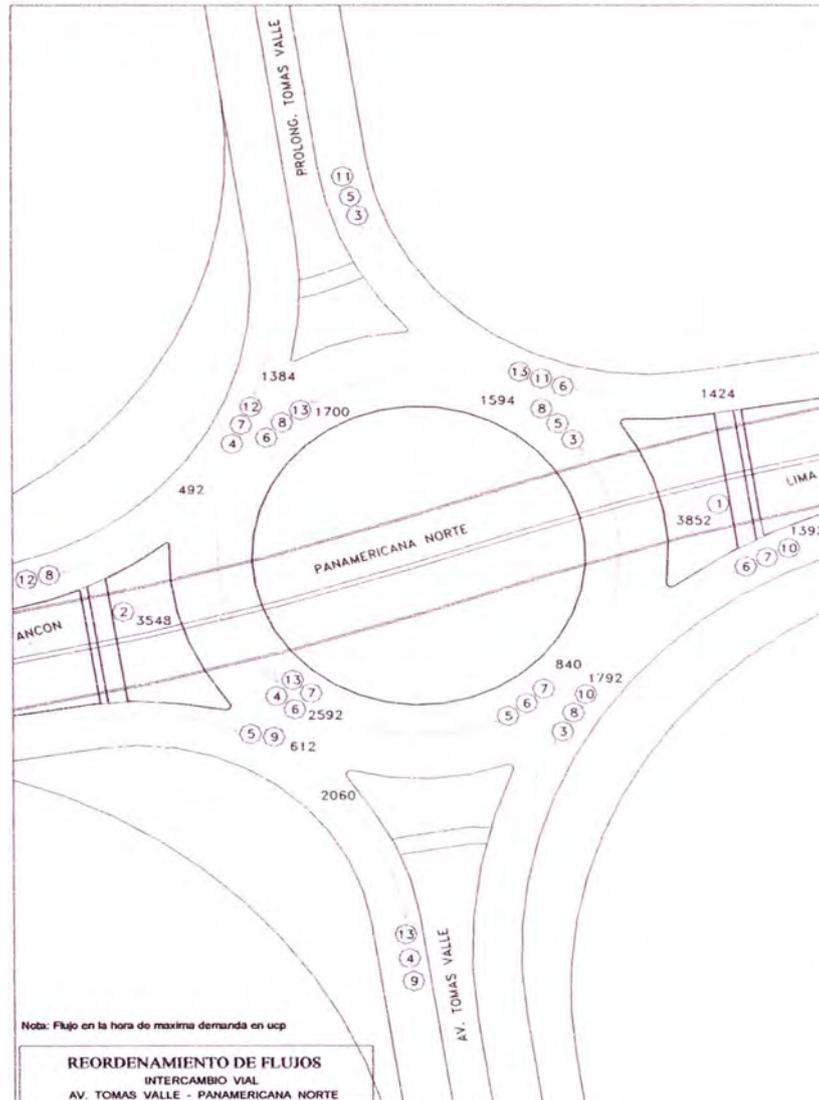
Fuente: HCM 2000: Elaboración propia

4.3 MODELACION DEL TRANSITO

Para modelar el tránsito tenemos que reordenar los flujos de acuerdo con la situación con proyecto (la cual corresponde a una rotonda a desnivel).

Con los flujos reordenados calcularemos la capacidad del intercambio a desnivel y calcularemos si en el horizonte del proyecto el intercambio tiene un nivel de servicio aceptable.

Figura 4.02 Flujos reordenados correspondientes a la situación con proyecto



Fuente : Elaboración propia

En la figura 4.02 representamos los sentidos y direcciones de los flujos reordenados en la situación con proyecto para ellos usamos un esquema de la solución planteada, que corresponde a una rotonda a desnivel, donde la vía principal (Panamericana Norte) se propone a desnivel es decir puede ser deprimida o elevada, la elección de una de estas alternativas se sustenta en el siguiente capítulo.

En esta etapa de cálculo proponemos la cantidad de carriles que tendrá la vía a desnivel y la rotonda a nivel que conforman el intercambio, esta decisión se basa en la demanda de vehículos equivalentes que se tendrá en el horizonte del proyecto (año 10), la cual debería redundar en un nivel de servicio aceptable.

- a) Número de carriles para la Panamericana Norte: 03 carriles
- b) Número de carriles para la Rotonda a nivel : 03 carriles

Si el cálculo determina que el nivel de servicio no es el adecuado para la cantidad de carriles que proponemos, volvemos a realizar una nueva iteración para un número distinto de carriles.

En esta etapa de la modelación también tenemos que tener definido el ancho de los carriles, pues interviene de manera directa el cálculo de Capacidad y Nivel de Servicio.

- a) Ancho de carril para la Panamericana norte: 3.5 m.
- b) Ancho de carril para la Rotonda: 3.5 m.

Capacidad y Nivel de Servicio de segmento de Autopista

Para analizar la capacidad y nivel de servicio de la Panamericana Norte aplicamos la Metodología del HCM 2000, la cual como se explicó en el capítulo 1 debe tener ciertas condiciones, como por ejemplo control total de accesos y que no debe ser afectados por movimientos de convergencia ni divergencia en rampas de enlace cercanas, ni por maniobras de entrecruzamiento.

Los niveles de servicio para segmentos de autopista varían desde la condición ideal "A", hasta la menos favorable "E". Para poder establecerla con certeza tenemos que calcular algunos factores de corrección que a continuación mostramos:

Los flujos que intervienen son el flujo 1 para el sentido Norte Sur y el flujo 2 para el sentido Sur Norte.

Cuadro 4.31 Cálculo de la capacidad, nivel de servicio y grado de saturación Panamericana norte Sentido N-S en la situación con proyecto

Cálculo del Nivel de Servicio (N.S.) para autopista según HCM 2000						
Estudio:	Intersección vial Tomas Valle - Panamericana Norte					
Escenario :	Situación con proyecto					
Lugar:	Panam. Norte	Sentido:		Norte -	Sur	
Flujo:	1					
Generales						
Número de Carriles (N)				3	und	
Ancho de carriles (A)				3.5	m.	
Capacidad según HCM 2000						
Capacidad por carril				2400	veh/hora	
Capacidad total				7200	veh/hora	
Factores de corrección						
Factor	Corrección por	Corrección km/h	Variable			
fa	Anchura de carril	1.00	3.5 m. para un max. de 3.6			
fo	Obstáculos laterales	2.60	0.6m. para un max. de 1.8m.			
fe	Separación entre Enlaces	0.00	0 cuando la densidad es < 0.3			
fn	Número de carriles	4.80	3 para un máximo de 5 carril			
fvp	Vehículos pesados	0.70	1 cuando todos son veh. livianos			
fp	Tipo de conductores	1.00	1 acostumbrados a la vía			
Factores de equivalencia		E	P			
Vehículo liviano		1	65.17			
Camioneta rural		1.5	9.7			
Microbus		2	12.86			
Omnibus		3	5.61			
Camion 2 -3 ejes		3	4.84			
Camion 4-5 ejes		3.5	1			
Camion 6 ejes		4	0.82			
Velocidad libre						
VLB =	100 km/h					
VL=	92 veh/hora					
Tasa de flujo (Vp)						
$v/(FHMDxNx fvp x fp)$						
Año	Flujo 1	Vp	S	Densidad (D)	NS	
0	3852	1843	90	20	D	
1	3956	1893	90	21	D	
2	4063	1944	90	22	D	
3	4173	1997	90	22	D	
4	4285	2051	89	23	E	
5	4401	2106	88	24	E	
6	4520	2163	88	25	E	
7	4642	2221	86	26	E	
8	4767	2281	86	27	E	
9	4896	2343	80	29	E	
10	5028	2406	80	30	E	
Cálculo del Grado de Saturación Panam. Norte Sentido Norte Sur						
Año	Flujo 1	Capacidad	Nro carriles	V/C		
0	3852	2400	3	0.54		
1	3956	2400	3	0.55		
2	4063	2400	3	0.56		
3	4173	2400	3	0.58		
4	4285	2400	3	0.60		
5	4401	2400	3	0.61		
6	4520	2400	3	0.63		
7	4642	2400	3	0.64		
8	4767	2400	3	0.66		
9	4896	2400	3	0.68		
10	5028	2400	3	0.70		

Fuente :HCM 2000: Elaboración propia

Cuadro 4.32 Calculo de la capacidad, nivel de servicio y grado de saturación Panamericana norte Sentido S-N en la situación con proyecto

Calculo del Nivel de Servicio (N.S.) para autopista según HCM 2000					
Estudio:	Intersección vial Tomas Valle - Panamericana Norte				
Escenario :	Situación con proyecto				
Lugar:	Panam. Norte	Sentido:	Sur Norte		
Flujo:	2				
Generales					
Numero de Carriles (N)				3	und
Ancho de carriles (A)				3.5	m.
Capacidad según HCM 2000					
Capacidad por carril				2400	veh/hora
Capacidad total				7200	veh/hora
Factores de corrección					
Factor	Corrección por	Corrección km/h	Variable		
fa	Anchura de carril	1.00	3.5 m. para un max. de 3.6		
fo	Obstáculos laterales	2.60	0.6m. para un max. De 1.8m.		
fe	Separación entre Enlaces	0.00	0 cuando la densidad es < 0.3		
fn	Numero de carriles	4.80	3 para un máximo de 5 carril		
fvp	Vehículos pesados	0.67	1 cuando todos son veh.livianos		
fp	Tipo de conductores	1.00	1 acostumbrados a la via		
Factores de equivalencia		E	P		
Vehículo liviano		1	61.05		
Camioneta rural		1.5	11.74		
Microbús		2	12.96		
Ómnibus		3	7.25		
Camión 2 -3 ejes		3	5.17		
Camión 4-5 ejes		3.5	1.02		
Camión 6 ejes		4	0.81		
Velocidad libre					
VLB =	100 km/h				
VL=	92 veh/hora				
Tasa de flujo (Vp)		$v/(FHMD \times N \times fvp \times fp)$			
Año	Flujo 1	Vp	S	Densidad (D)	NS
0	3548	1698	90	19	D
1	3644	1744	90	19	D
2	3742	1791	90	20	D
3	3843	1839	90	20	D
4	3947	1889	90	21	D
5	4054	1940	90	22	D
6	4163	1992	90	22	D
7	4275	2046	89	23	E
8	4391	2101	89	24	E
9	4509	2158	88	25	E
10	4631	2216	88	25	E
Calculo del Grado de Saturación Panam. Norte Sentido Sur - Norte					
Año	Flujo 2	Capacidad	Nro carriles	V/C	
0	3548	2400	3	0.49	
1	3644	2400	3	0.51	
2	3742	2400	3	0.52	
3	3843	2400	3	0.53	
4	3947	2400	3	0.55	
5	4054	2400	3	0.56	
6	4163	2400	3	0.58	
7	4275	2400	3	0.59	
8	4391	2400	3	0.61	
9	4509	2400	3	0.63	
10	4631	2400	3	0.64	

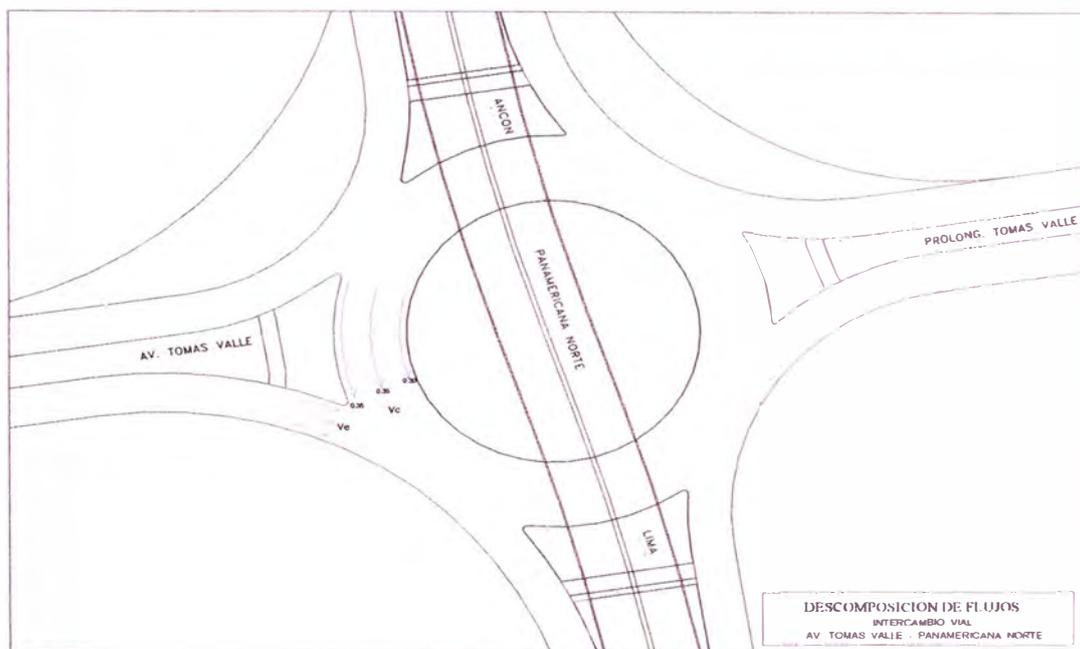
Fuente :HCM 2000: Elaboración propia

Capacidad y Nivel de Servicio de la Rotonda

Para analizar la Capacidad y Nivel de Servicio de la Rotonda a nivel del Intercambio vial Panamericana Norte Tomas Valle usamos la formula de Kimber, que permite calcular la capacidad de la rotonda por entradas, pues el concepto de capacidad global esta en desuso como se explico en el capitulo 1.

Para analizar el flujo en los tres carriles propuestos en la rotonda tenemos que descomponerlo en tres subflujos, usando lo recomendado por la Federal Highway Administration en su publicación Roundabouts An Informational Guide, es así que tendremos el flujo repartido proporcionalmente a las siguientes cantidades, 0.35, 0.35 y 0.30, estos subflujos así repartidos interactúan directamente con el flujo de las entradas y en consecuencia determinan el grado de saturación y nivel de servicio de la entrada de la rotonda.

Figura 4.03 Interacción de flujos en los accesos de la rotonda



Fuente: Elaboración propia

Fórmula de Kimber :
$$Q_e = K(F - f_c Q_c) \quad (4.04)$$

Para cada entrada calculamos la capacidad y sus parámetros generales que son :

Angulo de entrada (Φ); Radio de entrada (r)

Diámetro exterior(D) : Ancho de la vía antes del abocinamiento(v)

Ancho de la entrada (e) ; Longitud del abocinamiento (l)

Cuadro 4.33 Capacidad y nivel de servicio Rotonda Ingreso norte en la situación con proyecto

Calculo de la Capacidad de Rotonda según FHA (Formula Kimber)			
Estudio:	Intersección vial Tomas Valle - Panamericana Norte		
Escenario :	Situación con Proyecto		
Ingreso	Norte		
Flujo entrante:	5+9		
Generales			
Angulo de entrada (Φ)	38 grados sexag.		
radio de entrada (r)	50 metros		
diámetro exterior (D)	53 metros		
ancho de la via antes del abocinamiento (v)	10.5 metros		
anchura de la entrada(e)	11.25 metros		
Longitud del abocinamiento (l)	10.7 metros		
Factores de corrección			
Factor	Descripción	Valor	
K	Factor de corrección	1.002	
S	Agudeza del abocinamiento	0.07	
x	Factor de corrección	12.54	
t D	Factor de corrección	2.00	
fc	Factor de corrección	1.47	
F	Factor de corrección	3800	
Trafico circulante frente de la entrada (Qc)			
Flujos:	4+6+7+13	2592 veh/hora	
Qc		907 veh/hora	
Ecuación de Capacidad (C)			
		$Q_e = K (F - f_c Q_c)$	
Qe=		3806 1.473 Qc	

Calculo de la capacidad y relación V/C para la ingreso norte				
Año	Flujos		Capacidad	V/C
	4+6+7+13	5+9		
0	2592	612	2469	0.25
1	2662	629	2433	0.26
2	2734	645	2396	0.27
3	2808	663	2358	0.28
4	2883	681	2319	0.29
5	2961	699	2279	0.31
6	3041	718	2238	0.32
7	3123	737	2195	0.34
8	3208	757	2152	0.35
9	3294	778	2107	0.37
10	3383	799	2061	0.39

Calculo de la demora y Longitud de cola ingreso norte				
Año	Flujos		demora s/veh	cola veh
	5+9	Capacidad		
0	612	2469	1.94	0.3
1	629	2433	1.99	0.3
2	645	2396	2.06	0.4
3	663	2358	2.12	0.4
4	681	2319	2.20	0.4
5	699	2279	2.28	0.4
6	718	2238	2.37	0.5
7	737	2195	2.47	0.5
8	757	2152	2.58	0.5
9	778	2107	2.70	0.6
10	799	2061	2.85	0.6

Fuente :HCM 2000: Elaboración propia

Cuadro 4.34 Capacidad y nivel de servicio Rotonda Ingreso oeste en la situación con proyecto

Calculo de la Capacidad de Rotonda según FHA (Formula Kimber)			
Estudio:	Intersección vial Tomas Valle - Panamericana Norte		
Escenario :	Situación con Proyecto		
Ingreso	Oeste		
Flujo entrante:	3+8+10		
Generales			
Angulo de entrada (Φ)	46 grados sexag.		
radio de entrada (r)	67 metros		
diámetro exterior (D)	53 metros		
ancho de la vía antes del abocinamiento (v)	10.5 metros		
anchura de la entrada(e)	11.25 metros		
Longitud del abocinamiento (l)	11.3 metros		
Factores de corrección			
Factor	Descripción	Valor	
K	Factor de corrección	0.979	
S	Agudeza del abocinamiento	0.07	
x	Factor de corrección	12.48	
t D	Factor de corrección	2.00	
fc	Factor de corrección	1.47	
F	Factor de corrección	3782	
Trafico circulante frente de la entrada (Qc)			
Flujos:	5+6+7	1144 veh/hora	
Qc		400 veh/hora	
Ecuación de Capacidad (C)			
		$Q_c = K (F - f_c Q_c)$	
Qe=		3701 -1.435 Qc	

Calculo de la capacidad y relación V/C para la ingreso norte				
Año	Flujos		Capacidad	V/C
	5+6+7	3+8+10		
0	1144	1792	3127	0.57
1	1175	1840	3111	0.59
2	1207	1890	3095	0.61
3	1239	1941	3079	0.63
4	1273	1994	3062	0.65
5	1307	2047	3045	0.67
6	1342	2103	3027	0.69
7	1379	2159	3009	0.72
8	1416	2218	2990	0.74
9	1454	2278	2971	0.77
10	1493	2339	2951	0.79

Calculo de la demora y Longitud de cola ingreso norte				
Año	Flujos		demora s/veh	cola veh
	3+8+10	Capacidad		
0	1792	3127	2.68	1.3
1	1840	3111	2.82	1.4
2	1890	3095	2.97	1.6
3	1941	3079	3.14	1.7
4	1994	3062	3.34	1.8
5	2047	3045	3.57	2.0
6	2103	3027	3.84	2.2
7	2159	3009	4.17	2.5
8	2218	2990	4.56	2.8
9	2278	2971	5.05	3.2
10	2339	2951	5.67	3.7

Fuente: HCM 2000 Elaboración propia

Cuadro 4.35 Capacidad y nivel de servicio Rotonda Ingreso sur en la situación con proyecto

Calculo de la Capacidad de Rotonda según FHA (Formula Kimber)		
Estudio:	Intersección vial Tomas Valle - Panamericana Norte	
Escenario :	Situación con Proyecto	
Ingreso	Sur	
Flujo entrante:	6+11+13	
Generales		
Angulo de entrada (Φ)	51 grados sexag.	
radio de entrada (r)	100 metros	
diámetro exterior (D)	53 metros	
ancho de la vía antes del abocinamiento (v)	10.5 metros	
anchura de la entrada(e)	11.25 metros	
Longitud del abocinamiento (l)	7.1 metros	
Factores de corrección		
Factor	Descripción	Valor
K	Factor de corrección	0.966
S	Agudeza del abocinamiento	0.11
x	Factor de corrección	13.08
t D	Factor de corrección	2.00
fc	Factor de corrección	1.52
F	Factor de corrección	3964
Trafico circulante frente de la entrada (Qc)		
Flujos:	3+5+8	1544 veh/hora
Qc		540 veh/hora
Ecuación de Capacidad (C)		
$Q_e = K (F - f_c Q_c)$		
Qe=	3830	1.465 Qc

Calculo de la capacidad y relación V/C para la ingreso norte				
Año	Flujos		Capacidad	V/C
	3+5+8	6+11+13		
0	1544	1424	3038	0.47
1	1586	1462	3017	0.48
2	1629	1502	2995	0.50
3	1672	1542	2972	0.52
4	1718	1584	2949	0.54
5	1764	1627	2925	0.56
6	1812	1671	2901	0.58
7	1861	1716	2876	0.60
8	1911	1762	2850	0.62
9	1962	1810	2824	0.64
10	2015	1859	2796	0.66

Calculo de la demora y Longitud de cola ingreso norte				
Año	Flujos		demora s/veh	cola veh
	6+11+13	Capacidad		
0	1424	3038	2.23	0.9
1	1462	3017	2.31	0.9
2	1502	2995	2.40	1.0
3	1542	2972	2.51	1.1
4	1584	2949	2.63	1.2
5	1627	2925	2.76	1.2
6	1671	2901	2.91	1.4
7	1716	2876	3.09	1.5
8	1762	2850	3.29	1.6
9	1810	2824	3.52	1.8
10	1859	2796	3.80	2.0

Fuente: HCM 2000 Elaboración propia

Cuadro 4.36 Capacidad y nivel de servicio Rotonda Ingreso este en la situación con proyecto

Calculo de la Capacidad de Rotonda según FHA (Formula Kimber)			
Estudio:	Intersección vial Tomas Valle - Panamericana Norte		
Escenario :	Situación con Proyecto		
Ingreso	Este		
Flujo entrante:	4+7+12		
Generales			
Angulo de entrada (Φ)	47 grados sexag.		
radio de entrada (r)	60 metros		
diámetro exterior (D)	53 metros		
ancho de la vía antes del abocinamiento (v)	10.5 metros		
anchura de la entrada(e)	11.25 metros		
Longitud del abocinamiento (l)	5.85 metros		
Factores de corrección			
Factor	Descripción	Valor	
K	Factor de corrección	0.974	
S	Agudeza del abocinamiento	0.13	
x	Factor de corrección	13.39	
t D	Factor de corrección	2.00	
fc	Factor de corrección	1.54	
F	Factor de corrección	4058	
Trafico circulante frente de la entrada (Qc)			
Flujos:	6+8+13	1700 veh/hora	
Qc		595 veh/hora	
Ecuación de Capacidad (C)			
		$Q_e = K (F - f_c Q_c)$	
Qe=		3951 1.502 Qc	

Calculo de la capacidad y relación V/C para la ingreso norte				
Año	Flujos		Capacidad	V/C
	6+8+13	4+7+12		
0	1700	1384	3057	0.45
1	1746	1421	3033	0.47
2	1793	1460	3009	0.49
3	1841	1499	2983	0.50
4	1891	1540	2957	0.52
5	1942	1581	2930	0.54
6	1995	1624	2903	0.56
7	2049	1668	2874	0.58
8	2104	1713	2845	0.60
9	2161	1759	2815	0.62
10	2219	1807	2785	0.65

Calculo de la demora y Longitud de cola ingreso norte				
Año	Flujos		demora s/veh	cola veh
	4+7+12	Capacidad		
0	1384	3057	2.15	0.8
1	1421	3033	2.23	0.9
2	1460	3009	2.32	0.9
3	1499	2983	2.42	1.0
4	1540	2957	2.53	1.1
5	1581	2930	2.66	1.2
6	1624	2903	2.80	1.3
7	1668	2874	2.97	1.4
8	1713	2845	3.16	1.5
9	1759	2815	3.38	1.7
10	1807	2785	3.65	1.8

Fuente: HCM 2000 Elaboración propia

Capacidad de las vías de acceso a la rotonda

Para calcular la capacidad y grado de saturación de los accesos de la rotonda utilizamos lo recomendado por el Manual de diseño Geométrico de Carreteras del Perú DGC 2001.

Este manual establece la capacidad para vías auxiliares en intercambios viales en 1350 vehículos mixtos hora.

A continuación los flujos que intervienen en el cálculo del grado de saturación y el número de carriles propuesto.

Vías acceso Norte

Sentido Norte – Sur: Flujos 5+9; número de carriles propuesto: 2

Sentido Sur - Norte: Flujos 4+7+12; número de carriles propuesto: 2

Vías acceso Sur

Sentido Norte – Sur: Flujos 6+7+10; número de carriles propuesto: 2

Sentido Sur - Norte: Flujos 6+11+13; número de carriles propuesto: 2

Vías acceso Este

Sentido Oeste – Este : Flujos 3+5+11; número de carriles propuesto: 2

Sentido Este - Oeste: Flujos 4+7+12; número de carriles propuesto: 2

Vías acceso Oeste

Sentido Oeste – Este : Flujos 3+8+10; número de carriles propuesto: 2

Sentido Este - Oeste: Flujos 4+9+13; número de carriles propuesto: 2

Cuadro 4.37 Capacidad y grado de saturación de vías acceso norte rotonda

Sentidos		Sur Norte	G.S. (v/c)	Norte Sur	G.S. (v/c)
flujos		4+7+12	n carril: 2	5+9	n carril: 2
Horizonte del proyecto (años)	0	492	0.18	612	0.23
	1	505	0.19	629	0.23
	2	519	0.19	645	0.24
	3	533	0.20	663	0.25
	4	547	0.20	681	0.25
	5	562	0.21	699	0.26
	6	577	0.21	718	0.27
	7	593	0.22	737	0.27
	8	609	0.23	757	0.28
	9	625	0.23	778	0.29
	10	642	0.24	799	0.30

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 4.38 Capacidad y grado de saturación de vías acceso sur rotonda

Sentidos		Sur Norte	G.S. (v/c)	Norte Sur	G.S. (v/c)
flujos		13+11+6	n carril: 2	6+7+10	n carril: 2
Horizonte del proyecto (años)	0	1424	0.53	1392	0.52
	1	1462	0.54	1430	0.53
	2	1502	0.56	1468	0.54
	3	1542	0.57	1508	0.56
	4	1584	0.59	1549	0.57
	5	1627	0.60	1590	0.59
	6	1671	0.62	1633	0.60
	7	1716	0.64	1677	0.62
	8	1762	0.65	1723	0.64
	9	1810	0.67	1769	0.66
	10	1859	0.69	1817	0.67

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 4.39 Capacidad y grado de saturación de vías acceso este rotonda

Sentidos		Oeste- Este	G.S. (v/c)	Este- Oeste	G.S. (v/c)
flujos		3+5+11	n carril: 2	4+7+12	n carril: 2
Horizonte del proyecto (años)	0	1268	0.47	1384	0.51
	1	1302	0.48	1421	0.53
	2	1337	0.50	1460	0.54
	3	1374	0.51	1499	0.56
	4	1411	0.52	1540	0.57
	5	1449	0.54	1581	0.59
	6	1488	0.55	1624	0.60
	7	1528	0.57	1668	0.62
	8	1569	0.58	1713	0.63
	9	1612	0.60	1759	0.65
	10	1655	0.61	1807	0.67

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 4.40 Capacidad y grado de saturación de vías acceso oeste en rotonda

Sentidos		Oeste- Este	G.S. (v/c)	Este- Oeste	G.S. (v/c)
flujos		3+8+10	n carril: 2	4+9+13	n carril: 2
Horizonte del proyecto (años)	0	1792	0.66	2060	0.76
	1	1840	0.68	2116	0.78
	2	1890	0.70	2173	0.80
	3	1941	0.72	2231	0.83
	4	1994	0.74	2292	0.85
	5	2047	0.76	2354	0.87
	6	2103	0.78	2417	0.90
	7	2159	0.80	2482	0.92
	8	2218	0.82	2549	0.94
	9	2278	0.84	2618	0.97
	10	2339	0.87	2689	1.00

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO 5.0

APLICACIONES DEL DISEÑO GEOMÉTRICO VIAL URBANO: ALTERNATIVAS DE SOLUCION AL INTERCAMBIO AUTOPISTA PANAMERICANA NORTE – AV. TOMAS VALLE

5.1 ASPECTOS GENERALES

El adoptar un cruce a diferente nivel como alternativa de solución a la intersección vial Panamericana –Tomas Valle, fue consecuencia del bajo nivel de servicio e inadecuado diseño geométrico de dicha intersección vial , es así que ninguna mejora o solución planteada a nivel pudo alcanzar los estándares requerido para dichas vías. Entonces teniendo como meta mantener las características funcionales programadas para dichas vías, se optó por la solución a diferente nivel que aumentara sensiblemente la capacidad vial y el nivel de servicio en la zona de la intersección, con suficientes condiciones de seguridad.

La solución presentada consiste en una glorieta o rotonda a distinto nivel, es decir que la vía principal cambia de nivel, con lo cual se solucionará los movimientos principales de la Panamericana norte y para los giros y movimientos provenientes de la vía secundaria es decir de la Av. Tomas Valle se propone una rotonda.

El diseño geométrico de las alternativas 01 y 02 se desarrollarán solo con fines académicos pues se debe tener en cuenta que para diseñar un intercambio a desnivel intervienen otros factores que determinan la adecuación del diseño geométrico final y las cuales no han sido consideradas en la presente tesis por escapar al nivel del presente estudio. Estos factores son:

Rentabilidad de la inversión.

Interferencias con servicios públicos

Expropiación de terrenos privados, reserva vial, aspectos legales y sociales.

Urbanismo e impacto ambiental

Seguridad vial.

En esta parte del estudio tenemos ya un criterio definido acerca de cuál alternativa es la elegida, esta alternativa es la 1 (vía principal deprimida) pues es la que menos impacto tiene con el medio urbano que la rodea además de ser la rotonda un dispositivo vial en donde las velocidades en la calzada anular son reducidas, lo cual favorece al peatón pues este debe tener siempre la prioridad en el diseño geométrico vial urbano.

A continuación mostramos un resumen de los principales parámetros usados para el diseño geométrico

Velocidad de diseño

La velocidad de diseño es el parámetro más importante de diseño, pues con este se estiman la mayoría de las condiciones gobernantes del diseño geométrico.

Cuadro 5.01 Velocidad de diseño

Velocidad de Diseño	
Estudio:	Intercambio vial Tomas Valle - Panamericana Norte
Escenario :	Situación con Proyecto Ambas alternativas
Lugar:	Vía a desnivel Panam. Norte
Sentido:	Ambos
V :	80 km/h (1)
Lugar:	Rotonda a
Sentido:	Anti horario
Vaccesos :	30 km/h
Vrotondas:	30 km/h

(1) VELOCIDAD MINIMA , ALGUNOS PARAMETROS SON CALCULADOS CON VELOCIDADES MAYORES

Fuente: Elaboración propia

Vehículo de diseño

Del aforo vehicular realizado para la presente tesis se tiene que el volumen vehicular de camiones de mas de 3 ejes es 7% del total es por esta razón que se eligió como vehículo de diseño el camión C3 R2/3/4

Cuadro 5.02 Vehículo de diseño

Vehículo de Diseño						
Estudio:	Intercambio vial Tomas Valle - Panamericana Norte					
Escenario :	Situación con Proyecto Ambas alternativas					
Lugar:	Rotonda a nivel y Autopista a desnivel					
ITEM	ALTURA (m)	ANCHO (m)	LARGO (m)	LONG. EJES (m)	R GIRO EXT. (m)	R. GIRO INT. (m)
C3-R2/3/4	4.1	2.6	19.6	6.4	13.7	6.8

Fuente: Elaboración propia

5.1.1 CARACTERISTICAS DE LAS VIAS URBANAS

La intersección vial materia del estudio se forma por la intersección de la Autopista Panamericana Norte y la Av. Tomas Valle.

Las características de estas dos vías se tratan a detalle en el Capítulo 3 del presente estudio.

La representación de las características geométricas de una vía urbana, se efectúa mediante planos de planta, perfil longitudinal y de secciones transversales, los cuales son presentados en los anexos del estudio.

5.1.2 VISIBILIDAD

Con los criterios de visibilidad expuestos en el capítulo 2 verificaremos la distancia de visibilidad de parada y la longitud mínima de curva vertical para las dos alternativas planteadas, como sabemos se escogió la alternativa 1 como la más adecuada para dar solución a la situación actual de la intersección Tomas Valle Panamericana Norte y solo se desarrolla la alternativa 2 con fines académicos.

Cuadro 5.03 Longitud de curvas verticales alternativa 1

ALTERNATIVA 1

Visibilidad en Curvas Verticales según MTC - DGC 2001			
Estudio:	Intersección vial Tomas Valle - Panamericana Norte		
Escenario :	Situación con Proyecto Alternativa 1		
Sentido:	Sur-Norte Autopista Panamericana Norte	Curva 1	
Generales			
Velocidad de diseño (V)	80 km/h		
Pendiente Longitudinal(i)	1.08 %	6.58 %	
Coef. de fricción longitudinal (f)	0.30 metros		
Tiempo de percepción y reacción(tp)	2 sg		
Distancia de Visibilidad de Parada (Dp)			
$Dp = \frac{V * t_p}{3.6} + \frac{V^2}{254 (f + i)}$			
Dp	125.5 m	113.3 m	
Calculo de Longitudes mínimas de Curvas Verticales			
Caso I)Curva Convexa			
h1	1.07	$L = 2D_p - \frac{200(\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2}{A}$	
h2	0.15 m		
A	5.5 %		
L	177.53 m		Para Dp

Visibilidad en Curvas Verticales según MTC - DGC 2001			
Estudio:	Intersección vial Tomas Valle - Panamericana Norte		
Escenario :	Situación con Proyecto Alternativa 1		
Sentido:	Norte- Sur Autopista Panamericana Norte	Curva 2	
Generales			
Velocidad de diseño (V)	80 km/h		
Pendiente Longitudinal(i)	0 %	6.58 %	
Coef. de fricción longitudinal (f)	0.30 metros		
Tiempo de percepción y	2 sg		
Distancia de Visibilidad de Parada (Dp)			
$Dp = \frac{V * t_p}{3.6} + \frac{V^2}{254 (f + i)}$			
Dp	128.4 m	113.3 m	
A(Diferencia de pendientes)	6.58 %		
Calculo de Longitudes mínimas de Curvas Verticales			
Caso I)Curva Cóncava			
Vía con iluminación	$L = \frac{AV^2}{395}$		
L	106.6 m		

Via sin iluminación		$L = \frac{AD_p^2}{200(h + D_p \text{sen}\beta)}$	
b	1 °		
h	0.6 m		
L	190.6 m		Para Dp
Via con obstáculo sobre la rasante		$L = \frac{AD_p^2}{800(c - 0.5(h_3 + h_4))}$	
c	5.1 m		
h3	2.4 m		
h4	0.6 m		
L	37.7 m		

Visibilidad en Curvas Verticales según MTC - DGC 2001			
Estudio:	Intersección vial Tomas Valle - Panamericana Norte		
Escenario :	Situación con Proyecto Alternativa 1		
Sentido:	Norte- Sur Autopista Panamericana Norte	Curva	3
Generales			
Velocidad de diseño (V)	80 km/h		
Pendiente Longitudinal(i)	0 %	1.85 %	
Coef. de fricción longitudinal (f)	0.30 metros		
Tiempo de percepción y	2 sg		
Distancia de Visibilidad de Parada (Dp)		$Dp = \frac{V * t_p}{3.6} + \frac{V^2}{254 (f + i)}$	
Dp	128.4 m	123.6 m	
A(Diferencia de pendientes)	1.85 %		
Calculo de Longitudes mínimas de Curvas Verticales			
Caso I) Curva Cóncava			
Vía con iluminación		$L = \frac{AV^2}{395}$	
L	30.0 m		
Vía sin iluminación		$L = \frac{AD_p^2}{200(h + D_p \text{sen}\beta)}$	
b	1 °		
h	0.6 m		
L	53.6 m		
Vía con obstáculo sobre la rasante		$L = \frac{AD_p^2}{800(c - 0.5(h_3 + h_4))}$	
c	5.1 m		
h3	2.4 m		
h4	0.6 m		
L	10.6 m		
Visibilidad en Curvas Verticales según MTC - DGC 2001			
Estudio:	Intersección vial Tomas Valle - Panamericana Norte		
Escenario :	Situación con Proyecto Alternativa 1		
Sentido:	Sur-Norte Autopista Panamericana Norte	Curva	4
Generales			
Velocidad de diseño (V)	80 km/h		
Pendiente Longitudinal(i)	1.23 %	1.85 %	
Coef. de fricción longitudinal (f)	0.30 metros		
Tiempo de percepción y	2 sg		
Distancia de Visibilidad de Parada (Dp)		$Dp = \frac{V * t_p}{3.6} + \frac{V^2}{254 (f + i)}$	
Dp	125.1 m	123.6 m	
Calculo de Longitudes mínimas de Curvas Verticales			
Caso I) Curva Convexa			
h1	1.07 m	$L = \frac{AD_p^2}{200(\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2}$	
h2	0.15 m		
A	0.62 %		
L	24.0 m		

Fuente: DGC 2001 Elaboración propia

A continuación un cuadro resumen con las longitudes calculadas y adoptadas en el diseño.

Cuadro 5.04 Resumen de longitudes de curva vertical alternativa 1

Curva	Tipo	Long. Calculada(m)	Long. Adoptada (m)
1	Convexa	177.5	160 (*)
2	Cóncava	106.6	140
3	Cóncava	30.0	80
4	Convexa	24.0	80

Fuente: DGC 2001 Elaboración propia

(*)Valor asumido por las condiciones topográficas imperantes pues se recomienda, ajustar cada 20m

Cuadro 5.05 Longitud de curvas verticales alternativa 2

Visibilidad en Curvas Verticales según MTC - DGC 2001			
Estudio:	Intersección vial Tomas Valle - Panamericana Norte		
Escenario :	Situación con Proyecto Alternativa 2		
Sentido:	Norte- Sur Autopista Panamericana Norte		Curva 1
Generales			
Velocidad de diseño (V)		100 km/h	
Pendiente Longitudinal(i)		1.08 %	2.54 %
Coef. de fricción longitudinal (f)		0.29 metros	
Tiempo de percepción y reacción(tp)		2 sg	
Distancia de Visibilidad de Parada (Dp)	$Dp = \frac{V * t_p}{3.6} + \frac{V^2}{254 (f + i)}$		
Dp		186.4 m	180.4 m
A(Diferencia de pendientes)		1.46 %	
Calculo de Longitudes mínimas de Curvas Verticales			
Caso I)Curva Cóncava			
Vía con iluminación			
L	37.0 m	$L = \frac{AV^2}{395}$	
Vía sin iluminación			
b	1 °	$L = \frac{AD_p^2}{200(h + D_p \text{sen}\beta)}$	
h	0.6 m		
L	65.7 m		
Vía con obstáculo sobre la rasante			
c	5.1 m	$L = \frac{AD_p^2}{80(c - 0.5(h_3 + h_4))}$	
h3	2.4 m		
h4	0.6 m		
L	17.6 m		

Visibilidad en Curvas Verticales según MTC - DGC 2001			
Estudio:	Intersección vial Tomas Valle - Panamericana Norte		
Escenario :	Situación con Proyecto Alternativa 2		
Sentido:	Sur-Norte Autopista Panamericana Norte	Curva	2
Generales			
Velocidad de diseño (V)	100	km/h	
Pendiente Longitudinal(i)	2.54	%	5.3 %
Coef. de fricción longitudinal (f)	0.29	metros	
Tiempo de percepción y reacción(tp)	2	sg	
Distancia de Visibilidad de Parada (Dp)	$Dp = \frac{V * t_p}{3.6} + \frac{V^2}{254 (f + i)}$		
Dp	180.4	m	170.3 m
Calculo de Longitudes mínimas de Curvas Verticales			
Caso I)Curva Convexa			
h1	1.07	m	$L = \frac{AD_p^2}{200(\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2}$ Para Dp 180.4 que da el mayor valor
h2	0.15	m	
A	2.76	%	
L	222.1	m	

Visibilidad en Curvas Verticales según MTC - DGC 2001			
Estudio:	Intersección vial Tomas Valle - Panamericana Norte		
Escenario :	Situación con Proyecto Alternativa 2		
Sentido:	Norte- Sur Autopista Panamericana Norte	Curva	3
Generales			
Velocidad de diseño (V)	100	km/h	
Pendiente Longitudinal(i)	1.23	%	5.3 %
Coef. de fricción longitudinal (f)	0.29	metros	
Tiempo de percepción y reacción(tp)	2	sg	
Distancia de Visibilidad de Parada (Dp)	$Dp = \frac{V * t_p}{3.6} + \frac{V^2}{254 (f + i)}$		
Dp	185.8	m	170.3 m
A(Diferencia de pendientes)	4.07	%	
Calculo de Longitudes mínimas de Curvas Verticales			
Caso I)Curva Cóncava			
Vía con iluminación		$L = \frac{AV^2}{395}$	
L	103.0	m	
Vía sin iluminación		$L = \frac{AD_p^2}{200(h + D_p \text{sen}\beta)}$	
b	1	°	
h	0.6	m	
L	182.4	m	Para Dp 185.8
Vía con obstáculo sobre la rasante		$L = \frac{AD_p^2}{800(c - 0.5(h_3 + h_4))}$	
c	5.1	m	
h3	2.4	m	
h4	0.6	m	
L	48.8	m	

Fuente: DGC 2001 Elaboración propia

A continuación un cuadro resumen con las longitudes calculadas y adoptadas.

Cuadro 5.06 Resumen de longitudes de curva vertical alternativa 2

Curva	Tipo	Long. curva calculada	Long. curva adoptada
1	Cóncava	65.7	80
2	Convexa	222	220
3	Cóncava	182.4	180

Fuente: DGC 2001 Elaboración propia

5.2 CRITERIOS DE DISEÑO GEOMÉTRICO EN INTERSECCIONES

Como se a recalcado a lo largo del presente estudio, se tuvo especial cuidado de cumplir las normas de diseño efectuadas para intersecciones urbanas por el MTC, después de una revisión y consulta se realiza algunas recomendaciones al final de este estudio.

Algunos parámetros que fueron tenido en cuenta como limites se detallan a continuación:

Cuadro 5.07 Parámetros limites para el diseño

PARAMETRO	DGC-MTC
Distancia minima de visibilidad de parada*	186m
Longitud minima de curva vertical	80m
Pendiente longitudinal maxima	7%
Pendiente longitudinal minima	0.50%
Peralte maximo	7%
Distancia minima para obstaculo lateral	0.7m
Altura minima de paso vehicular	4.9m
Radio minimo *	415m

*Para V =100km/h

Fuente: DGC 2001 Elaboración propia

5.2.1 CAPACIDAD DE LA VIA

La capacidad y nivel de servicio para la intersección Tomas Valle; tiene las siguientes características, Acceso Sur : Capacidad =1949 ucp /hora y Grado de Saturación promedio durante el día estimado en 1.06; Acceso Norte: Capacidad =1442 ucp/hora y Grado de Saturacion promedio durante el día estimado en 1.93; Acceso Este: Capacidad = 522 ucp/hora y Grado de Saturación promedio durante el día estimado en 1.39; Acceso Oeste : Capacidad = 887 ucp/hora y Grado de Saturación promedio durante el día estimado en 0.80.

En la situación con proyecto la capacidad del intercambio y Grado se Saturación será (en el año 10 del proyecto):

Panamericana Norte: Capacidad: 7200 ucp /hora por sentido; G.S = 0.70

Acceso Norte Rotonda: Capacidad 2061 ucp /hora G.S = 0.39

Acceso Sur: Capacidad 2796 ucp /hora; G.S= 0.66

Acceso Este: Capacidad 2785 ucp /hora; G.S= 0.65

Acceso Oeste: Capacidad 2951 ucp /hora ; G.S= 0.79.

5.2.2 FLUJOS EMERGENTES

En nuestro proyecto tenemos flujos que divergen o convergen ya sea en las entradas o salidas de los accesos hacia la rotonda, estos flujos son los que determinaran el ancho de la sección en este punto, también llamada sección de entrecruzamiento.

5.3 DISEÑO EN PLANTA

Longitudes de transición

Las longitudes de transición son aquellas que se presentan antes de los radios de curvatura (R1, R2, R3, R4) de el eje de la Autopista Panamericana Norte, la que proporciona un mayor confort al ingresar a estas.

Cuadro 5.08 Longitud de transición

Longitud de transición				
$L_s = \frac{v^3}{R\alpha(da/dt)}$				
V	100	velocidad de diseño en km/h		
da/dt	0.6	variación de la aceleración no compensada en m2/sg		
Curva	1	2	3	4
R α (m)	1516	611	622	800
L(m)	1099	2728	2680	2083

Fuente: DGC 2001 Elaboración propia

Sucedo que estas longitudes son muy grandes y no existe la posibilidad de hacer compatibilizar con el diseño que se caracteriza por su espacio limitado, una solución es compatibilizar los peraltes de las curvas con los bombeos de los tramos rectos de tal manera que exista una continuidad en estos y no se presenten efectos dinámicos desagradables.

Sobreebancho

Para nuestro proyecto se considera un sobreebancho de 60 cm en los tramos curvos de el eje de la autopista Panamericana Norte.

Cuadro 5.09 Sobreebancho en curvas horizontales

Sobreebancho				
$S = n \left[R - \sqrt{R^2 - b^2} \right] + \frac{v}{10\sqrt{R}}$				
n:	3 número de carriles			
v:	100 velocidad de diseño en km/h			
b:	7.9 distancia entre ejes del vehículo tipo del proyecto			
Curva	1	2	3	4
R α (m)	1516	611	622	800
S(m)	0.32	0.56	0.55	0.47

Fuente: DGC 2001
Elaboración propia

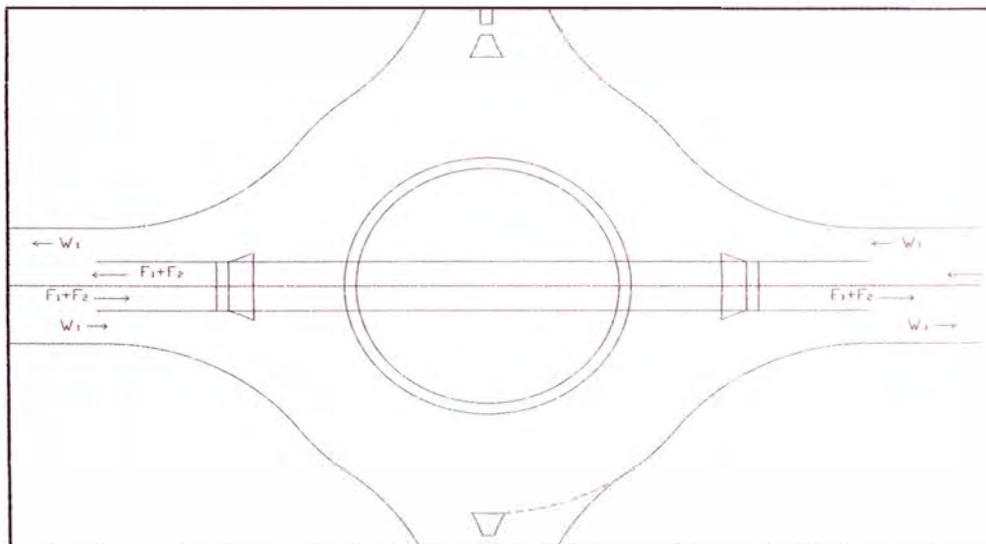
5.3.1 Secciones de entrecruzamiento

La zona donde se entrecruzan los flujos que siguen un mismo sentido de circulación es el ingreso y salida de la vía a desnivel propuesta para la Autopista Panamericana Norte. El número de carriles propuesto en la sección de entrecruzamiento es 5.

Cuadro 5.10 Secciones de entrecruzamiento

Sección de entrecruzamiento			
$N = \frac{F_1 + F_2 + W_1 + (W_2)k}{V_s}$			
Acceso:	Norte	Sur	
F1 + F2	4464	4972	Volumen de tránsito directo
W1	3852	3548	Volumen mayor que se entrecruza
W2	612	1424	Volumen menor que se entrecruza
Vs	1900	1900	Volumen de servicio correspondiente a la calidad de flujo deseado
k	1	1	Factor de influencia de entrecruzamiento
N	4.7	5.2	ancho del tramo de entrecruzamiento en carriles

Figura 5.01 Flujos de entrecruzamiento



Fuente: DGC 2001 Elaboración propia

5.3.2 Balance de carriles

Para un adecuado balance de carriles se cumple en el proyecto lo siguiente:

Cuadro 5.11 Balance de carriles

Balance de carriles	
Distancia mínima entre puntos de salida y entrada	180 m
Distancia entre ingreso y salida Autopista a desnivel Panam. Norte	665 m
Distancia entre ingreso y salida de Rotonda	106 m
Después de las salidas el ancho de la vía principal se mantiene constante	
Los ángulos entre ejes de la vía principal y la vía de enlace es menor de 5°	
Nota: 1) El criterio de distancia mínima se aplica solo a segmentos rectos de autopista no es aplicable en el caso de rotondas 2) En caso de Rotondas a desnivel, la vía principal es la Panam. Norte y la vía de enlace es la que se bifurca de esta y da origen a los ramales de la Rotonda	

Fuente: DGC 2001 Elaboración propia

5.3.3 Carriles de cambio de velocidad

Si aplicamos estrictamente las normas de carreteras al proyecto notaremos que las longitudes de los carriles aceleración y desaceleración en los accesos a los ramales de la rotonda resultan ser muy conservadores.

Cuadro 5.12 Longitud de carriles de cambio de velocidad

Longitud de aceleración (LT)	
V	100 Velocidad de diseño en km/h
Vr	40 Velocidad del ramal en km/h
LT:	300 m

Longitud de desaceleración (LT)	
	$L_D = \frac{(F_v V)^2 - V_r^2}{2g(d + \frac{i}{10})}$
Lc:	85 zona de transición (m)
V	100 Velocidad de diseño en km/h
Vr	40 Velocidad del ramal en km/h
Fv	0.62 Fracción de V
d	2 desaceleración media
i	1.83 inclinación de la pista en porcentaje
LD	39.54 zona de curva (m)
LT=Lc+LD	124.5 Longitud de desaceleración (m)

Carriles de cambio de velocidad			
Estudio:	Intercambio vial Tomas Valle - Panamericana Norte		
Escenario :	Situación con Proyecto Ambas alternativas		
Lugar:	Autopista Panamerica Norte		
Accesos	Norte	Sur	
Long. aceleración	130	52	
Long. desaceleración	180	65	

Fuente: DGC 2001 Elaboración propia

Si vemos los valores numéricos tendríamos como primera impresión que el proyecto no cumple lo estipulado por las normas, es decir los carriles de cambio

de velocidad no cumplen los mínimos establecidos, pero como mencionamos anteriormente estos valores fueron propuestos para carreteras y no podemos aplicarlos directamente en vías urbanas.

5.3.4 Vías de Enlace

Se denomina vías de enlace a aquellas que cumplen la función de enlazar a las vías principales de un intersección vial, este concepto se aplica nítidamente cuando se trata de por ejemplo de tréboles o diamantes , en nuestro caso no podemos aplicar este concepto pues nuestra rotonda tiene su propia metodología para el cálculo de el ancho de sus vías (expuesta en el capítulo 2) pero sin la intención de confundir ni de mezclar los conceptos podríamos tratar de establecer alguna similitud y aplicación, es así que si proponemos un radio interior de la rotonda menor a 60 metros tendremos que el ancho de su pista de circulación no debería ser menor de 9.4 m. (Revisar cuadro 2.10)

5.3.5 Espaciamiento entre Intersecciones a desnivel

El espaciamiento optimo según el MTC DGC es 1.2 km entre intersecciones a desnivel, para nuestro proyecto tenemos una distancia de 2.3 km hasta el intercambio vial Habich, y una distancia de 2.0 km hasta el futuro intercambio vial Izaguirre – Panamericana Norte.

5.4 PERFIL LONGITUDINAL

Pendientes

Las pendientes longitudinales del proyecto están en directa relación con las alternativas planteadas para el proyecto, es así que la alternativa 1 considera que la autopista Panamericana se deprima de nivel para dar paso a la rotonda a nivel , en cambio la alternativa 2 considera que la autopista Panamericana Norte se elevara de nivel y que la rotonda quede al igual que la alternativa anterior a nivel. La alternativa seleccionada es la 1 pues es la solución mas adecuada y de menos impacto urbano, pues al ir deprimida respecto al nivel actual, no dificulta la visibilidad y además genera, al cruzar la rotonda dos puentes de 23 m. de largo, que tienen sensiblemente menos longitud que los dos puentes que genera la alternativa 2 con 266 m de longitud. A partir de este ítem se desarrolla la alternativa 2 solo con fines académicos.

Cuadro 5.13 Pendientes del proyecto

Pendientes					
Via:	Autopista Panamericana Norte				
Sentido de flujo:	Norte-Sur Sur-Norte		Alternativa 1		
Pendientes:	Tramo1	Tramo2	Tramo3	Tramo4	Tramo5
%	1.08	6.58	0	1.85	1.23
Sentido de flujo:	Norte-Sur Sur-Norte		Alternativa 2		
Pendientes:	Tramo1	Tramo2	Tramo3	Tramo4	
%	1.08	2.54	5.3	1.23	
Dispositivo vial:	Rotonda Tomas Valle				
Sentido de flujo:	Prioridad del anillo (derecha)				
Pendientes:	Tramo1				
%	0				
Alternativas :	ambas				

Fuente: Elaboración propia

Curvas verticales

Para determinar las coordenadas de las curvas verticales primero se debe comprobar que cumplan la distancia mínima de visibilidad.

Las curvas verticales se aproximaron a la curva parabólica de segundo grado.

Cuadro 5.14 Calculo de coordenadas de curvas verticales alternativa 1

Calculo de curva vertical parabólica															
Estudio:	Intersección vial Tomas Valle - Panamericana Norte														
Escenario :	Situación con Proyecto Alternativa 1														
Sentido:	Sur-Norte Autopista Panamericana Norte						Curva	1							
Datos	Formula														
i1	-1.08	% $x = 4f \frac{y^2}{L^2}$													
i2	-6.58	% $x = 4f \frac{y^2}{L^2}$													
L	160	m $x = 4f \frac{y^2}{L^2}$													
f	1.1	$x = 4f \frac{y^2}{L^2}$													
cota de inicio	85.19	m						Cota intersección	84.35	m				cota de fin	79.06
Calculo de coordenadas															
y	0	20	40	60	80	100	120	140	160						
x	85.19	84.91	84.48	83.92	83.23	82.39	81.42	80.31	79.06						

Calculo de curva vertical parabólica													
Estudio:		Intersección vial Tomas Valle - Panamericana Norte											
Escenario :		Situación con Proyecto Alternativa 1											
Sentido:		Sur-Norte Autopista Panamericana Norte								Curva		2	
Datos		Formula											
i1	-6.58 %	$x = 4f \frac{y^2}{L^2}$											
i2	0.00 %												
L	140.00 m												
f	-1.15												
cota de inicio		79.06 m				Cota intersección				74.45 m		cota de fin 74.45	
Calculo de coordenadas													
y	0	20	40	60	80	100	120	140					
x	79.06	77.84	76.80	75.96	75.30	74.83	74.55	74.45					

Calculo de curva vertical parabólica													
Estudio:		Intersección vial Tomas Valle - Panamericana Norte											
Escenario :		Situación con Proyecto Alternativa 1											
Sentido:		Sur-Norte Autopista Panamericana Norte								Curva		3	
Datos		Formula											
i1	0 %	$x = 4f \frac{y^2}{L^2}$											
i2	1.85 %												
L	80 m												
f	-0.2												
cota de inicio		74.64 m				Cota intersección				74.64 m		cota de fin 75.38m	
Calculo de coordenadas													
y	0	10	20	30	40	50.0	60.0	70.0	80.0				
x	74.64	74.65	74.69	74.74	74.83	74.93	75.06	75.21	75.38				

Calculo de curva vertical parabólica													
Estudio:		Intersección vial Tomas Valle - Panamericana Norte											
Escenario		Situación con Proyecto Alternativa 1											
Sentido:		Sur-Norte Autopista Panamericana Norte								Curva		4	
Datos		Formula											
i1	1.85 %	$x = 4f \frac{y^2}{L^2}$											
i2	1.23 %												
L	80 m												
f	0.31												
cota de inicio		77.5 m				Cota intersección				78.2 m		cota de fin 77.74m	
Calculo de coordenadas													
y	0	10.0	20.0	30	40.0	50.0	60.0	70.0	80.0				
x	77.49	77.66	77.78	77.87	77.92	77.93	77.91	77.84	77.74				

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 5.15 Cálculo de coordenadas de curvas verticales alternativa 2

Cálculo de curva vertical parabólica													
Estudio:		Intersección vial Tomas Valle - Panamericana Norte											
Escenario :		Situación con Proyecto Alternativa 2											
Sentido:		Sur-Norte Autopista Panamericana Norte						Curva		1			
Datos		Formula											
i1	-1.1 %	$x = 4f \frac{y^2}{L^2}$											
i2	2.54 %												
L	80 m												
f	-0.4												
cota de inicio		84.79 m			Cota intersección				84.4 m		cota de fin		85.37
Cálculo de coordenadas													
y	0	10	20	30	40	50.0	60.0	70.0	80.0				
x	84.79	84.70	84.66	84.67	84.72	84.82	84.96	85.14	85.37				

Cálculo de curva vertical parabólica													
Estudio:		Intersección vial Tomas Valle - Panamericana Norte											
Escenario		Situación con Proyecto Alternativa 2											
Sentido:		Sur-Norte Autopista Panamericana Norte						Curva		2			
Datos		Formula											
i1	2.54 %	$x = 4f \frac{y^2}{L^2}$											
i2	-5.3 %												
L	220 m												
f	2.16												
cota de inicio		87.91 m			Cota intersección				90.7 m		cota de fin		84.87
Cálculo de coordenadas													
y	0	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	
x	87.91	88.35	88.64	88.79	88.80	88.67	88.39	87.97	87.41	86.71	85.86	84.87	

Cálculo de curva vertical parabólica													
Estudio:		Intersección vial Tomas Valle - Panamericana Norte											
Escenario :		Situación con Proyecto Alternativa 2											
Sentido:		Sur-Norte Autopista Panamericana Norte						Curva		3			
Datos		Formula											
i1	-5.3 %	$x = 4f \frac{y^2}{L^2}$											
i2	-1.2 %												
L	180 m												
f	-0.9												
cota de inicio		82.96 m			Cota intersección				78.2 m		cota de fin		77.08
Cálculo de coordenadas													
y	0	20	40	60	80	100	120	140	160	180			
x	82.96	81.95	81.02	80.19	79.44	78.79	78.23	77.76	77.37	77.08			

Fuente: Elaboración propia

5.5 SECCION TRANSVERSAL

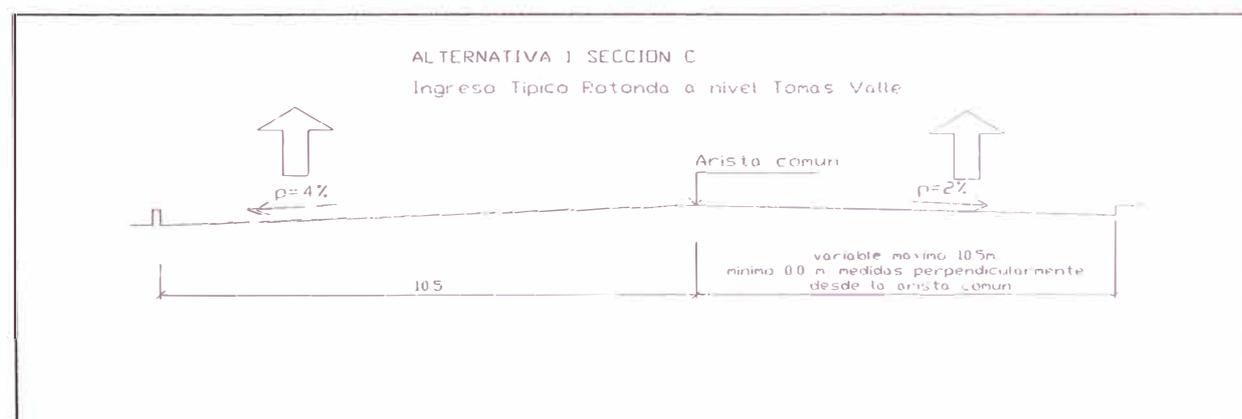
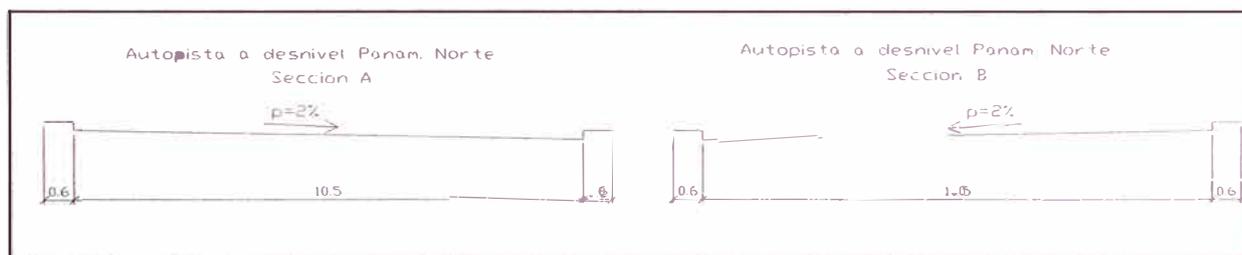
La sección transversal esta directamente ligada con la demanda de transito, en consecuencia la elección del numero y ancho de carriles se determino en base a las condiciones de volumen vehicular.

Cuadro 5.16 Características de la sección transversal ambas alternativas

Características de la sección transversal				
Via	Ancho carril(m)	N° carril	bombeo(%)	peralte(%)
Autopista (via principal)	3.5	3	2	2
Autopista (via auxiliar)	3.5	2	2	2
Rotonda (calzada anular)*	3.5	3	0	4
Rotonda (accesos)	3.5	2	2	2

(*) La alternativa 2 considera 5 carriles

Tipo de sección transversal						
Sentido Sur - Norte			Sentido Norte - Sur			
Via	Seccion	Prog. Inicio	Prog. fin	Seccion	Prog. Inicio	Prog. fin
Autopista	B	0+000	0+331.5	A	0+000	0+331.5
	A	0+356.8	0+730	B	0+356.8	0+730
Rotonda	C	0+000	0+297.84			



Fuente: Elaboración propia

5.5.1 Transición de peralte

En el presente proyecto se trato en lo posible de uniformizar la pendiente transversal llámese bombeo o peralte, debido a los cambios de sentido de las

radios de curvatura. Es así que se trabajó con un bombeo y peralte de 2%, en consecuencia se trató de hacer coincidir el bombeo de los tramos rectos con el peralte de las curvas para evitar las longitudes de transición.

A continuación mostramos los tramos donde se ubicará longitud de transición de peralte.

Cuadro 5.17 Transición de peraltes ambas alternativas

Transición de peralte		
Estudio:	Intercambio vial Tomas Valle - Panamericana Norte	
Escenario :	Situación con Proyecto Ambas alternativas	
Lugar:	Autopista a desnivel	peralte : en el mismo sentido
Datos		
n	2.5 número de pistas entre el eje de giro y borde	
a(m)	3.5 ancho de pista	
p2(%)	2.0 peralte después de transición	
p1(%)	2.0 peralte antes de transición	
j(%)	0.8 pendiente relativa de borde	
Longitud de transición de peralte (l)		
l	0.0 m	
	Tramo1	Tramo2
Progr.inicio	0+000	0+356.8
Progr. fin	0+331.5	0+730

$$l = \frac{na(p_2 - p_1)}{j}$$

Transición de peralte		
Estudio:	Intercambio vial Tomas Valle - Panamericana Norte	
Escenario :	Situación con Proyecto Ambas alternativas	
Lugar:	Autopista a desnivel	peralte : en sentidos opuestos
Datos		
n	2.5 número de pistas entre el eje de giro y borde	
a(m)	3.5 ancho de pista	
p2(%)	2.0 peralte después de transición	
p1(%)	2.0 peralte antes de transición	
j(%)	0.8 pendiente relativa de borde	
Longitud de transición de peralte (l)		
l	43.8 m	
	Tramo1	
Progr.inicio	0+331.5	
Progr. fin	0+356.8	

$$l = \frac{na(p_2 + p_1)}{j}$$

Fuente: Elaboración propia

5.5.2 Arista común entre vía de paso y ramal de giro

Los lugares donde dos pavimentos se juntan son las uniones de la vía principal y los ramales de ingreso y salida a la rotonda y la unión de estos con la rotonda propiamente dicha a continuación un cuadro con la diferencia algebraica máxima de pendientes para estas aristas.

Cuadro 5.18 Diferencia algebraica máxima de pendientes en arista común

Diferencia algebraica máxima de pendientes en arista en común				
Estudio:	Intercambio vial Tomas Valle - Panamericana Norte			
Escenario :	Situación con Proyecto Ambas alternativas			
Lugar:	Arista común entre vía principal y ramal de acceso			
Accesos	norte	sur	Este	Oeste
dif. Max.(%)	4	4	4	4
Lugar:	Arista común entre ramal de acceso y rotonda			
Accesos	norte	sur	Este	Oeste
dif. Max.(%)	0	0	0	0

Fuente : Elaboración propia

5.6 INTERACCION ENTRE PLANTA Y SECCION TRANSVERSAL

La expresión $R = \frac{V^2}{127(p + f)}$ vincula la interacción entre diseño de planta y sección transversal.

En nuestro proyecto tenemos cinco radios principales (R1 , R2, R3 y R4) ubicados sobre el eje de la autopista Panamericana Norte y (R5) ubicado en el eje de la Rotonda, el cálculo geométrico y netamente académico se muestra a continuación:

Cuadro 5.19 Radios mínimos autopista Panamericana Norte ambas alternativas

Calculo de Radio minimo según MTC - DGC 2001					
Estudio:	Interseccion vial Tomas Valle - Panamericana Norte				
Escenario :	Situacion con Proyecto Ambas alternativas				
Lugar	Eje sobre la autopista Panamericana Norte				
Generales					
Velocidad de diseño (V)	100 km/h				
Peralte(p)	2 %				
Coef. De friccion (f)	0.12 metros				
Ecuacion de Radio minimo (R)					
$R = \frac{V^2}{127 (p + f)}$					
R minimo (m)	562.4				
R diseño(m)	R1	R2	R3	R4	
	1516.9	611.7	622.2	800	
V teorica(km/h)	164.2	104.3	105.2	119.3	
Progresiva (km)					
PC1	0+013.1	0+226.23	0+356.83	0+646.6	
PI1	0+050.7	0+278.8	0+410	0+676.7	
PT1	0+088.4	0+331.52	0+463.6	0+707.2	

Cuadro 5.20 Radio mínimo sobre el eje de la rotonda ambas alternativas

Cálculo de Radio mínimo según MTC - DGC 2001		
Estudio:	Intersección vial Tomas Valle - Panamericana Norte	
Escenario :	Situación con Proyecto	
Lugar:	Eje de la Rotonda	
Generales		
Velocidad de diseño (V)	30 km/h	
Peralte(p)	4 %	
Coef. De fricción (f)	0.17	
Ecuación de Radio mínimo (R)		
$R = \frac{V^2}{127 (p + f)}$		
R mínimo (m)	33.7	
R diseño*	R5	
	47.6	
V teórica(km/h)	35.6	
Progresiva		
El eje es concéntrico (ver plano de diseño DG01)		

* Radio medido al eje de la vía de la Rotonda

Fuente: Elaboración propia

En el presente trabajo los radios de los accesos a la rotonda fueron calculados con criterio semejantes, con la diferencia que en este caso tomamos valores de R ya determinados para calcular la velocidad de las entradas o accesos a la rotonda. Estos radios se calculan con las consideraciones expuestas en el capítulo 2.

Cuadro 5.21 Velocidad de accesos en la rotonda

Cálculo de Velocidad de accesos según MTC - DGC 2001					
Estudio:	Intersección vial Tomas Valle - Panamericana Norte				
Escenario :	Situación con Proyecto				
Lugar:	Acceso a la Rotonda				
Generales					
Peralte(p)	2 %				
Coef. De fricción (f)	0.17				
Ecuación de Velocidad (V)					
$V = \sqrt{127 R (p + f)}$					
Acceso	Norte	Oeste	Sur	Este	
R	50.0	100	60	67	
V teórica(km/h)	34.7	49.1	38.0	40.2	
Velocidad accesos					
V a	30.0 km/h				

Cuadro 5.22 Velocidad de sendas de circulación dentro de la rotonda

Calculo de velocidad para radios críticos según MTC - DGC 2001					
Estudio:	Interseccion vial Tomas Valle - Panamericana Norte				
Escenario :	Situacion con Proyecto				
Lugar:	Sendas de circulacion dentro de rotonda				
Generales					
Peralte(p)	4 %				
Coef. De friccion (f)	0.17				
Ecuacion de Velocidad (V)					
$V = \sqrt{127 R(p + f)}$					
item	1	2	3	4	5
R(m)	69.0	40.7	76	44	53.6
V teorica(km/h)	42.9	32.9	45.0	34.3	37.8
Velocidad para radios críticos					
V rc	30 km/h				

Fuente: Elaboración propia

CONCLUSIONES

El diseño geométrico de las intersecciones es un acápite especialmente importante dentro del diseño de vías urbanas, considerando que la capacidad y la seguridad en los cruces, se constituyen en factores limitantes de un sistema vial.

La eficiencia de una red vial depende en gran medida de la operatividad de las intersecciones. El número de posibles conflictos en ellos es muy alto, constituyendo, por lo tanto, áreas de gran potencial de accidentes.

En este sentido, el diseño se debe orientar a buscar los procedimientos restrictivos destinados a mejorar la circulación de los vehículos en las intersecciones así como los métodos constructivos más convenientes para el aumento de la eficacia en las intersecciones existentes, a cuyo mejoramiento se aplicarán igualmente estos principios.

La ciudad de Lima desde hace varias décadas viene tratando de dar solución al problema de congestionamiento vial con mayor o menor éxito, es así que para la mayoría de sus intersecciones viales importantes, se opta por el trébol parcial o completo, dependiendo el caso específico. En la búsqueda de nuevas soluciones geométricas para las intersecciones viales, se vuelve a retomar una práctica antigua como es la de las rotondas urbanas, conocida ya en la ciudad de Lima, con variaciones fundamentales entre ellas la principal es la prioridad del anillo, pues las antiguas rotondas funcionaban con la prioridad de la derecha. En esta línea de estudios, La Municipalidad Metropolitana de Lima viene realizando estudios en las principales intersecciones de la autopista Panamericana Norte, enmarcados dentro del Plan Maestro para el Transporte de Lima Metropolitana 2003, es así que se opta por soluciones a diferente nivel en las intersección con la Av. Habich, Av. Tomas Valle y Av. Carlos Izaguirre.

La solución propuesta para La intersección de la Panamericana Norte con la Av. Tomas Valle es la de una Rotonda a desnivel, la elección de la alternativa si la

Autopista Panamericana Norte se deprima o eleva respecto a la Av. Tomas Valle tiene sus pros y contras los cuales podemos citar a continuación:

Si la Rotonda pasa por encima de la vía principal, los defensas necesarias para evitar la caída por el borde de los tableros de la obras de paso resultan muy agresivas para un vehículo fuera de control a la entrada.

Si la Rotonda pasa bajo la vía principal, en la isleta central la presencia de los pilares o los estribos de la obras de paso puede dar problemas de falta de visibilidad. También puede resultar deficiente la percepción mutua de los usuarios de la calzada anular. Desde los ramales de entrada a la rotonda, la presencia de esta puede resultar poco perceptible.

Además de los problemas mencionados anteriormente diremos que para ambos casos puede surgir el problema de elevadas velocidades en la calzada anular debido a su inevitable gran diámetro, lo que reduce el mecanismo de inserción y favorece el de trenzado.

Con respecto al aspecto urbano debemos decir que la solución donde la vía principal pasa bajo la rotonda es la menos agresiva al entorno, pues favorece a la continuidad física y visual de la ciudad, a diferencia de la solución en la cual la vía principal pasa elevada respecto a la rotonda, pues la rampas de ingreso obstruyen la imagen urbana en la intersección, creando una sensación de discontinuidad.

Entonces debemos concluir de lo expuesto anteriormente que la alternativa 1 es la más favorable en la intersección materia del estudio a criterio del tesista.

Solucionando con cruces a desnivel las intersecciones de la Panamericana Norte, se lograra darle la función de Vía Expresa que le corresponde a esta vía, logrando con esto un transporte mas seguro y eficiente.

RECOMENDACIONES

Al no existir una normativa oficial sobre Diseño de Vías Urbanas, que provenga del MTC, los gobiernos locales como la Municipalidad de Lima viene realizando estudios del tema, los cuales pueden ser aplicables al ámbito de la ciudad de Lima, y con algunas variaciones pueden aplicarse en otras ciudades del país.

Entonces es urgente tener una normativa única sobre el tema de Diseño Geométrico Vial Urbano, con la cual los proyectistas tendrán una guía de orientación y parámetros entre los cuales puedan diseñar vías urbanas.

Hasta que esto suceda los diseñadores del espacio vial urbano tendrán que seguir adaptando los criterios expuestos en el Manual de Diseño Geométrico de Carreteras DG 2001 y aplicarlos a vías urbanas, o también consultar bibliografía extranjera y aplicarla a la realidad nacional como hasta ahora ha venido sucediendo.

El Diseño Geométrico de vías urbanas forma parte del Diseño Vial Urbano, y como tal es un agente modificador del espacio vial urbano, esta característica la hace muy susceptible frente a las ciudadanos, los cuales no siempre la entenderán y podrán asumirla. Entonces para hacer realidad un proyecto geométrico, tendremos que tener en mente un equipo multidisciplinario, que estará compuesto por Ingenieros civiles, de tránsito, y urbanistas, los cuales podrán abordar el diseño y darle solución combinando de manera armónica sus respectivos criterios.

Algunas recomendaciones realizadas en el presente trabajo son las referentes a parámetros establecidos en el Manual de Diseño Geométrico de Carreteras y su aplicación en forma directa o con variaciones en vías urbanas. Entre ellas destacan por ítem las siguientes:

Distancia de Visibilidad de Parada:

Se definió como la distancia mínima que tendrá que recorrer un vehículo para detenerse viajando a la velocidad de diseño, antes que alcance un objeto inmóvil que se encuentra en su trayectoria,

Para trayectorias rectas viene dado por:

$$Dp = \frac{V * t_p}{3.6} + \frac{V^2}{254(f + i)}$$

Tiempo de percepción y reacción(t_p) Es el tiempo que transcurre desde el momento, que un conductor recibe un estímulo lo suficientemente fuerte como

para producir su percepción, hasta que completa un complejo proceso que lleva a este a actuar en respuesta a dicho estímulo.

La norma peruana establece un mínimo para este valor de 2.0 sg, la Norma de Diseño de vías Urbanas de INVERMET establece un tiempo de 2.5 sg, así como la Norma de Carreteras de Chile establece un tiempo de entre 1.8 y 2.0 sg. En este trabajo sometemos a consideración el usar $t_p = 1.5$ sg. (valor recomendado en el manual REDEVU Santiago de Chile 1998), en atención a las condiciones propias de la ciudad, sabiendo que el conductor se mantiene alerta, lo que posibilitaría también diseños más económicos.

Longitud mínima de curva vertical con distancia de visibilidad de parada:

$$L = \frac{AD_p^2}{200(\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2} \quad (2.02) \quad \text{Para } D_p < L$$

$$L = 2D_p - \frac{200(\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2}{A} \quad (2.03) \quad \text{Para } D_p > L$$

La norma peruana establece la altura de los ojos de un conductor $h_1: 1.07\text{m}$; y la altura de un obstáculo $h_2: 0.15\text{m}$.

Sin embargo se ha observado que las colisiones contra objetos de ese tamaño es baja, y por lo tanto elevar la altura h_2 a 0.60m . que es la altura de objetos que involucran riesgos, generaría eliminar sobrecostos de obra.

Radio mínimo

El diseño de tramos viales en curva debe efectuarse teniendo en cuenta la relación entre la velocidad de diseño, el radio de la curva, el efecto de la pendiente transversal de la vía y la interacción de estos con la fricción entre los neumáticos del vehículo y el pavimento.

La expresión $R = \frac{V^2}{127(p + f)}$ (5.39) vincula los criterios anteriormente

expresados, donde:

V : velocidad de diseño

p : peralte en tanto por uno

f : coeficiente de fricción transversal

En este caso la norma peruana de carreteras adopta lo establecido por la AASHTO con referencia a los coeficientes de fricción transversal

V (km/h)	20	30	40	50	60	70	80	90	100
f	0.18	0.17	0.17	0.16	0.15	0.14	0.14	0.13	0.12

Este trabajo somete a consideración de los proyectistas el usar lo propuesto por el Ministerio de Planificación de Chile en su obra denominada Recomendaciones para el Espacio Vial Urbano 1998.

V (km/h)	20	30	40	50	60	70	80	90	100
f	0.36	0.28	0.23	0.19	0.17	0.15	0.14	0.13	0.12

Este criterio se basa en que los conductores en la ciudad están mas atentos y por tanto mejor predispuestos para aceptar maniobras que utilicen fracciones mayores de la fricción.

Vehículo de diseño:

Quizás sea necesario actualizar los vehículos de diseño, pues en la actualidad circulan en nuestra ciudad vehículos con dimensiones distintas a las catalogadas por el MTC, esto podría originar conflictos vehículo – vehículo, sobre todo en el caso de la interacción de los muy pequeños con los mas grandes que inclusive llegan a los 30 m de largo, y la norma peruana solo considera vehículos de hasta 19.90m de largo.

En toda intersección sea a nivel o desnivel, el principal protagonista e involucrado es el peatón, puesto que entre todos los entes involucrados en el diseño, es el mas frágil y vulnerable físicamente al interactuar con estos. Es así que la solución mediante una rotonda a desnivel a nuestro criterio es la que mas se ajusta a las necesidades de los transeúntes, siendo la rotonda misma por su concepción una solución que obliga a los vehículos a disminuir las velocidades de operación y por consiguiente los riesgos que esto conlleva, mas aun cuando los flujos peatonales se encuentran canalizados.

BIBLIOGRAFÍA

1. - American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets U.S.A.* 2001
- 2.- Cal y Mayor Rafael R. & Cardenas G James. *Ingeniería de Tránsito*, 8 va Ed., Alfaomega, Mexico 2006
- 3.- Empresa Municipal Administradora del Peaje de Lima EMAPE Ing. Edgar Sabino Alarcón Huallpa PIP N° 68120 *Construcción del Intercambio Vial Panamericana Norte – Av. Tomas Valle Provincia de Lima Perú* 2007
- 4.- Federal Highway Administration U.S. Department of Transportation *Roundabouts : An Informational Guide U.S.A.* Junio 2000
5. - Invermet & Tecnosan/Ebtu-Gate. *Normas para Diseño de Vías Urbanas*, Municipalidad de Lima Metropolitana, Lima Perú, 1987
- 6.- Kraemer Carlos, Pardillo Jose Maria, Rocci Sandro, Romana Manuel G., Sánchez Blanco Victor, Del Val Miguel Angel. *Ingeniería de Carreteras Volumen 1*, Mac Graw Hill , Madrid 2003
- 7.- Matías León José Carlos Dr. Ing. *Diseño de Proyectos Viales*, Proyecto Mundo 2000 Lima Perú, 2004
- 8.- Ministerio de Fomento de España Dirección General de Carreteras *Recomendaciones sobre glorietas España* 1999
- 9.- Ministerio de Planificación y Cooperación de Chile. *Recomendaciones para el Diseño del Espacio Vial Urbano*, Santiago de Chile, 1998
- 10.- Ministerio de Transportes y Comunicaciones de Perú. *Manual de Diseño Geométrico de Carreteras*, DG MTC, Lima Perú, 2001.
- 11.- Municipalidad Metropolitana de Lima *Ordenanza N° 341 2001*
- 12.- Secretaria de Desarrollo Social Subsecretaria de Desarrollo Urbano y Ordenación del Territorio. *Programa de Asistencia Técnica en Transporte Urbano para las Ciudades Medias Mexicanas Manual de Diseño Geométrico de Vialidades*, Sedesol, México, 2001
- 13.- Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual* , U.S.A. 2000
- 14.- Universidad Nacional de Ingeniería Tesis de Grado Ing. Alberto Julio Ramírez Erazo *Evaluación de obras viales Urbanas Aplicación al caso de la vía rápida expresa Javier Prado* Lima Perú 2003
- 15.- VCHI S.A, *Manual de Diseño Geométrico de Vías Urbanas*. Lima Perú, 2004

ANEXOS CONSIDERACIONES SOBRE CICLOVIAS

Una vía urbana debería permitir la convivencia de diferentes medios de transporte entre ellos los bicicletas, ya que por sus menores dimensiones y velocidades son vulnerables a alternar con el tráfico motorizado, esto exige un mayor interés y sensibilidad por parte del proyectista que realiza el Diseño Vial Urbano con ciclovias. Llamamos entonces ciclovias al espacio vial urbano destinado a la circulación de los bicicletas pudiendo ser estos exclusivos o compartidos.

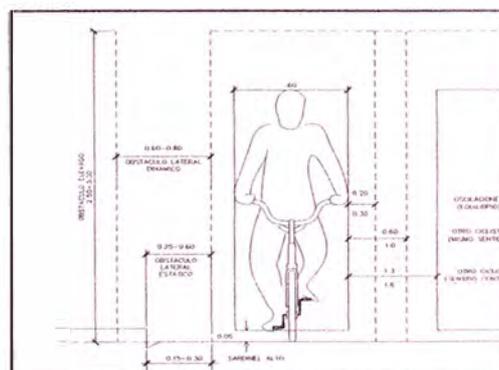
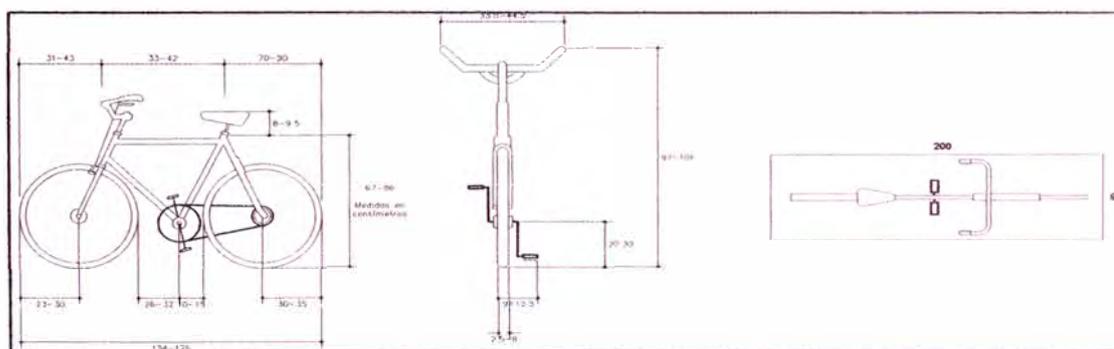
En vías peatonales donde los volúmenes de estos son moderados pueden coexistir una ciclovía, sin ocasionar fricciones físico-espaciales.

En vías vehiculares se puede plantear un carril debidamente segregado de la vía principal, por donde transitaran los ciclistas en una sola dirección.

Las soluciones para carriles bidireccionales pueden presentar problemas de choques frontales, y una solución complicada en intersecciones a nivel, en especial en contraflujo.

Dimensionamiento: Se deberá tener en cuenta las dimensiones y espacio necesario de los bicicletas, para su circulación

Figura A .01 Dimensiones básicas de un biciclo



Ancho de vías para bicicletas: a continuación anchos recomendados y mínimos para carriles exclusivos para bicicletas:

Cuadro A.01 Dimensiones de carril para ciclovías

CICLOPISTAS						
A: con triciclos B: Sin triciclos	01 carril				02 carril	
	Recomendable (m)		Mínimo(m)		Recomendable(m)	Mínimo(m)
	A	B	A	B		
Sin adelantamiento	0.75	1.50	0.50	1.25	2.00 ⁽¹⁾	1.75 ⁽²⁾
Con adelantamiento	1.75	2.00	1.50	1.75		

(1) Para ciclobandas 1.75m (2) Para ciclobandas 1.50m

Ciclobanda: Carril o sector de la calzada o acera segregada del tránsito vehículos solo por demarcación

Ciclopistas: Vía destinada al uso exclusivo de bicicletas que se encuentra segregada físicamente del tránsito de vehículos motorizados

Fuente :Manual de Diseño Geométrico de Vías Urbanas VCHI 2004 PERU

Intersecciones a desnivel : el problema de seguridad para los usuarios de bicicletas se concentran en la intersecciones. De hecho , una solución inadecuada de estos puntos puede invalidar un diseño de ciclovía. Si se desea mantener el mismo nivel de seguridad en las intersecciones que en las rectas será preciso recurrir a cruces a desnivel.

Un paso inferior para bicicletas debe contemplar un galibo vertical de 2.5 a 3.0m y su ancho mínimo debe ser entre 3.0 y 4.0 m. Para compensar el efecto de pared que se produce. El dimensionamiento exacto del ancho en función de los volúmenes se muestra a continuación:

Cuadro A.02 Anchos de pasos a desnivel para bicicletas(m)

Volúmenes Biciclos/h	Unidireccional		Bidireccional*	
	superior	inferior	superior	inferior
2,000	3.0	3.0	3.0	3.5
2,500	3.0	3.5	3.5	4.0
3,000	3.5	4.0	4.0	4.0
4,000	4.5	4.5	4.5	4.5

* Volúmenes totales

Fuente: Recomendaciones para Diseño del Espacio vial urbano Chile 1998

CONSIDERACIONES SOBRE VIAS PEATONALES

Entendemos como vías peatonales aquellas franjas que forman parte de la sección vial, que son diseñadas exclusivamente para acoger flujo peatonal son comúnmente denominadas veredas.

Las veredas presentan una serie de singularidades, cuyo diseño responde a conductas, modos de operación y requerimientos particulares del peatón, del flujo peatonal y vehicular.

Características funcionales del peatón: Se considera peatón a cualquier persona que camine por la ciudad, destacando en el grupo, en términos de consideración que se les debe, los minusválidos con sus equipamientos especiales, los ancianos y los niños. Este es el medio más natural y accesible de transportarse, muchas veces el más económico, y sin duda el más compasivo con el medio ambiente.

El peatón es el principal protagonista en las actividades urbanas, al estar en las mejores condiciones para percibirla, pensar en ella, detenerse, esperar, comprar, divertirse, conversar y reunirse.

Esto hace que la provisión de espacios adecuados para los quehaceres peatonales sea de gran importancia para las ciudades, no solo en términos vitales, sino desde puntos de vista socioeconómicos y cultural, incluyendo en este foco a la ciencia del transporte y el urbanismo.

Nuestro peatón tiene gran movilidad y tiende a recorrer las distancias más cortas entre los puntos de origen y destino. Es reacio a desviar su ruta hacia cruces preestablecidos, a esperar en las veredas, a usar pasos peatonales a desnivel, baja con frecuencia a la calzada, si existen obstáculos como otros peatones, materiales varios o superficies en mal estado, que le dificulten la marcha. Es sensible al confort y al atractivo del ambiente y del clima.

Las variables que debe tener en cuenta el proyectista para el diseño de espacios peatonales son: el entorno de la vía, el espacio que ocupan los distintos tipos de peatones, detenidos o en desplazamiento.

a) Velocidad y densidad de flujos peatonales: La velocidad de los peatones depende principalmente del flujo, de motivo del viaje y del tipo de peatón.

Cuadro A .03 Velocidades medias normales de peatones de distintos grupos en terreno llano y densidades bajas.

Edad y sexo	Velocidad en km/h
Hombres de menos de 55 años	6.0
Hombres de mas de 55 años	5.5
Mujeres de menos de 50 años	5.0
Mujeres de mas de 50 años	4.7
Mujeres con niños	2.5
Niños de 6 a10 años	4.0
Adolescentes	6.5

Fuente: Research on Road Traffic (R.R.L.) Londres 1985

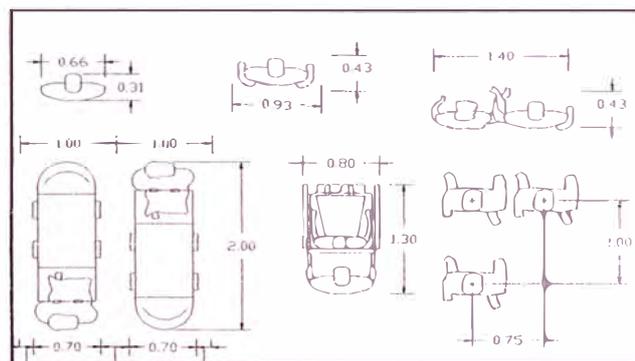
Cuadro A.04 Densidades representativas para flujos peatonales

Característica del flujo	Densidad en peatones/m2
Flujo libre	Menor que 0.4
Flujo medio	Entre 0.4 y 0.7
Flujo denso	Entre 0.7 y 1.0
Flujo muy denso	Entre 1.0 y 1.5

Fuente: Recomendaciones para el diseño del espacio vial urbano Chile 1998

b) Espacios ocupados por los peatones: En la figura x x se ilustran situaciones en las que uno o mas peatones pueden circular y se dan dimensiones del espacio que ocupan en lates circunstancias.

Figura A.02 Espacios ocupados por los peatones



Fuente: Recomendaciones para el diseño del espacio vial urbano Chile 1998

Capacidad de vías peatonales: El volumen de un flujo peatonal (F) que ocupa una vía continua depende del ancho de esta (A), de la densidad del flujo (d) y de la velocidad (v) según la expresión:

$$F = dAv \quad (A.01)$$

Niveles de servicio: Los criterios seguidos para establecer los distintos niveles de servicio en la circulación peatonal están basados en medidas subjetivas, y por lo tanto pueden resultar algo imprecisas. No obstante se define intervalos de superficie por peatón intensidades y velocidades que pueden utilizarse para evaluar la calidad de la circulación. La velocidad es un criterio importante en la determinación del nivel de servicio debido a su fácil observación y medida, y porque describe bien la sensación de calidad del servicio percibida por los peatones. Para velocidades menores a 45 m/min (2.7 km/h) la mayoría de los peatones recurren al paso forzado "arrastre de pies".

Cuadro A.05 Niveles de servicio en vías peatonales*

Nivel de Servicio	Superficie (m ² /peaton)	Intensidades y velocidades esperadas			
		Veloc. media		Intensidad	Relación
		m/min	km/h	(pt/min/m ²)	Vol/cap. (l/c)
A	>11.70	>78	>4.68	<7	<0.08
B	>3.60	>75	>4.50	<23	<0.28
C	>2.16	>72	>4.32	<33	<0.40
D	>1.35	>68	>4.08	<49	<0.60
E	>0.54	>45	>2.7	<82	<1.00
F	<0.54	<45	<2.7	variable	

*condiciones medias para 15 min.

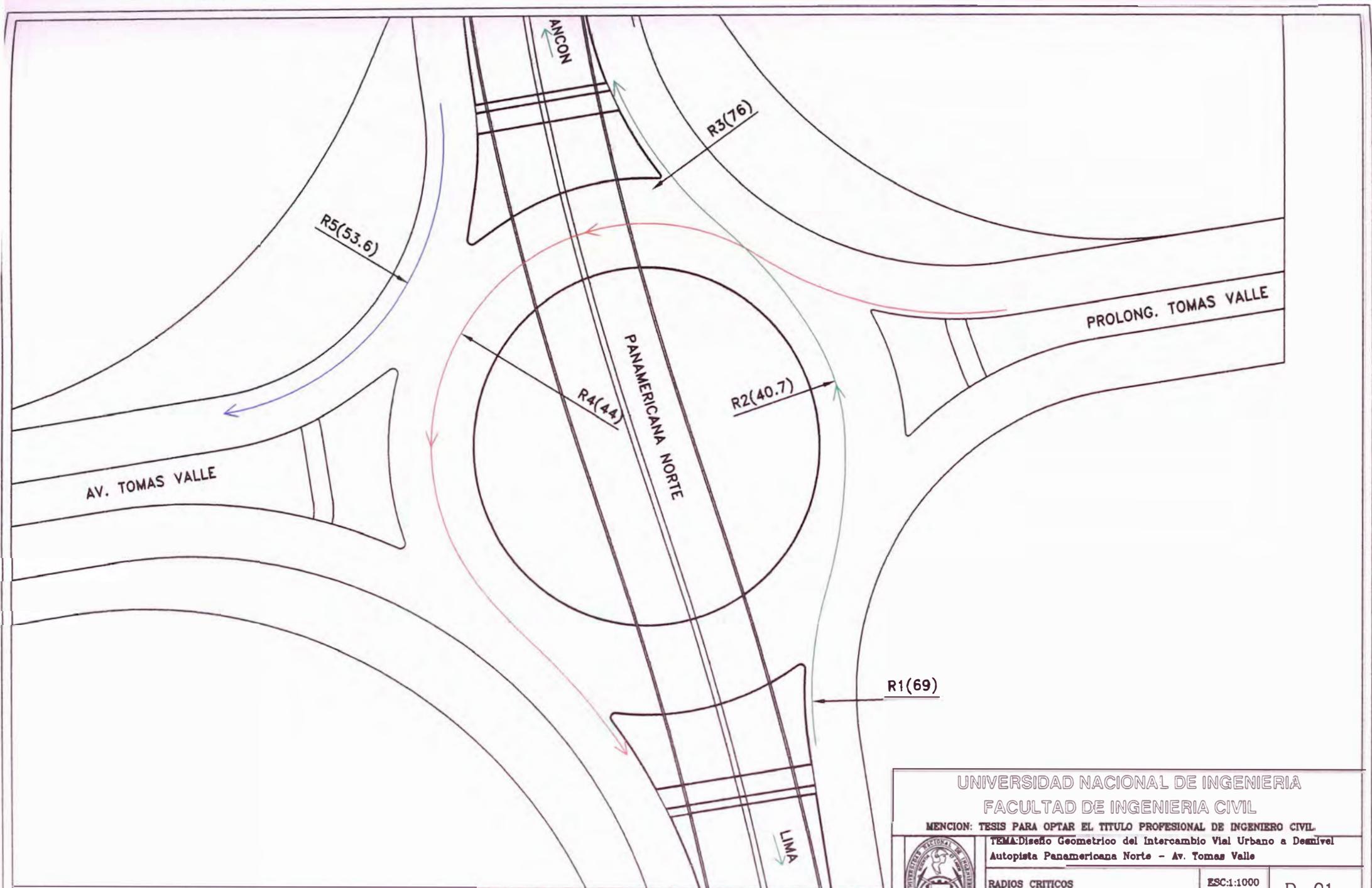
Fuente : Manual de Capacidad de Carreteras U.S.A. HCM 2000

Dimensionamiento de veredas: El dimensionamiento del área requerida para veredas o aceras se basa en los conceptos de capacidad y niveles de servicio.

Cuadro A.06 Dimensionamiento de veredas

Clasificación vial	Mínimo (m)	Recomendado(m)
Expresa	--	--
Arterial	3.50	4.00
Colectora	2.50	3.00
Local	1.50	2.00

Fuente: Normas para el diseño de vías urbanas INVERMET – 1987 PERU



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

MENCION: TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

TEMA: Diseño Geométrico del Intercambio Vial Urbano a Densivel
 Autopista Panamericana Norte - Av. Tomas Valle



RADIOS CRITICOS

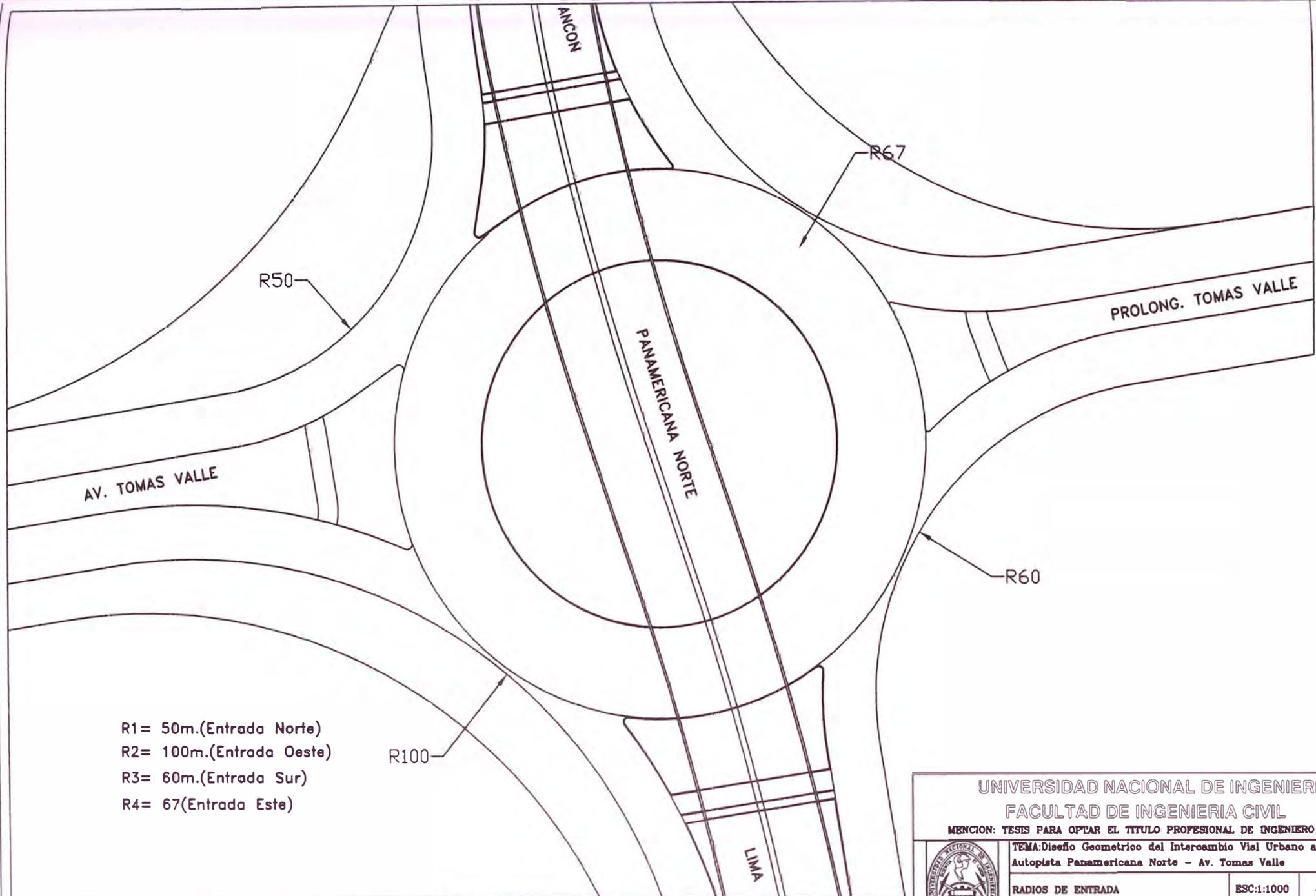
ESC:1:1000

D-01

TESISTA: Jose Elias Calle Mendival

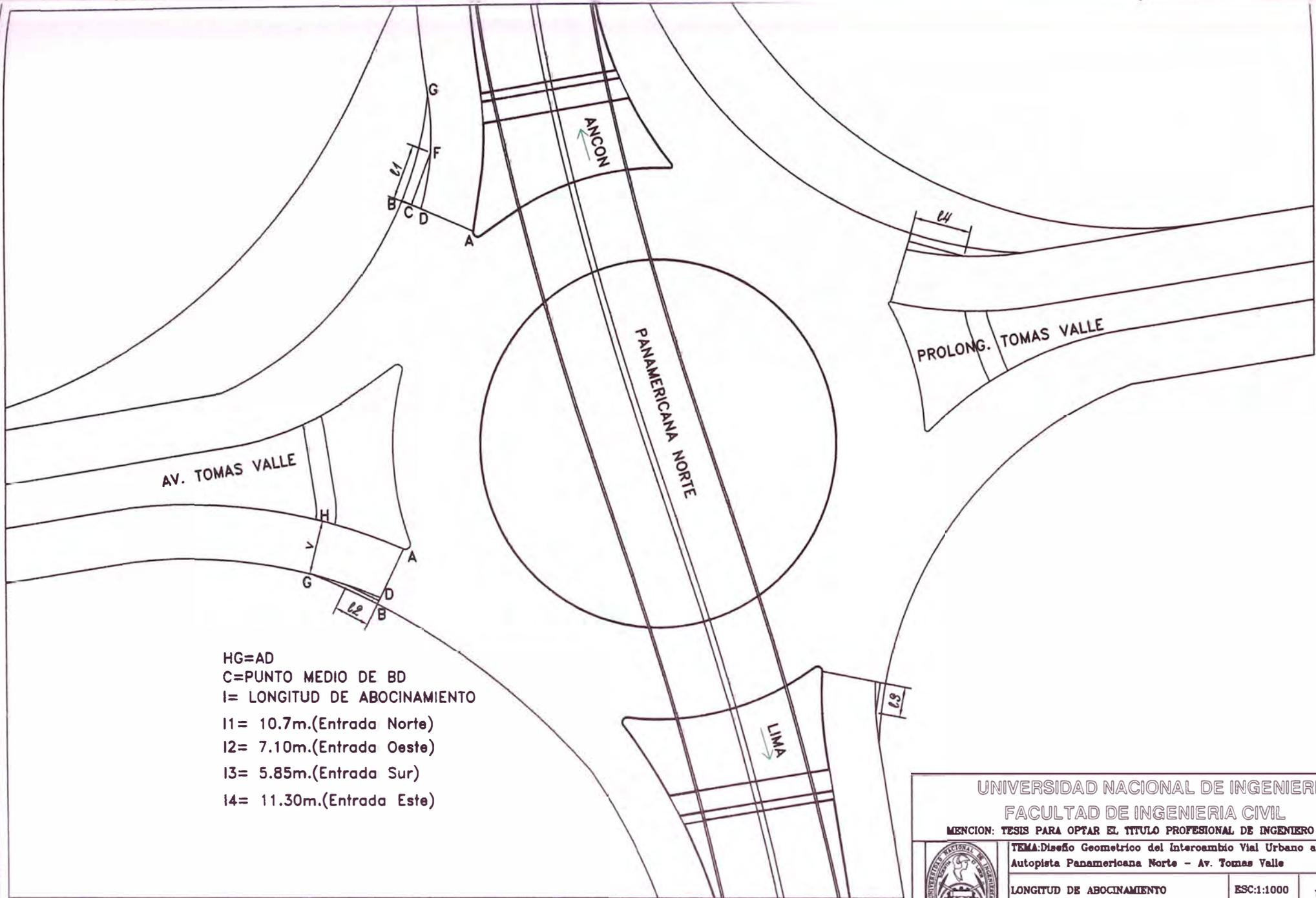
ASESORA: Ing. M. Mercedes Rodriguez Prieto-Mateo

Abril 2008



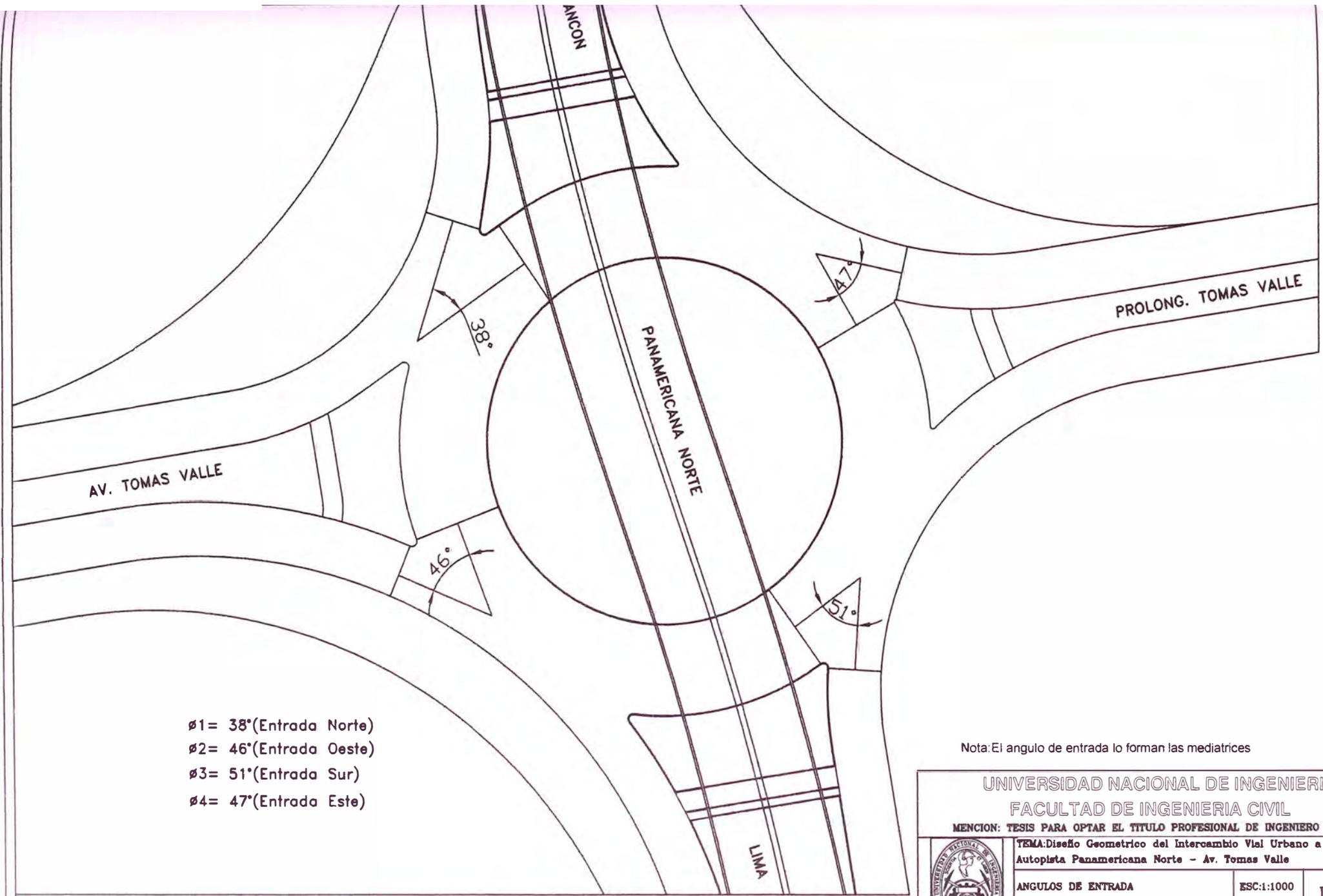
- R1= 50m.(Entrada Norte)
- R2= 100m.(Entrada Oeste)
- R3= 60m.(Entrada Sur)
- R4= 67(Entrada Este)

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL MENCION: TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL		
TEMA: Diseño Geométrico del Intercambio Vial Urbano a Desnivel Autopista Panamericana Norte - Av. Tomas Valle		
	RADIOS DE ENTRADA	ESC:1:1000
	TESISTA: Jose Elias Calle Mendivel	
	ASESORA: Ing. M. Mercedes Rodriguez Prieto-Mateo	
		D-02 Abril 2008



HG=AD
 C=PUNTO MEDIO DE BD
 I= LONGITUD DE ABOCINAMIENTO
 I1= 10.7m.(Entrada Norte)
 I2= 7.10m.(Entrada Oeste)
 I3= 5.85m.(Entrada Sur)
 I4= 11.30m.(Entrada Este)

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL MENCION: TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL		
TEMA: Diseño Geometrico del Intercambio Vial Urbano a Desnivel Autopista Panamericana Norte - Av. Tomas Valle		
	LONGITUD DE ABOCINAMIENTO	ESC: 1:1000
TESISTA: Jose Elias Calle Mendivel		D-03
ASESORA: Ing. M. Mercedes Rodriguez Prieto-Mateo		Abril 2008



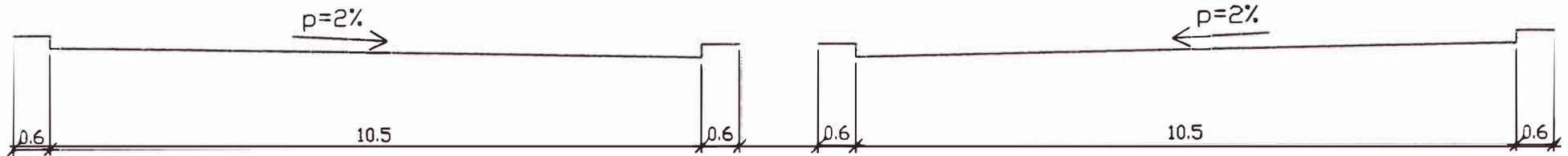
- ∅1= 38°(Entrada Norte)
- ∅2= 46°(Entrada Oeste)
- ∅3= 51°(Entrada Sur)
- ∅4= 47°(Entrada Este)

Nota: El angulo de entrada lo forman las mediatrices

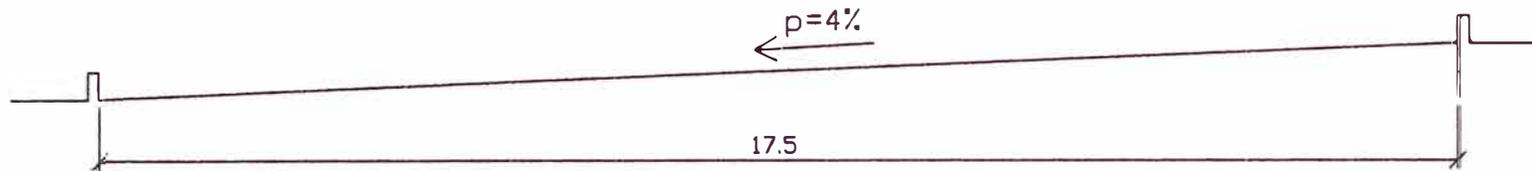
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		
MENCION: TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL		
TEMA: Diseño Geometrico del Intercambio Vial Urbano a Dsnivel Autopista Panamericana Norte - Av. Tomas Valle		
	ANGULOS DE ENTRADA	ESC: 1:1000
TESISISTA: Jose Elias Calle Mendivel		D-04
ASESORA: Ing. M. Mercedes Rodriguez Prieto-Mateo		Abril 2008

Autopista a desnivel Panam. Norte
Seccion A

Autopista a desnivel Panam. Norte
Seccion B



Rotonda a nivel Tomas Valle
Seccion C



Lugar	Progresiva		Seccion Tipo	Sentido	Carriles		
	Inicio	Fin			Numero	ancho(m)	Peralte
Autopista	0+000	0+331.5	B	S-N	3	3.5	2.0%
	0+356.8	0+730	A	S-N	3	3.5	2.0%
	0+000	0+331.5	A	N-S	3	3.5	2.0%
	0+356.8	0+730	B	N-S	3	3.5	2.0%
Rotonda	0+000	0+256	C	Antihor.	5	3.5	4.0%

ESC:1:100

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

MENCION: TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL



TEMA: Diseño Geometrico del Intercambio Vial Urbano a Desnivel
Autopista Panamericana Norte - Av. Tomas Valle

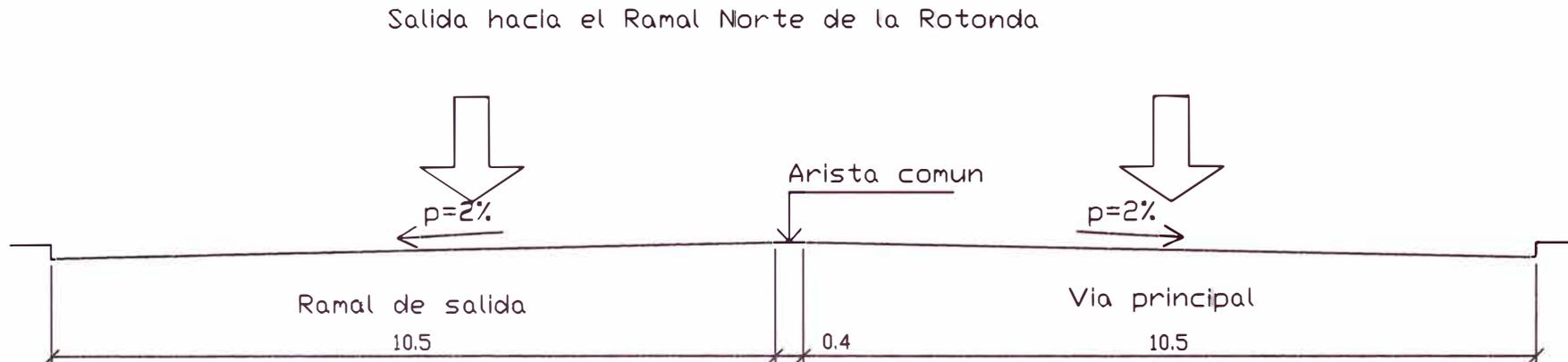
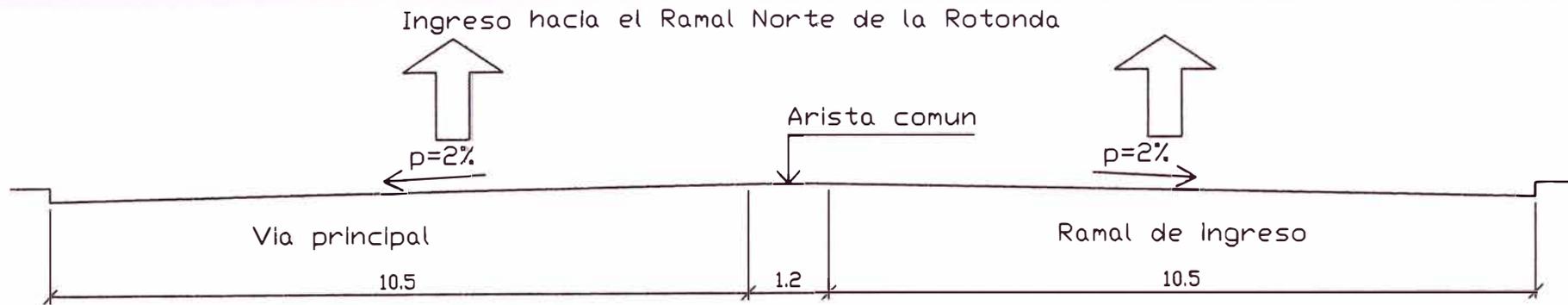
CARACTERISITICAS DE LA SECCION TRASNVERSAL

TESISTA: Jose Elias Calle Mendivel

ASESORA: Ing. M. Mercedes Rodriguez Prieto-Mateo

ST 01

Abril 2008



ESC:1:100

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

MENCION: TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL



TEMA: Diseño Geometrico del Intercambio Vial Urbano a Desnivel
Autopista Panamericana Norte - Av. Tomas Valle

CARACTERISITICAS DE LA SECCION TRASVERSAL

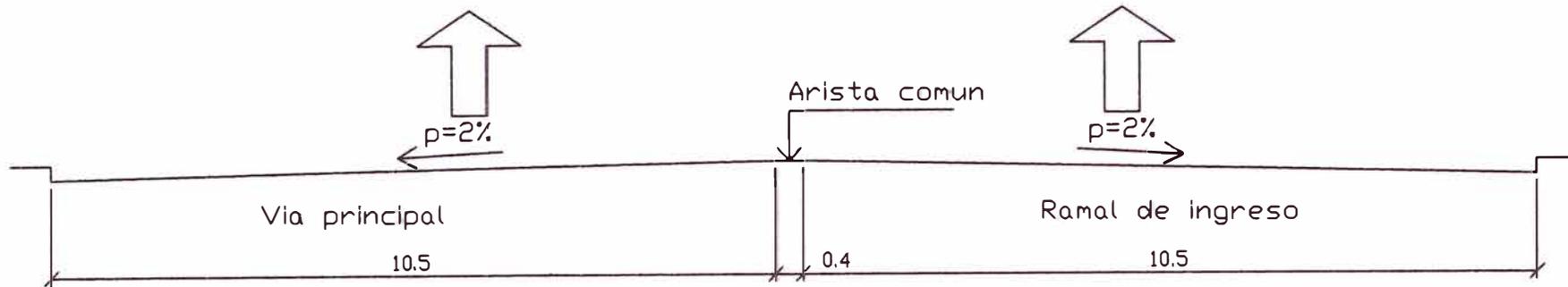
ST 02

TESISTA: Jose Elias Calle Mendivel

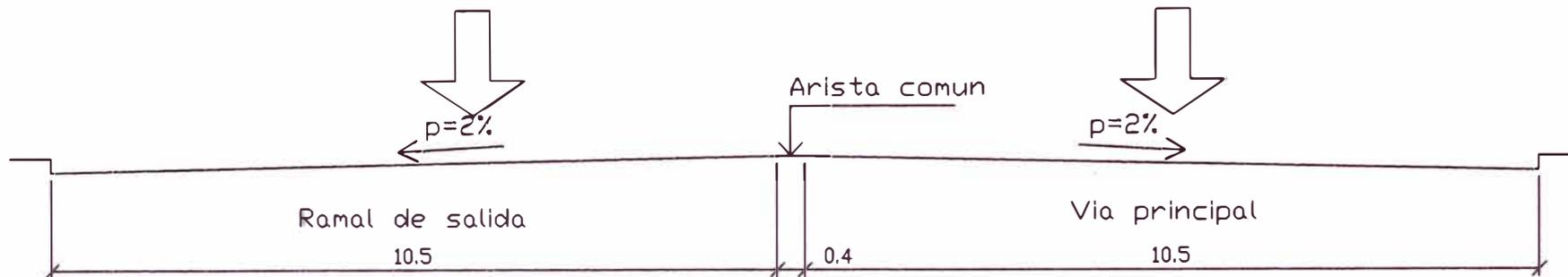
ASESORA: Ing. M. Mercedes Rodriguez Prieto-Mateo

Abril 2008

Ingreso hacia el Ramal Sur de la Rotonda



Salida hacia el Ramal Sur de la Rotonda



ESC:1:100

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

MENCION: TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL



TEMA: Diseño Geometrico del Intercambio Vial Urbano a Desnivel
Autopista Panamericana Norte - Av. Tomas Valle

CARACTERISITICAS DE LA SECCION TRASVERSAL

ST 03

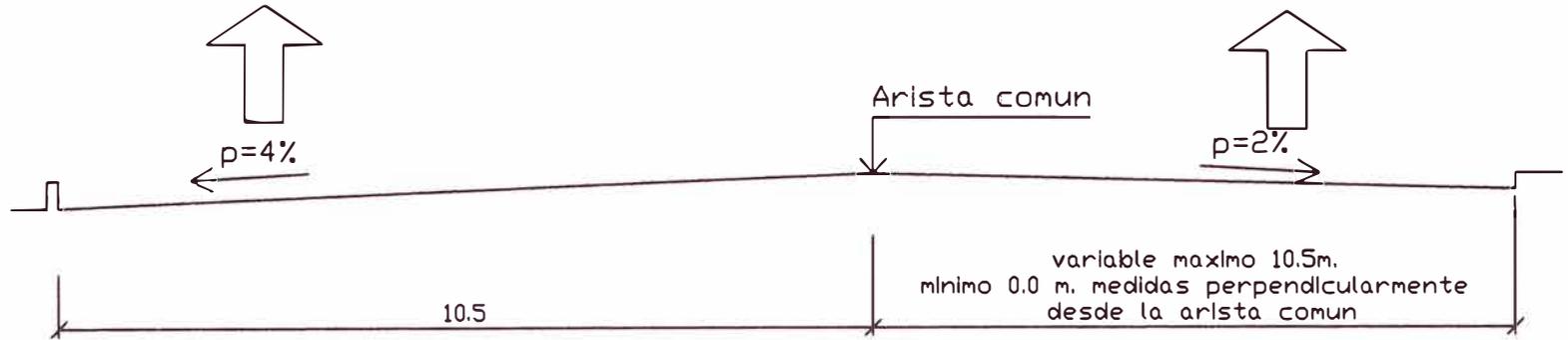
TESISTA: Jose Elias Calle Mendivel

ASESORA: Ing. M. Mercedes Rodriguez Prieto-Mateo

Abril 2008

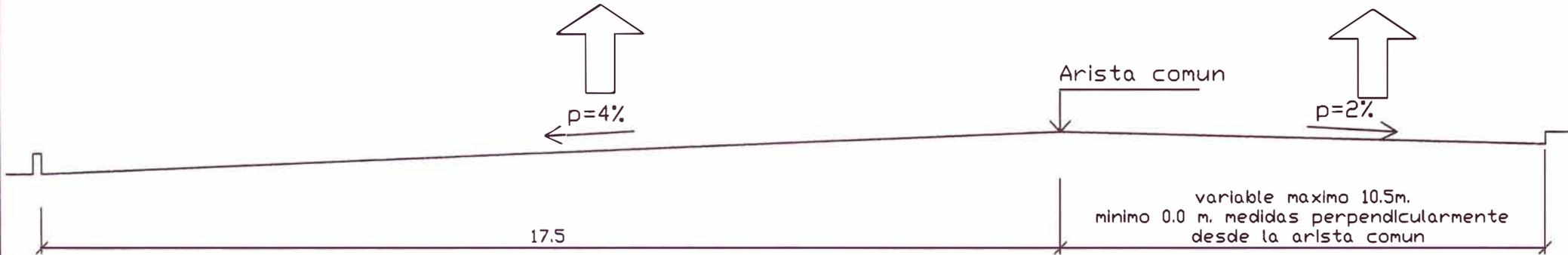
ALTERNATIVA 1 SECCION C

Ingreso Tipico Rotonda a nivel Tomas Valle



ALTERNATIVA 2

Ingreso Tipico Rotonda a nivel Tomas Valle



ESC:1:100

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

MENCION: TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL



TEMA: Diseño Geometrico del Intercambio Vial Urbano a Desnivel
Autopista Panamericana Norte - Av. Tomas Valle

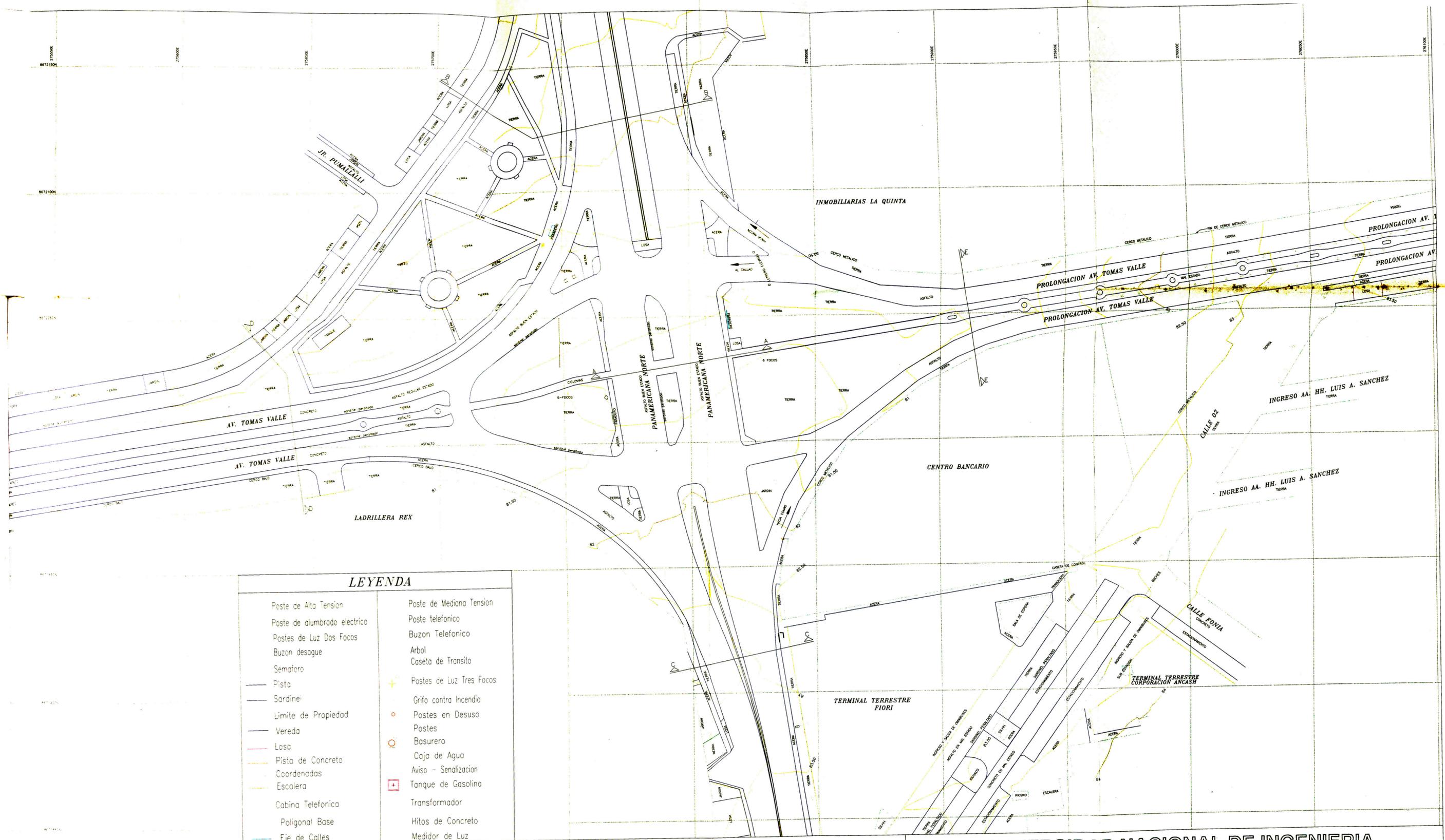
CARACTERISITICAS DE LA SECCION TRASNVERSAL

ST 04

TESISTA: Jose Elias Calle Mendivel

ASESORA: Ing. M. Mercedes Rodriguez Prieto-Mateo

Abril 2008



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO: TESIS DE GRADO PARA OPTAR EL GRADO DE INGENIERO CIVIL

TEMA: Diseño Geometrico del Intercambio Vial Urbano a Desnivel
 Autopista Panamericana Norte - Av. Tomas Valle

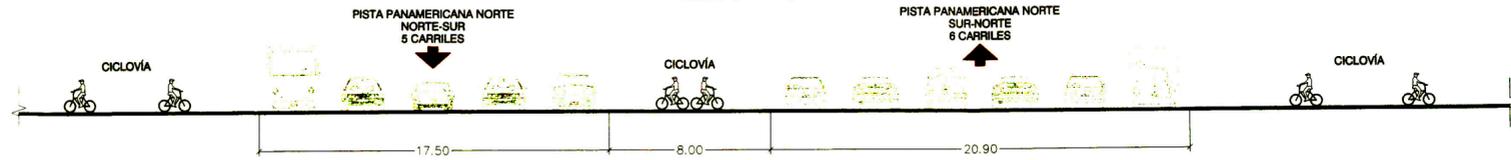


LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO Esc:1/1000
 TESISTA: Jose Elias Calle Mendivel
 ASESORA: Ing. M. Mercedes Rodriguez-Prieto Mateo

DGE 01
 Abril 2008

PANAMERICANA NORTE

SECCION A - A
ESCALA: 1/200
SECCION EXISTENTE



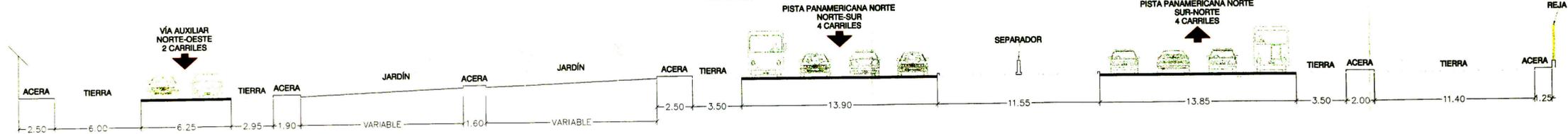
PANAMERICANA NORTE

SECCION C - C
ESCALA: 1/200
SECCION EXISTENTE



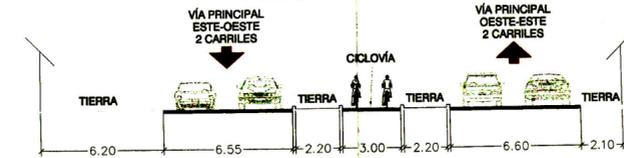
PANAMERICANA NORTE

SECCION B - B
ESCALA: 1/200
SECCION EXISTENTE



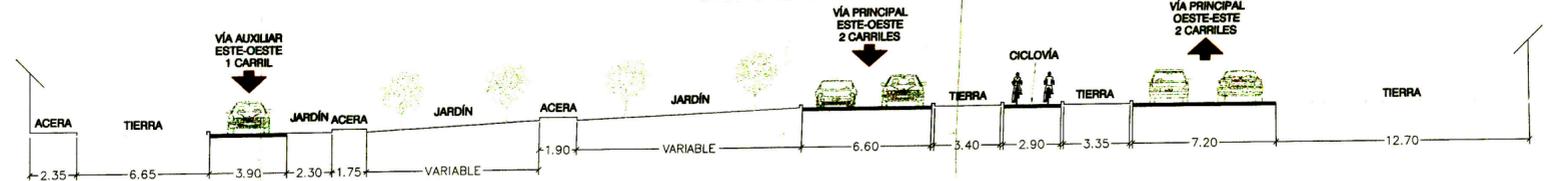
AV. TOMAS VALLE

SECCION E - E
ESCALA: 1/200
SECCION EXISTENTE



AV. TOMAS VALLE

SECCION D - D
ESCALA: 1/200
SECCION EXISTENTE



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO: TESIS DE GRADO PARA OPTAR EL GRADO DE INGENIERO CIVIL

TEMA: Diseño Geométrico del Intercambio Vial Urbano a Desnivel
Autopista Panamericana Norte - Av. Tomas Valle



SECCION TRANSVERSAL EXISTENTE

Esc: 1/250

DGE 02

TESISTA: Jose Elias Calle Mendivel

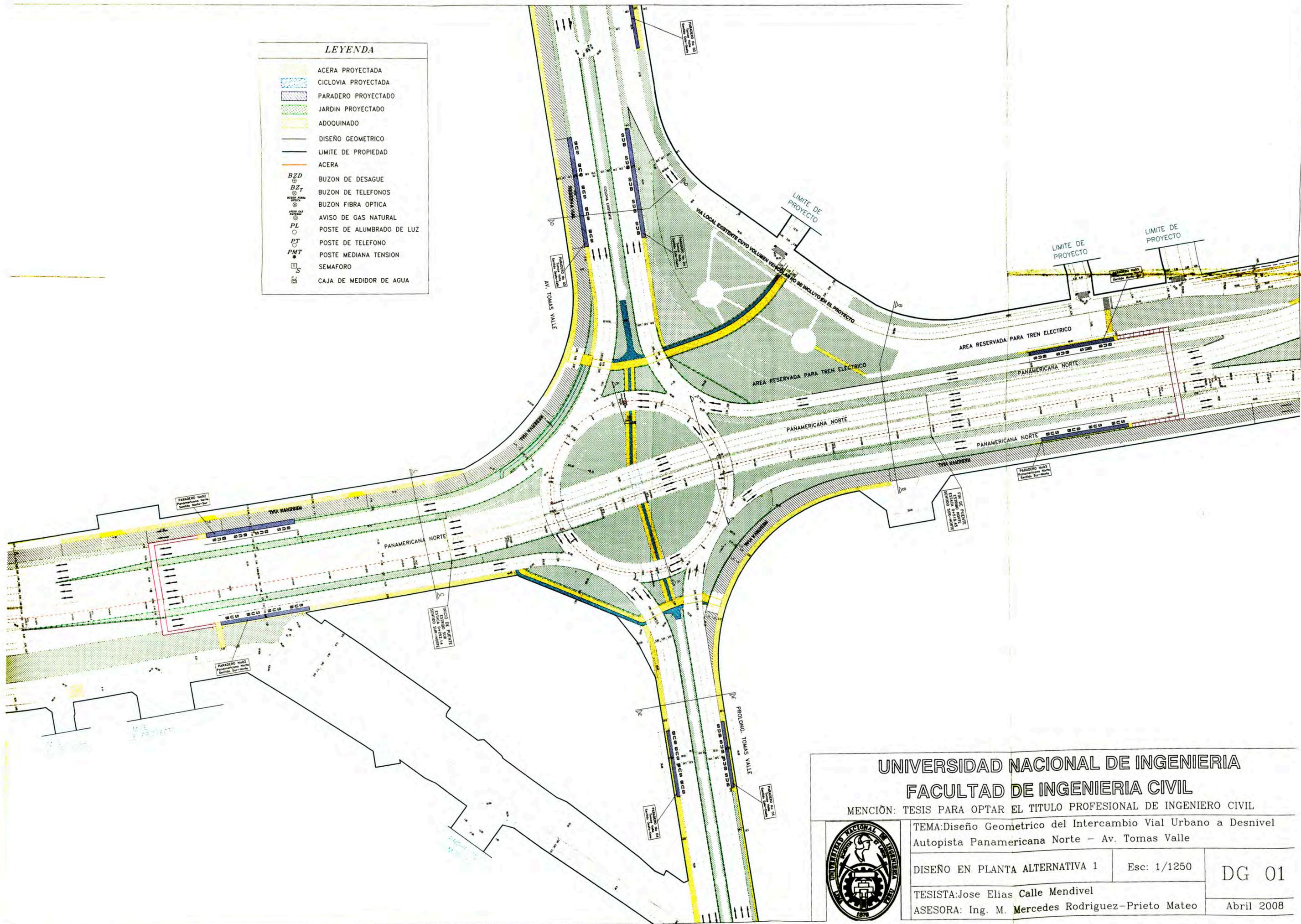
ASESORA: Ing. M. Mercedes Rodriguez-Prieto Mateo

Abril 2008

DISEÑO GEOMÉTRICO ALTERNATIVA 1:
VIA PRINCIPAL DEPRIMIDA

LEYENDA

	ACERA PROYECTADA
	CICLOVIA PROYECTADA
	PARADERO PROYECTADO
	JARDIN PROYECTADO
	ADOQUINADO
	DISEÑO GEOMETRICO
	LIMITE DE PROPIEDAD
	ACERA
	BUZON DE DESAGUE
	BUZON DE TELEFONOS
	BUZON FIBRA OPTICA
	AVISO DE GAS NATURAL
	POSTE DE ALUMBRADO DE LUZ
	POSTE DE TELEFONO
	POSTE MEDIANA TENSION
	SEMAFORO
	CAJA DE MEDIDOR DE AGUA



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

MENCION: TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

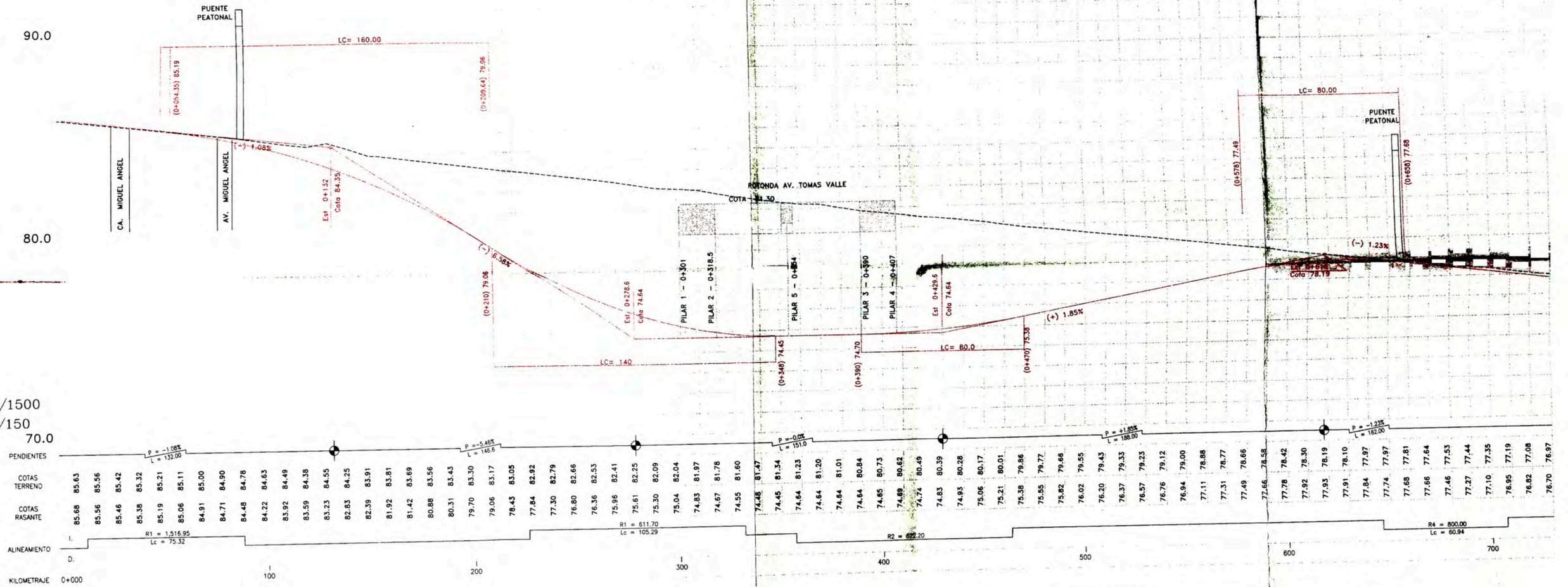
TEMA: Diseño Geometrico del Intercambio Vial Urbano a Desnivel
 Autopista Panamericana Norte - Av. Tomas Valle

DISEÑO EN PLANTA ALTERNATIVA 1 Esc: 1/1250 DG 01

TESISTA: Jose Elias Calle Mendivel
 ASESORA: Ing. M. Mercedes Rodriguez-Prieto Mateo Abril 2008



EscH: 1/1500
EscV: 1/150



NOTA : 78.36 COTA FONDO
RED DE ALCANTARILLADO
EN ESTA ZONA



CUADRO DE ELEMENTOS DE CURVA EJE PANAMERICANA NORTE SENTIDO SUR-NORTE (E-PSN)

No. PI	ANGULO	S	RADIO (m)	PI (Km)	PC (Km)	PT (Km)	T (m)	LC (m)	EXT. (m)	COORD. PI NORTE	COORD. PI ESTE
R1	2° 50' 40.99"	I	1,516.95	0+500.78	0+463.11	0+538.43	37.67	75.32	0.47	8,671,726.29	275,871.78
R2	9° 51' 42.58"	I	611.70	0+729.07	0+676.29	0+781.58	52.77	105.29	2.27	8,671,951.73	275,835.75
R3	9° 50' 08.53"	D	622.20	0+860.42	0+806.89	0+913.70	53.54	106.81	2.30	8,672,076.22	275,793.02
R4	4° 21' 51.57"	D	800.00	1+126.80	1+096.32	1+157.26	30.48	60.94	0.58	8,672,339.50	275,750.81

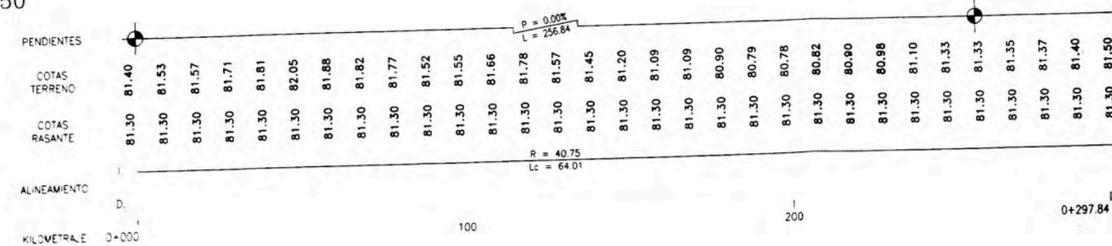
CUADRO DE ELEMENTOS DE CURVA EJE ROTONDA (E-ROT)

No. PI	ANGULO	S	RADIO (m)	PI (Km)	PC (Km)	PT (Km)	T (m)	LC (m)	EXT. (m)	COORD. PI NORTE	COORD. PI ESTE
INICIO 0+000.00											
E-ROT-1	90° 00' 00.00"	I	40.75	0+040.75	0+000.00	0+064.01	40.75	64.01	16.88	8,671,975.46	275,773.59
E-ROT-2	90° 00' 00.00"	I	40.75	0+104.76	0+064.01	0+128.02	40.75	64.01	16.88	8,671,988.36	275,854.07
E-ROT-3	90° 00' 00.00"	I	40.75	0+168.77	0+128.02	0+192.03	40.75	64.01	16.88	8,672,068.84	275,841.16
E-ROT-4	90° 00' 00.00"	I	40.75	0+232.78	0+192.03	0+256.04	40.75	64.01	16.88	8,672,055.94	275,760.69
FINAL 0+256.84											

LEYENDA

PERFIL RASANTE	-----
PERFIL TERRENO	_____

EscH: 1/1500
EscV: 1/150



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

MENCION: TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

TEMA: Diseño Geométrico del Intercambio Vial Urbano a Desnivel
Autopista Panamericana Norte - Av. Tomas Valle

PERFIL LONGITUDINAL ALTERNATIVA 1

TESISTA: Jose Elias Carrero Mendivel
ASESORA: Ing. M. Mercedes Rodriguez-Prieto Mateo

DG 02

Abril 2008



PANAMERICANA NORTE

SECCION A - A
ESCALA:1/200
SECCION PROYECTADA



PANAMERICANA NORTE

SECCION C - C
ESCALA:1/200
SECCION PROYECTADA



PANAMERICANA NORTE

SECCION B - B
ESCALA:1/200
SECCION PROYECTADA



AV. TOMAS VALLE

SECCION D - D
ESCALA:1/200
SECCION PROYECTADA



AV. TOMAS VALLE

SECCION E - E
ESCALA:1/200
SECCION PROYECTADA



SECCION F - F

ESCALA:1/200
SECCION PROYECTADA



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

MENCION: TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL



TEMA: Diseño Geometrico del Intercambio Vial Urbano a Desnivel
Autopista Panamericana Norte - Av. Tomas Valle

SECCIONES TRANSVERSALES
ALTERNATIVA 1

Esc: 1/250

DG 03

TESISTA: Jose Elias Calle Mendivel

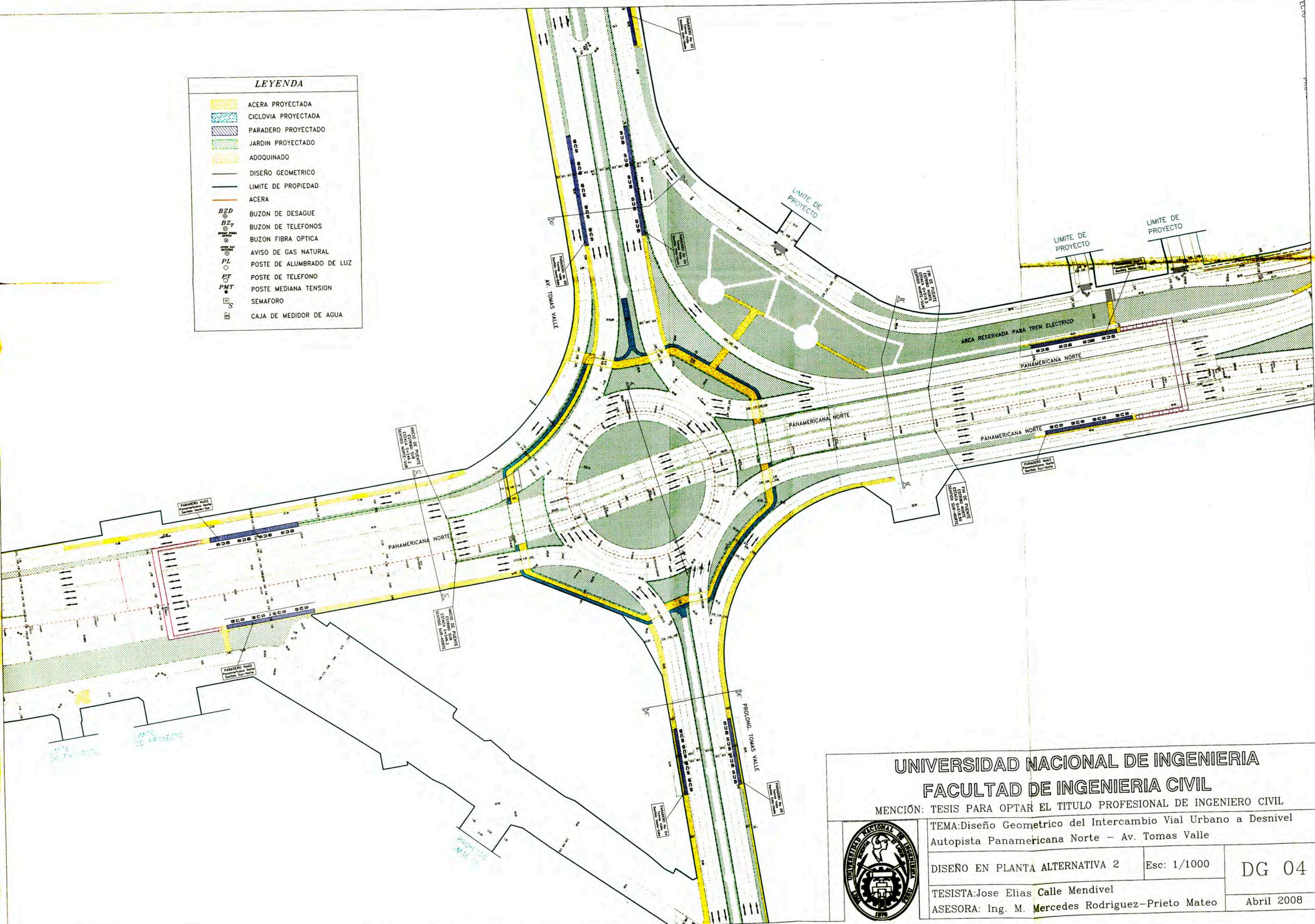
ASESORA: Ing. Mercedes Rodriguez-Prieto Mateo

Abril 2008

DISEÑO GEOMÉTRICO ALTERNATIVA 2 :
VIA PRINCIPAL ELEVADA

LEYENDA

	ACERA PROYECTADA
	CICLOVIA PROYECTADA
	PARADERO PROYECTADO
	JARDIN PROYECTADO
	ADOQUINADO
	DISEÑO GEOMETRICO
	LIMITE DE PROPIEDAD
	ACERA
	BUZON DE DESAGUE
	BUZON DE TELEFONOS
	BUZON FIBRA OPTICA
	AVISO DE GAS NATURAL
	POSTE DE ALUMBRADO DE LUZ
	POSTE DE TELEFONO
	POSTE MEDIANA TENSION
	SEMAFORO
	CAJA DE MEDIDOR DE AGUA



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

MENCIÓN: TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

TEMA: Diseño Geometrico del Intercambio Vial Urbano a Desnivel
 Autopista Panamericana Norte - Av. Tomas Valle

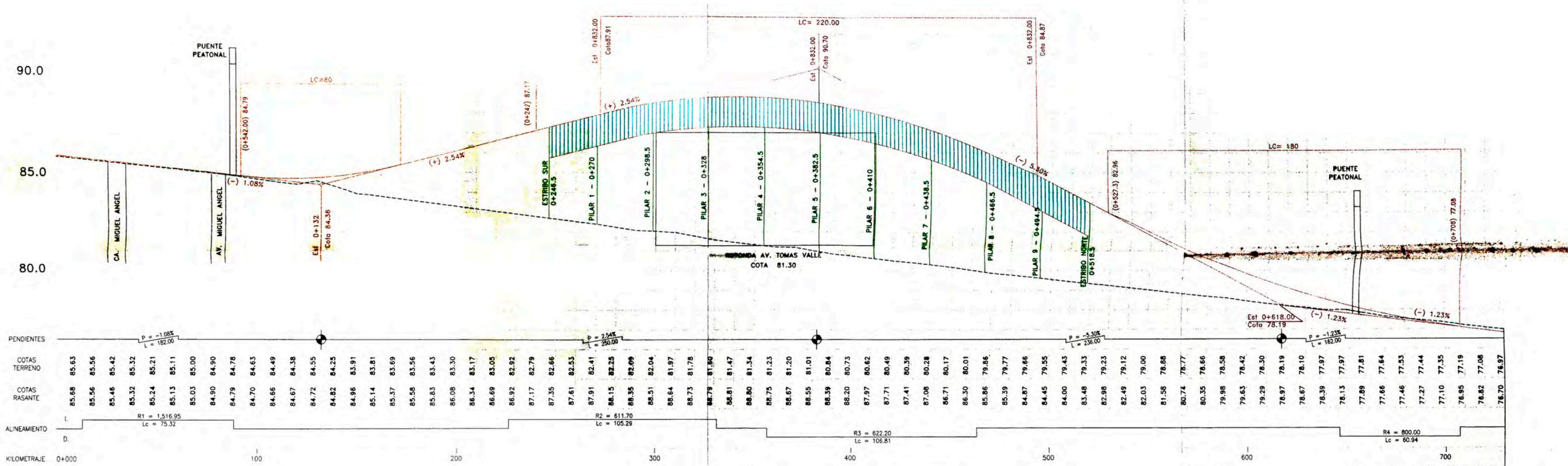
DISEÑO EN PLANTA ALTERNATIVA 2 Esc: 1/1000

DG 04

TESISTA: Jose Elias Calle Mendivel
 ASESORA: Ing. M. Mercedes Rodriguez-Prieto Mateo

Abril 2008





KILOMETRAJE	0+000	100	200	300	400	500	600	700
PENDIENTES		$P = -1.08\%$		$P = 2.54\%$		$P = -5.30\%$		$P = -1.23\%$
COTAS TERRENO	85.63	85.56	85.42	85.32	85.21	85.11	85.00	84.90
COTAS RASANTE	85.68	85.56	85.42	85.32	85.21	85.11	85.00	84.90
ALINEAMIENTO	I	D	I	D	I	D	I	D
		$R1 = 1,516.95$ $Lc = 75.32$		$R2 = 611.70$ $Lc = 105.29$		$R3 = 622.20$ $Lc = 106.81$		$R4 = 800.00$ $Lc = 60.94$

EscH: 1/1250
EscV: 1/125

NOTA : 78.36 COTA FONDO
RED DE ALCANTARILLADO
EN ESTA ZONA



KILOMETRAJE	0+000	100	200	300	400	500	600	700
PENDIENTES			$P = 0.00\%$					
COTAS TERRENO	81.40	81.53	81.57	81.71	81.81	82.05	81.88	81.62
COTAS RASANTE	81.30	81.30	81.30	81.30	81.30	81.30	81.30	81.30
ALINEAMIENTO	I	D	I	D	I	D	I	D
			$R = 40.75$ $Lc = 64.01$					

EscH: 1/1250
EscV: 1/125

CUADRO DE ELEMENTOS DE CURVA EJE PANAMERICANA NORTE SENTIDO SUR-NORTE (E-PSN)

No. PI	ANGULO	S	RADIO (m)	PI (Km)	PC (Km)	PT (Km)	T (m)	LC (m)	EXT. (m)	COORD. PI NORTE	COORD. PI ESTE
R1	2° 50' 40.99"	I	1,516.95	0+500.78	0+463.11	0+538.43	37.67	75.32	0.47	8,671,726.29	275,871.78
R2	9° 51' 42.58"	I	611.70	0+729.07	0+676.29	0+781.58	52.77	105.29	2.27	8,671,951.73	275,839.75
R3	9° 50' 08.53"	D	622.20	0+860.42	0+806.89	0+913.70	53.54	106.81	2.30	8,672,076.22	275,793.02
R4	4° 21' 51.57"	D	800.00	1+126.80	1+096.32	1+157.26	30.48	60.94	0.58	8,672,339.50	275,750.81

LEYENDA	
PERFIL RASANTE	—
PERFIL TERRENO	—

CUADRO DE ELEMENTOS DE CURVA EJE ROTONDA (E-ROT)

No. PI	ANGULO	S	RADIO (m)	PI (Km)	PC (Km)	PT (Km)	T (m)	LC (m)	EXT. (m)	COORD. PI NORTE	COORD. PI ESTE
INICIO				0+000.00						8,672,015.70	275,767.14
E-ROT-1	90° 00' 00.00"	I	40.75	0+040.75	0+000.00	0+064.01	40.75	64.01	16.88	8,671,975.46	275,773.59
E-ROT-2	90° 00' 00.00"	I	40.75	0+104.76	0+064.01	0+128.02	40.75	64.01	16.88	8,671,988.36	275,854.07
E-ROT-3	90° 00' 00.00"	I	40.75	0+168.77	0+128.02	0+192.03	40.75	64.01	16.88	8,672,068.84	275,841.16
E-ROT-4	90° 00' 00.00"	I	40.75	0+232.78	0+192.03	0+256.04	40.75	64.01	16.88	8,672,055.94	275,760.69
FINAL				0+256.84						8,672,015.70	275,767.14

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 MENCIÓN: TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL



TEMA: Diseño Geométrico del Intercambio Vial Urbano a Desnivel
Autopista Panamericana Norte - Av. Tomas Valle

PERFIL LONGITUDINAL ALTERNATIVA 2

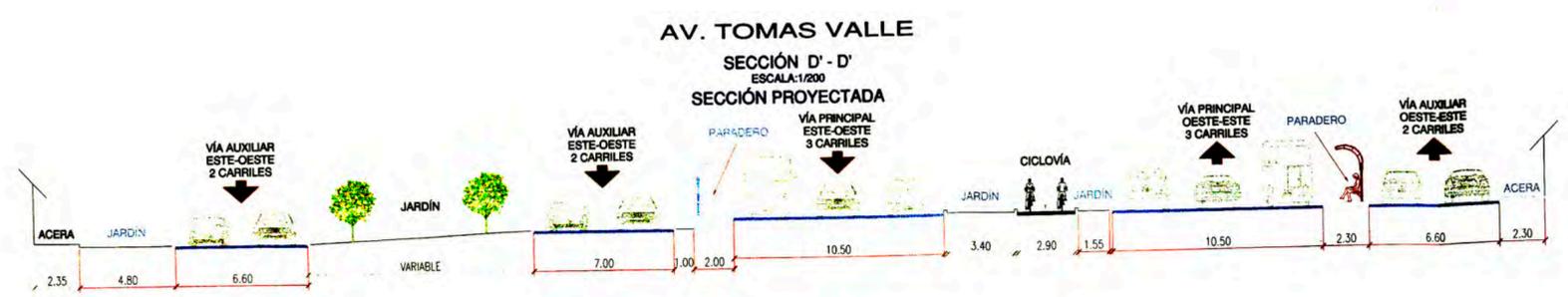
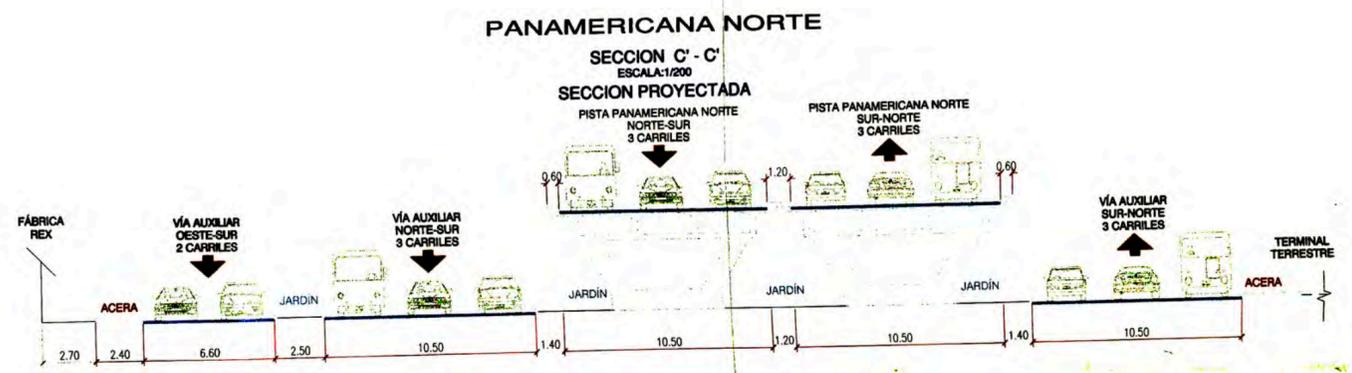
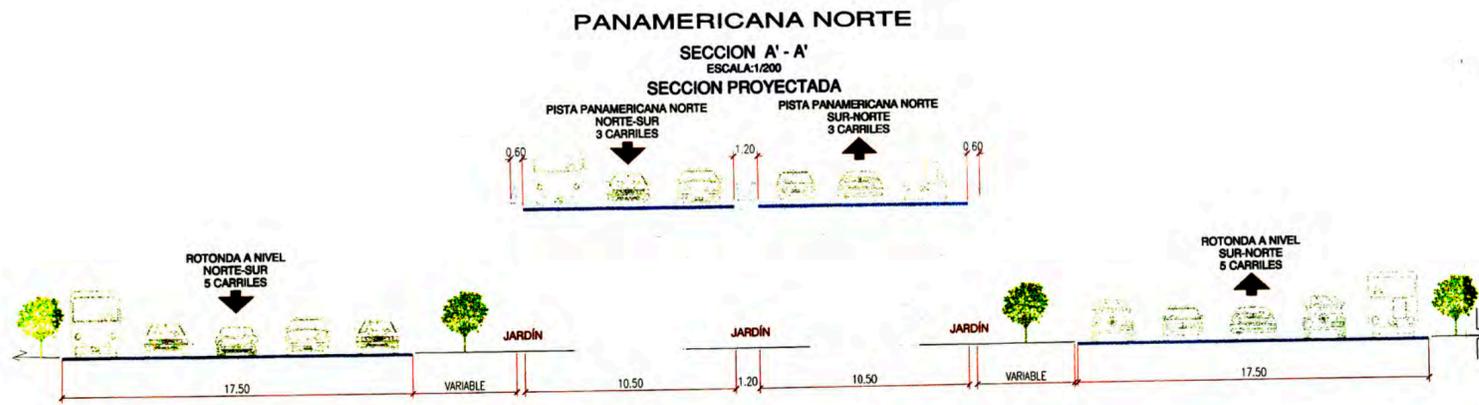
TESISTA: Jose Elias Calle Mendivel

ASESORA: Ing. M. Mercedes Rodriguez-Prieto Mateo

Esc: 1/1500

April 2008

DG 05



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA		
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		
MENCION: TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL		
TEMA: Diseño Geometrico del Intercambio Vial Urbano a Desnivel Autopista Panamericana Norte - Av. Tomas Valle		
	SECCIONES TRANSVERSALES ALTERNATIVA 2	Esc: 1/250
	TESISTA: Jose Elias Calle Mendivel ASESORA: Ing. M. Mercedes Rodriguez-Prieto Mateo	DG 06
		Abril 2008