UNIVERSIDAD DON VASCO, A.C.

Incorporación No. 8727-15 A la
Universidad Nacional Autónoma de México

Escuela de Ingeniería Civil

UNIVERSIDAD
DON VASCO, A.C.

REVISIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE DEL TRAMO CARRETERO "TARECUATO - LOS HUCUARES", KM 2 + 160 AL KM 4 + 020 EN EL MUNICIPIO DE SANTIAGO TANGAMANDAPIO, MICHOACÁN.

TESIS

Que para obtener el título de:

Ingeniero Civil

Presenta:
Carlos Colín Sánchez

Asesor:
Ing. Sandra Natalia Parra Macías

Uruapan, Michoacán, 2008

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

ÍNDICE

Introducción.

Antecedentes. 1

Planteamiento del problema. 3

Objetivos. 4

Pregunta de investigación.. 4

Justificación. 5

Delimitación. 6

Marco de referencia. 7

Capítulo 1.- Vías terrestres.

1.1.- Antecedentes. 9

1.2.- Inventario de caminos. 11

1.2.1.- Aplicaciones del inventario de caminos. 12

1.3.- Elementos de la ingeniería de tránsito utilizados par el proyecto. . 13

1.3.1.- El tránsito. 13

1.3.2.- El usuario. 13

1.3.3.- El vehículo. 15

1.3.3.1.- Clasificación. 15

1.3.3.2.- Características geométricas y de operación. 15

1.3.4.- El camino. 17

1.3.5.- Tendencias. 18

1.4.- Velocidad. 22

1.4.1.- Velocidad media. 23

1.4.2.- Velocidades más empleadas en vías terrestres. . . . 24

1.5.- Volumen de tránsito. 25

1.5.1.- Volúmenes de tránsito absolutos ó totales. 26

1.5.2.- Características de los volúmenes de tránsito. 27

1.5.3- Conteos vehiculares. 27

1.6.- Densidad de tránsito.. 28

1.7.- Derecho de vía. 29

1.7.1- Adquisición del derecho de vía. 29

1.8.- Capacidad y nivel de servicio. 30

1.8.1.- Capacidad. 30

1.8.2.- El nivel de servicio.. 31

1.8.2.- Niveles de servicio.. 31

1.9.- Distancia de visibilidad. 33

1.9.1.- Distancia de visibilidad de parada. 33

1.9.2.- La distancia de visibilidad de rebase. 34

1.9.3.- Aplicaciones. 36

1.10.- Mecánica de Suelos. 36

1.10.1.- Naturaleza y origen de los suelos. 36

1.10.2.- Relaciones gravimétricas y volumétricas de los suelos. . . 37

1.10.3.- Granulometría. 38

1.10.4.- Plasticidad.. 39

1.10.5.- Consolidación. 41

1.10.6.- Sistema unificado de clasificación de suelos. (SUCS). . . 41

1.10.7.- Círculos de MOHR. (Solución grafica). 43

1.10.8.- Pruebas de laboratorio. 44

1.10.9.- Importancia del estudio de mecánica de suelos. . . . 48

1.10.10.- Tipos de muestreo. 48

1.10.11.- Procedimientos para la toma de muestras. 49

Capítulo 2.- Drenaje.

2.1.- Drenaje. 50

2.2.- Hidrología. 51

2.3.- Precipitación. 53

2.3.1.- Precipitación media. ($\hat{h}p$). 54

2.4.- Escurrimiento. 55

2.4.1.- Hidrogramas. 56

2.5.- Infiltración. 58

2.5.1.- Capacidad de infiltración. 58

2.6.- Hidrología subterránea. 60

2.7.- Hidrología superficial. 64

2.8.- Gastos de diseño. 65

2.9.- Métodos de cálculo. 65

2.9.1.- Métodos empíricos. 65

2.9.2.- Métodos semiempíricos. 66

2.9.3.- Métodos estadísticos. 67

2.10.- Drenaje en los caminos. 67

2.11.- Drenaje superficial. 68

2.11.1.- Cunetas. 68

2.11.2.- Bombeo. 71

2.11.3.- Lavaderos. 72

2.11.4.- Alcantarillas. 72

2.12.- Drenaje subterráneo. 73

2.12.1.- Zanjas. 73

2.12.2.- Drenes ciegos. 73

2.12.3.- Drenes de tubo. 74

2.13.- Metodología de cálculo para alcantarillas. 75

2.13.1.- Localización correcta de una alcantarilla. 75

2.13.2.- Área hidráulica de una alcantarilla. 76

2.13.3.- Pendiente de la alcantarilla. 79

2.13.4.- Muros de cabeza. 79

2.14.- Cargas vivas sobre alcantarillas. 80

2.15.- Cargas muertas sobre alcantarillas. 82

2.16.- Puentes. 84

2.16.1.- Estudios necesarios para la construcción un puente. . . 84

2.16.2.- Estudios hidráulicos. 85

2.16.3.- Estudios geológicos. 86

2.16.4.- Estudios comerciales. 86

2.17.- Consideraciones de diseño de puentes. 86

2.18.- Pilas. 87

2.19.- Estribos de puentes. 88

2.19.1.- Formas de estribos. 88

2.19.2.- Secuela de proyecto para un estribo. 89

Capítulo 3.- Resumen ejecutivo de macro y micro localización.

3.1.- Generalidades. 90

3.2.- Resumen Ejecutivo. 92

3.3.- Entorno Geográfico. 93

3.3.1.- Macrolocalización y Microlocalización. 93

3.3.2.- Topografía regional y de la zona en estudio. 95

3.3.3.- Geología regional y de la zona de estudio. 98

3.3.4.- Hidrología regional y de la zona en estudio. 100

3.3.5.- Uso de suelo regional y de la zona de estudio. . . . 101

3.4.- Informe fotográfico. 102

3.4.1.- Tipo de terreno y cobertura vegetal. 102

3.4.2.- Problemas de drenaje superficial. 103

3.4.3.- Estado físico actual. 103

3.4.4.- Vehículos que transitan por la vía. 104

3.4.5.- Obstáculos especiales. 105

3.5.- Estudio de transito. 105

3.5.1.- Tipo y clasificación de los vehículos. 106

3.5.2.- Aforo vehicular. 106

3.6.- Alternativas de solución. 107

3.6.1.- Planteamiento de alternativas. 107

3.6.2.- Alternativas a utilizar. 107

Capítulo 4.- Metodología.

4.1.- Método utilizado. 109

4.1.1.- Método matemático. 110

4.2.- Enfoque de la investigación. 111

4.2.1.- Alcance. 111

4.3.- Diseño de la investigación. 112

4.3.1.- Investigación Transeccional o transversal. 112

4.4.- Instrumentos de recopilación de datos. 113

4.5.- Descripción del procedimiento de investigación. 114

Capítulo 5.- Cálculos.

5.1.- Revisión hidráulica del sistema de alcantarillas. 115

5.1.1.- Revisión de la alcantarilla ubicada en el km 2+700.00. . . 115

5.1.2.- Revisión de la alcantarilla ubicada en el km 3+054.293. . . 121

5.1.3.- Revisión de la alcantarilla ubicada en el km 3+500.00. . . 125

5.1.4.- Revisión de la alcantarilla ubicada en el km 3+951.197. . . 129

5.1.5.- Revisión de la alcantarilla ubicada en el km 2+967.041. . . 133

5.2.- Análisis del sistema de cunetas. 137

5.3.- Calculo de los diámetros de las alcantarillas. 145

5.4.- Análisis de cargas sobre las alcantarillas.. 148

5.4.1.- Calculo de las cargas vivas. (Aguas arriba). 149

5.4.2.- Análisis de cargas muertas por medio de la expresión de Marston. (Aguas arriba). 153

5.4.3.- Calculo de las cargas vivas. (Aguas abajo). 154

5.4.4.- Análisis de cargas muertas por medio de la expresión de Marston. (Aguas abajo). 158

5.5.- Análisis de cargas sobre las alcantarillas del proyecto original. . 159

5.5.1.- Calculo de las cargas vivas. (Aguas arriba). 159

5.5.2.- Análisis de cargas muertas por medio de la expresión de Marston. (Aguas arriba). 163

5.5.3.- Calculo de las cargas vivas. (Aguas abajo). 164

5.5.4.- Análisis de cargas muertas por medio de la expresión de Marston. (Aguas abajo). 168

5.6.- Análisis de resultados. 169

Conclusiones. 171

Bibliografía. 174

Anexos.

Resumen

Es conocida la importancia de los caminos o vías terrestres para el desarrollo de un país por tal motivo se llevara acabo la revisión de el sistema de drenaje del tramo carretero Tarecuato – Los Hucuares, km 2 + 160 al km 4 + 020 en el Municipio de Santiago Tangamandapio, Michoacán. Con la finalidad de establecer en base a un análisis matemático de las características del camino y de la zona de estudio si dicho sistema cumple con las características para garantizar un correcto funcionamiento de cada una de las partes que compone el sistema de drenaje del camino lo cual garantizaría un nivel de servicio adecuado y un grado de seguridad mayor para los usuarios de la vía carretera.

INTRODUCCIÓN

Antecedentes.

"Una carretera es una vía de dominio y uso público, proyectada y construida fundamentalmente para la circulación de vehículos. Se distingue de un simple camino porque está especialmente concebida para la circulación de vehículos de transporte". (www.arqhys.com; 2008)

"Originalmente las vías terrestres fueron trazadas para comunicar o unir ciudades; hoy día su construcción se lleva a cabo con la finalidad de reducir los tiempos de recorrido entre los centros de producción y de consumo de bienes y servicios, en la actualidad las carreteras conforman un medio de comunicación muy importante para el transporte o circulación de pasajeros entre dos puntos". (Apuntes de Sistemas Transporte; 2008; 1)

Como se explica en la página de Internet www.ruralroads.org (2008), algunos de los más importantes impulsores para el desarrollo de las vías terrestres fue la civilización romana, la necesidad de mover sus mercancías a través de su extenso territorio por medio de carretas integradas por equipos de hasta 6 animales y cuya capacidad no excedía de cuatro toneladas. Posteriormente el desarrollo acelerado de las ciudades aunado al desarrollo de tecnológico de otros medios de transporte impulso la construcción de caminos más eficaces.

De acuerdo con la misma página de Internet, durante el siglo XVIII con la aparición de los caminos con peaje los tiempos de recorrido se redujeron drásticamente llegando a tal punto que Inglaterra poseía un red de carreteras que conectaba sus ciudades mas importantes con tiempos no mayores a un día y sus transportes llagaban a rebasar los 16 Km/Hr. Posteriormente, en el siglo XIX con

la aparición de los vehículos principalmente en Inglaterra y Francia que estos comienzan a ampliar y mejorar sus caminos entre las principales ciudades y por medio de servicios regulares trasladando hasta dieciocho pasajeros y alcanzando una velocidad promedio de veinticinco kilómetros por hora.

En México, entre las décadas de 1950 y 1970 padeció su máximo nivel de crecimiento en su red carretera, conectando los sectores de producción tanto industrial como agropecuaria, así como de los sectores turísticos más relevantes del país, durante las décadas de 1980 a la actualidad el ritmo de crecimiento del sistema de vías carreteras ha decrecido considerablemente hasta encontrarse en el rango de un crecimiento deficiente tomando en cuanta el nivel de desarrollo tanto demográfico como económico que posee el país en la época actual.

Es así, que las carreteras se han convertido en elemento fundamental para el desarrollo de México, la red carretera federal con más de 333, 347.00 Kms conformada por las vías estatales libres y de cuota, caminos rurales y brechas mejoradas representa un medio de comunicación básico y necesario para el progreso de su economía, el desarrollo social y la mejora del grado de bienestar de las personas.

Cabe mencionar que actualmente en la Universidad Don Vasco ya existen investigaciones sobre el presente tema, como la “Revision de drenaje del tramo carretero denominada la curva “del Diablo”, carretera Uruapan – Carapan del km 65+000 al 66+000”, la cual tenia como propósito establecer si el drenaje existente es suficiente para desalojar el gasto de aportación de la cuenca, concluyendo que el sistema de drenaje de la curva “del Diablo” es suficiente para desalojar el gasto que se pueda presentar. (Valencia; 2008)

Existen algunas otras investigaciones sobre el tema como “El diseño del drenaje en la intercepción del libramiento de Guacamayas, carreta: Zihuatanejo – Lázaro Cárdenas”, la cual tenía como objetivo principal el diseño del drenaje en la intercepción del libramiento de Guacamayas, carreta: Zihuatanejo – Lázaro Cárdenas, en dicha investigación se cumplió el objetivo establecido anteriormente. (González; 2008)

Planteamiento del problema.

De acuerdo con la pagina de Internet www.sct.gob.mx (2008), actualmente en México únicamente 6, 000.00 Km de los mas de 330, 347.00 Km que integran la red federal de carreteras lo que representa un porcentaje menor al 2.00% cumplen con altas especificaciones esto marca la importancia de llevar a cabo de forma adecuada todos los diseños y construcciones en apego a los estándares marcados en las normas para el diseño y la construcción de obras civiles, posteriormente el no diseñar de manera adecuada las obras de drenaje en los sistemas carreteros pueden verse aunado a posteriores problemas de inestabilidad en los cuerpos del camino, problemas de inundaciones, desequilibrios provocados por problemas de erosión, todo esto se vería reflejado no solo en la calidad del servicio si no en perdidas humanas y económicas. He aquí la importancia de llevar acabo la REVISIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE DEL TRAMO CARRETERO “TARECUATO – LOS HUCUARES”, KM 2 + 160 AL KM 4 + 020 EN EL MUNICIPIO DE SANTIAGO TANGAMANDAPIO, MICHOACÁN, para establecer si el actual sistema de drenaje es suficiente, en caso contrario realizar las observaciones y correcciones necesarias a dicho proyecto.

Objetivos.

Se establecerá como objetivos para el proceso de este trabajo los siguientes:

Objetivo general:

Llevar a cabo por medio de cálculos matemáticos la revisión del sistema de drenaje del tramo carretero Tarecuato – Los Hucuares, km 2 + 160 al km 4 + 020 en el Municipio de Santiago Tangamandapio, Michoacán.

Objetivos particulares:

a) Establecer qué es una vía terrestre.
b) Definir qué es un sistema de drenaje.
c) Establecer la función que desempeña un sistema de drenaje.
d) Precisar elementos componen un sistema de drenaje.
e) Definir el diseño del drenaje.
f) Establecer las cuencas de aportación de las obras de drenaje.
g) Establecer las características fisiográficas de las zonas de aportación de las obras de drenaje.

Todos los puntos establecidos en este apartado se resolverán durante el desarrollo de este proyecto.

Pregunta de investigación.

En el actual trabajo se dará respuesta a las siguientes preguntas:

a) Establecer por medio de cálculos matemáticos la revisión del sistema de drenaje del tramo carretero Tarecuato – Los Hucuares, km 2 + 160 al km 4 + 020 en el Municipio de Santiago Tangamandapio, Michoacán
b) ¿Qué es una vía terrestre?

c) ¿Qué es una cuenca?

d) ¿Qué es un drenaje?

e) ¿Cuáles son los elementos que componen un sistema de drenaje?

f) ¿Cuál es la importancia del sistema de drenaje?

g) ¿Cuál es el uso del suelo de la zona de aportación?

Justificación.

Como se mencionó anteriormente, una cantidad menor al 2.00% de toda la red carretera federal cumple con altas normas internacionales, es por ello que surge la importancia de llevar a cabo la revisión de las estructuras de drenaje y determinar por medio de bases sustentables de investigación y análisis si dichas obras de drenaje son suficientes o están diseñadas de manera correcta y apropiada, esto se vera reflejado en un beneficio hacia los usuarios de la vía carretera, garantizándoles un mayor grado de confiabilidad; a la comunidad universitaria, ya que estos contaran con los resultados obtenidos en dicha investigación para futuras consultas; a la sociedad en general ya que existirán las recomendaciones arrojadas por esta investigación para poder ser tomadas en cuenta y por ultima a la ingeniería civil ya que de esta manera se estará aportando nuevas teorías e investigaciones.

Delimitación.

La presente investigación comprende la REVISIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE DEL TRAMO CARRETERO “TARECUATO – LOS HUCUARES”, KM 2 + 160 AL KM 4 + 020 EN EL MUNICIPIO DE SANTIAGO TANGAMANDAPIO, MICHOACÁN.

La investigación presentada es aplicable a las condiciones existentes en la zona de estudio y exclusivamente al tramo en cuestión, así como a las condiciones físicas, geográficas y climatológicas que imperan en la zona de investigación.

Para la investigación y análisis de este proyecto se apoyará en algunos autores especializados en área como lo son; Ven Te Chow, Hay William, Mier S. Jose Alfonso, entre otros. Se apoyara también en algunos programas y herramientas computacionales que simplificaran algunos de los trabajos que se deben de llevar a cabo en el presente proyecto principalmente para colectar la información necesaria para los análisis previstos.

Marco de referencia.

De acuerdo con la página de Internet www.mexico.pueblosamerica.com (2008), la localidad de Tarecuato está situada en el Municipio de Tangamandapio (en el Estado de Michoacán de Ocampo). Tiene 6987 habitantes.

Tarecuato está a 2000 metros de altitud y posee las siguientes coordenadas; Latitud norte 19° 50’ 25.56” y longitud oeste 102° 27’ 52.20”. (www.inegi.gob.mx; 2008)

La comunidad de Tarecuato colinda hacia el norte con la población de Los Hucuares, al Nor-Oeste con San Antonio Guaracha, al sur con la cabecera Municipal de Tingüindin y al Nor-Este con su cabecera Municipal Santiago Tanagamandapio.

La población de Tarecuato pertenece al a provincia del eje neovolcánico transversal, posee un clima templado subhumedo con lluvias en verano las cuales oscilan entre los 800mm y 1000mm anuales, su mayor parte de la superficie se encuentra cubierta por bosque de pino encino lo cual también constituye su recurso forestal maderable.

La población de Tarecuato cuente con los siguientes servicios públicos:

- Agua potable 70%
- Drenaje 60%
- Electrificación 80%
- Pavimentación 40%
- Alumbrado Público 80%
- Recolección de Basura 80%
- Mercado No
- Rastro No

- Panteón 100%
- Cloración del Agua 90%
- Seguridad Pública 90%
- Parques y Jardines 95%
- Edificios Públicos 95%

Las principales actividades económicas de este municipio es la producción agrícola, ganadera actualmente también cuenta con avicultura, apicultura, industrias textileras que fabrican suéteres, pans deportivos y playeras. También cuenta con una industria que produce productos domésticos para el hogar, como colchas, burros de planchar, sillas, mesas, etc.

El transito por el tramo carretero en estudio es muy pobre registrando un promedio de 28 vehículos por hora de los cuales el 12.5% esta conformados por camiones de dos ejes los cuales atienden a su clasificación según la Secretaria de Comunicaciones y Transportes como un vehículo tipo C- 2.

Marco de referencia.

De acuerdo con la página de Internet www.mexico.pueblosamerica.com (2008), la localidad de Tarecuato está situada en el Municipio de Tangamandapio (en el Estado de Michoacán de Ocampo). Tiene 6987 habitantes.

Tarecuato está a 2000 metros de altitud y posee las siguientes coordenadas; Latitud norte 19° 50’ 25.56” y longitud oeste 102° 27’ 52.20”. (www.inegi.gob.mx; 2008)

La comunidad de Tarecuato colinda hacia el norte con la población de Los Hucuares, al Nor-Oeste con San Antonio Guaracha, al sur con la cabecera Municipal de Tingüindin y al Nor-Este con su cabecera Municipal Santiago Tanagamandapio.

La población de Tarecuato pertenece al a provincia del eje neovolcánico transversal, posee un clima templado subhumedo con lluvias en verano las cuales oscilan entre los 800mm y 1000mm anuales, su mayor parte de la superficie se encuentra cubierta por bosque de pino encino lo cual también constituye su recurso forestal maderable.

La población de Tarecuato cuente con los siguientes servicios públicos:

- Agua potable 70%
- Drenaje 60%
- Electrificación 80%
- Pavimentación 40%
- Alumbrado Público 80%
- Recolección de Basura 80%
- Mercado No
- Rastro No

- Panteón 100%
- Cloración del Agua 90%
- Seguridad Pública 90%
- Parques y Jardines 95%
- Edificios Públicos 95%

Las principales actividades económicas de este municipio es la producción agrícola, ganadera actualmente también cuenta con avicultura, apicultura, industrias textileras que fabrican suéteres, pans deportivos y playeras. También cuenta con una industria que produce productos domésticos para el hogar, como colchas, burros de planchar, sillas, mesas, etc.

El transito por el tramo carretero en estudio es muy pobre registrando un promedio de 28 vehículos por hora de los cuales el 12.5% esta conformados por camiones de dos ejes los cuales atienden a su clasificación según la Secretaria de Comunicaciones y Transportes como un vehículo tipo C- 2.

CAPÍTULO 1

VÍAS TERRESTRES

En el presente capitulo se estudiara los principios, parámetros e historia de las vías terrestres, además de las relaciones básicas y definiciones de mecánica de suelos.

1.1.- Antecedentes.

Como lo explica Mier (1987), el surgimiento de los caminos se dio con la invención de la rueda hace unos 5,000 años A. C. cuando los antiguos habitantes se vieron en la necesidad de superficies de rodamiento capaces de facilitar el transporte de las carretas utilizadas por estos para transportas tanto personas como mercancías. Personas como los Asirios en su época de mayor florecimiento construyeron las primeras rutas conocidas las cuales se interconectaban entre Asia y Egipto, posteriormente los Cartagineses elaboraron caminitos recubiertos de piedra que posteriormente fueron copiados por otras civilizaciones como los romanos.

Con el surgimiento del imperio romano surgió la creación de caminos de una manera científica. El florecimiento Romano se dio debido a diversos factores pero uno de los principales fue la compleja red de caminos que estos habían creado e interconectaban sus diversas ciudades, los ingenieros militares Romanos lograron el desarrollo de caminos muy complejos con múltiples obstáculos a través de ellos. Con la caída del imperio romano surge estado estático en la construcción de caminos y con la creación del feudalismo surgen pequeños dominios dispersos y se paraliza la necesidad de trasladarse de un lugar a otro en el grado en el que lo necesitaban los romanos para mantener sus dominios.

Gracias a la religión y sus miembros, que tenían la necesidad de transportarse para realizar sus peregrinaciones mantenían comunicado a países como España, Francia e Inglaterra, los caminos dejaron de conservarse hasta quedar en un estado inutilizable para los vehículos de esa época sufriendo un importante retracción volviendo a tener que transportarse a píe o por medio de caballos.

En México a la llegada de los españoles estos encontraron caminos de piedra, los cuales fueron construidos por las civilizaciones tanto Mayas como Aztecas, los cuales no poseían animales de tiro ni vehículos con ruedas por lo que los utilizaban para transportarse a pie y poder comercializar sus productos entre los distintos pueblos, con el inicio de la conquista los españoles utilizaron estos caminos para llevar a cabo sus fines e iniciaron un considerable mejoramiento en las condiciones de los caminos, una vez colonizada la Nueva España una nueva necesidad de construir caminos había surgido, era necesario conectar a las principales ciudades del centro con las ciudades costeras para poder transportar las riquezas obtenidas a España.

Con la llegada del automóvil en el año de 1906 surge la importante necesidad de mejorar los caminos para que pudieran ser transitable por los nuevos automóviles ya que debido a situaciones políticas y la rápida sustitución entre un gobierno y otro se deja atrás la creación de programas de desarrollo para creación y mantenimiento de caminos, es por esto que a la aparición de los automóviles los caminos eran inutilizables, ya que no poseían las características necesarias para que dichos vehículos transitaran a través de ellos.

El 30 de Marzo de 1925 bajo el cargo del Presidente Gral. Plutarco Elías Calles surge la creación de la Comisión Nacional de Caminos se inicia la

construcción, conservación y mejoramiento de los caminos existentes, para el año de 1958 se crea la Secretaria de Comunicaciones y Transportes y en el año de 1982 ésta pasa a atender los asuntos relacionados a los caminos de la red nacional.

Es así, que las carreteras se han convertido en elemento fundamental para el desarrollo de México, la red carretera federal con más de 333, 347.00 Kms conformada por las vías estatales libres y de cuota, caminos rurales y brechas mejoradas representa un medio de comunicación básico y necesario para el progreso de su economía, el desarrollo social y la mejora del grado de bienestar de las personas.

1.2.- Inventario de caminos.

"Con el fin de obtener un inventario de los caminos existentes en una entidad, pueden seguirse varios procedimientos, desde el más general y sencillo, recorriendo los caminos en un vehículo, tomando kilometrajes con el odómetro del propio vehículo y anotándose la información que a simple vista pueda obtenerse, hasta hacerlo por los medios topográficos más precisos, que darán en forma directa la información sobre los caminos". (Mier; 1987; 5)

El primer método señalado cubre los requisitos necesarios que exige un inventario de caminos y segundo posee los inconvenientes de ser pausado y tener un costo muy alto.

A continuación se señalarán algunos de los métodos más utilizados para llevar a cabo el inventario de caminos;

Método odógrafo-giróscopo-barométrico.

De acuerdo con Mier (1987), este método combina los factores de economía, rapidez y exactitud. El levantamiento por medio del odógrafo-

giroscopio arroja los datos sobre la planta de la vía, mientras que los datos sobre las elevaciones de ésta arroja un sistema barométrico, posteriormente se anexan a estos datos la información que se considere más relevante del levantamiento directo. La información que se debe de proporcionar en un levantamiento es la siguiente:

1) Planta del camino
2) Perfil del camino
3) Itinerario
4) Configuración del terreno por el que se cruza
5) Características de la superficie de rodamiento
6) Secciones transversales
7) Alineamiento vertical
8) Visibilidad
9) Señalamiento
10) Obras de drenaje
11) Entronques
12) Características de las poblaciones por las que cruza
13) Uso del suelo aledaño al camino
14) Datos adicionales que se consideren relevantes

Toda la información anterior es procesada de acuerdo a las necesidades requeridas.

1.2.1.- Aplicaciones del inventario de caminos.

Según Mier (1987), una de las aplicaciones que puede tener el inventario de caminos, es la obtención de la capacidad de los caminos que integran la red, la cual no puede determinarse sin tomar en cuenta algunos factores prevalecientes

como son; las características físicas del camino y la naturaleza del tránsito en camino la cual puede cambiar durante varios periodos del día.

1.3.- Elementos de la ingeniería de tránsito utilizados para el proyecto.

A continuación se enlistan los elementos de ingeniería que intervienen en el proyecto.

1.3.1.- El tránsito.

Al proyectar una carretera, la selección del tipo de camino, las intersecciones, los accesos y los servicios, dependen fundamentalmente de la demanda, es decir, del volumen de tránsito que circulará en un intervalo de tiempo dado, su variación, su tasa de crecimiento y su composición.

Un error en la determinación de estos datos ocasionará que la carretera funcione durante el periodo de previsión, bien con volúmenes de tránsito muy inferiores a aquellos para los que se proyectó o que se presenten problemas de congestionamiento.

1.3.2.- El usuario.

"La planeación y el proyecto de carreteras así como el control y la operación del tránsito, requieren del conocimiento de las características físicas y psicológicas del usuario del camino. El ser humano, bien sea como peatón o como conductor, considerado individual o colectivamente, es el elemento crítico en la determinación de muchas de las características del tránsito". (Mier; 1974; 63)

Según Mier, (1974) las siguientes condiciones del medio ambiente pueden afectar el comportamiento del usuario:

1) La tierra. Su uso y actividades.

2) El ambiente atmosférico: estado del tiempo y visibilidad.

3) Obras viales: carreteras, ferrocarriles, puentes y terminales.

4) La corriente del tránsito y sus características, las cuales son manifestadas al usuario.

5) La motivación, inteligencia, aprendizaje y estado emocional del usuario del camino, son otros elementos profundamente significativos en la operación del tránsito.

Visión del conductor.

La visión es el factor más importante, ya que por medio de este se percibe y obtiene la información de nuestro alrededor.

Se considera de importancia para la tarea de manejar:

a) Agudeza visual.

b) Movimiento del ojo.

c) Visión periférica.

d) Visión en condiciones de deslumbramiento.

e) Percepción del espacio.

f) Altura del ojo conductor.

Tiempo de reacción del conductor.

El breve intervalo de tiempo entre ver, oír o sentir y empezar a actuar en respuesta al estimulo de una situación del tránsito o del camino, se conoce como “tiempo de reacción”. El tiempo requerido para esta acción, puede variar desde 0.5 segundos para situaciones simples, hasta 3 ó 4 segundos para situaciones más complejas. En la siguiente tabla se muestran los tiempos de respuesta a los distintos estímulos:

ESTIMULO	TIEMPO DE RESPUESTA (Seg)
LUZ	0.18
SONIDO	0.14
TACTO	0.14

1.3.3.- El vehículo.

Una carretera tiene por objeto permitir la circulación rápida, económica, segura y cómoda, de vehículos autopropulsados sujetos al control de un conductor. Por tanto, la carretera debe proyectarse de acuerdo a las características del vehículo que la va a usar y considerando en lo posible, las reacciones y limitaciones del conductor.

1.3.3.1.- Clasificación.

En general, los vehículos que transitan por una carretera pueden dividirse de acuerdo a los siguientes parámetros:

1.3.3.2.- Características geométricas y de operación.

"En el proyecto de los elementos de una carretera, deben tenerse en cuenta las características geométricas y de operación de los vehículos. Las características geométricas están definidas por las dimensiones y el radio de giro. Las características de operación están definidas principalmente por la relación peso potencia, la cual en combinación con otras características del vehículo y del conductor, determina la capacidad de aceleración y desaceleración, la estabilidad en las curvas y los costos de operación". (Mier; 1974; 68)

Dimensiones.

Las dimensiones actuales de los vehículos ligeros y pesados varían dentro de rangos muy amplios, dependiendo del modelo y uso, pero basados en el vehículo de proyecto.

Radio de giro y trayectoria de las ruedas.

El radio de giro es el radio de la circunferencia definida por la trayectoria de la rueda delantera externa del vehículo, cuando éste ejecuta un giro. La rueda delantera externa y la trasera interna, sirven para calcular las ampliaciones en las curvas horizontales de una carretera y para diseñar la orilla interna de la calzada en los ramales de las intersecciones.

Relación peso/potencia.

El peso del vehículo cargado y la potencia de su motor son los factores más importantes que determinan las características y costos de operación de un vehículo en la carretera. Este hecho es particularmente significativo en los vehículos pesados. La relación peso/potencia influye directamente en el proyecto del alineamiento vertical y el análisis de capacidad del camino.

Aceleración y desaceleración.

Un vehículo logrará acelerar en cuanto este logre vencer las fuerzas que se oponen a su desplazamiento. Habrá ocasiones en que el vehículo pueda desacelerar o acelerar en mayor grado que el deseado por el conductor, como por ejemplo en las pendientes ascendentes y descendentes.

Estabilidad en las curvas.

Un vehículo es estable cuando no tiene tendencia a salirse de la trayectoria que le fija el conductor por medio del volante. Las condiciones de estabilidad se establecen por los distintos factores tanto mecánicos como los efectos provocados por fenómenos físicos que afectan al vehículo mientras éste transita por una carretera.

Costos de operación.

Los costos de operación de un vehículo se pueden determinar cómo su costo horario, el cual se conforma por dos cargos, el cargo fijo y el cargo variable.

El costo fijo es determinado por los cargos de amortización, intereses, etc.

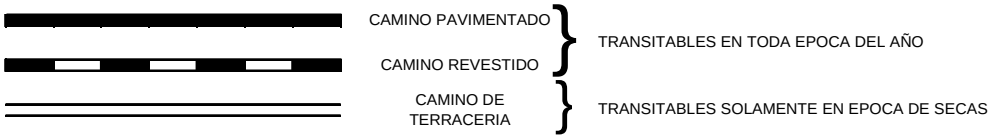
El costo variable, se determina por los consumos de combustible, lubricantes, mantenimientos y desgaste que el vehículo sufre mientras es utilizado.

1.3.4.- El camino.

"El camino es la faja de terreno acondicionada para el tránsito de los vehículos". (Mier; 1974; 35)

Los caminos se pueden clasificar desde distintos puntos de vista:

1) Clasificación de transitibilidad.



2) Clasificaron SCT.

- Camino de terreno plano.

Se refiere a cualquier combinación de los alineamientos horizontal y vertical, que permita a los vehículos pesados mantener una velocidad semejante a la de los vehículos ligeros.

- Camino en terreno lomerío.

Se refiere a cualquier combinación de los alineamientos horizontal y vertical, que obligan a los vehículos pesados a reducir su velocidad por debajo de la de los vehículos ligeros, en algunos tramos de la carretera.

Camino en terreno montañoso. Se refiere a cualquier combinación de los alineamientos horizontal y vertical, que obliga a los vehículos pesados a operar con velocidades muy bajas, en distancias considerables y a intervalos frecuentes.

3) Clasificación de capacidad.
    - Autopistas de cuatro o más carriles.
    - Caminos de dos carriles.
    - Brechas
4) Clasificación administrativa.
    - Caminos federales: realizados en su totalidad por la federación.
    - Caminos de cooperación bipartita: construidos por las juntas locales con fondos iguales a los de la federación y de los estados.
    - Caminos de cooperación tripartita: construidos por las juntas locales con fondos iguales de la federación, los estados y los particulares y conservados por estos últimos.
    - Caminos de cuota: construidos con fondos de Caminos y Puentes Federales.

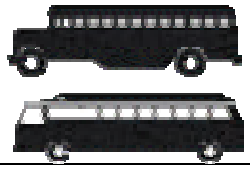
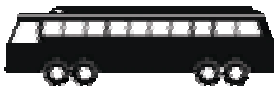
1.3.5.- Tendencias.

Como se dijo antes, en el proyecto de una carretera no solamente deben considerarse las dimensiones de los vehículos actuales, sino que también deben tomarse en cuenta las tendencias de esas características a través del tiempo, para prever durante el lapso de previsión del camino. Las características del

vehículo que conviene analizar, son las que se refieren a las dimensiones, al radio de giro mínimo y a la relación peso/potencia.

A continuación se presenta la clasificación de los vehículos según la SCT:

PESO BRUTO VEHICULAR MÁXIMO AUTORIZADO POR TIPO DE VEHÍCULO Y CAMINO (TONELADAS)

AUTOBÚS						
CONFIGURACIÓN DEL VEHÍCULO Y NOMENCLATURA	NÚMERO DE LLANTAS	TIPO DE CAMINO				
		ET4 Y ET2	A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
B2 	6	17,50	17,50	17,50	15,50	14,00
B3	8	22,00	22,00	22,00	19,50	17,50
	10	26,00	26,00	26,00	23,00	20,50
B4 	10	30,50	30,50	30,50	27,50	24,50

CAMIÓN UNITARIO						
CONFIGURACIÓN DEL VEHÍCULO Y NOMENCLATURA	NÚMERO DE LLANTAS	TIPO DE CAMINO				
		ET4 Y ET2	A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
C2	6	17.50	17,50	17,50	15,50	14,00
C3	8	22,00	22.00	22,00	19,50	17,50
	10	26.00	26,00	26,00	23,00	20,50

CAMIÓN REMOLQUE						
CONFIGURACIÓN DEL VEHÍCULO Y NOMENCLATURA	NÚMERO DE LLANTAS	TIPO DE CAMINO				
		ET4 Y ET2	A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
C2-R2	14	37,50	37,50	37,50	33,50	NA
C2-R3	18	45,50	45,50	45,50	40,50	NA
C3-R2	18	46,00	46,00	46,00	41,00	NA
C3-R3	22	54,00	54,00	54,00	48,00	NA

NA = NO AUTORIZADO

TRACTOCAMIÓN ARTICULADO						
CONFIGURACIÓN DEL VEHÍCULO Y NOMENCLATURA	NÚMERO DE LLANTAS	TIPO DE CAMINO				
		ET4 Y ET2	A4 Y A2	B4 Y B2	**C**	**D**
T2-S1	10	27,50	27,50	27,50	24,50	NA
T2-S2	14	35,50	35,50	35,50	31,50	NA
T3-S2	18	44,00	44,00	44,00	39,00	NA
T3-S3	22	48,50	48,50	48,50	43,00	NA

NA = NO AUTORIZADO

TRACTOCAMIÓN DOBLEMENTE ARTICULADO						
CONFIGURACIÓN DEL VEHÍCULO Y NOMENCLATURA	NÚMERO DE LLANTAS	**TIPO DE CAMINO**				
		ET4 Y ET2	A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
T2-S1-R2	18	**47,50**	47,50	47,50	NA	NA
T3-S1-R2	22	**56,00**	56,00	56,00	**NA**	NA
T3-S2-R2	26	**60,50**	60,50	60,50	**NA**	NA
T3-S2-R3	30	**63,00**	63,00	63,00	**NA**	NA
T3-S2-R4	34	**66,50**	66,50	66,50	**NA**	NA
T3-S3-S2	30	**60,00**	60,00	60,00	**NA**	NA

NA = NO AUTORIZADO

1.4.- Velocidad.

De acuerdo con el Manual de Proyecto Geométrico (1974), editado por la SCT, la velocidad es una parte determinante para calificar el nivel de flujo de un camino, el cual es utilizado para el cálculo de los distintos elementos que comprenden un camino.

Debido a que las velocidades a las que circulan los vehículos en un camino son distintas debido a factores como son: limitaciones del conductor, características del vehículo, la presencia de otros vehículos, condiciones ambientales y dispositivos de control, es necesario tomar parámetros

representativos de esta para el diseño de caminos, siendo la más típica la velocidad media.

1.4.1.- Velocidad media.

La velocidad media puede ser determinada de dos maneras;

La velocidad media referida al tiempo, la cual consiste en dividir la suma de las velocidades entre el tamaño de la muestra o número de registros.

$$V = \frac{\sum_{i=1}^{N} Vi}{N}$$

Donde:

V = Velocidad media con respecto al tiempo.

N = Numero total de vehículos observados.

Vi = Velocidad del vehículo.

La velocidad media referida a la distancia, la cual consiste en dividir la distancia recorrida entre el promedio de los registros de tiempo de los vehículos.

$$Vd = \frac{Nd}{\sum_{i=1}^{N} ti}$$

Donde:

Vd = Velocidad media con respecto a la distancia.

d = Distancia recorrida.

ti = Tiempo de recorrido del vehículo *i*.

N = Número total de vehículos observados.

1.4.2.- Velocidades más empleadas en vías terrestres.

Existen varios tipos de velocidades que se han tenido que establecer para poder llevar a cabo un correcto diseño de una carretera, siendo las más comunes;

- **Velocidad de punto.** “Es la velocidad de un vehículo a su paso por un punto del camino. Los valores usuales para estimarla, son el promedio de las velocidades en un punto de todos los vehículos, o de una clase establecida de vehículos”. (Manual de Proyecto Geométrico; 1987; 101)
- **Velocidad de marcha.** “Es la velocidad de un vehículo en un tramo de un camino, obtenida al dividir la distancia del recorrido entre el tiempo en el cual el vehículo estuvo en movimiento. Los valores empleados se determinan como el cociente de la suma de las distancias recorridas por todos los vehículos o por un grupo determinado de ellos, entre la suma de tiempos correspondientes”. (Manual de Proyecto Geométrico; 1987; 101)
- **Velocidad de operación.** “Es la máxima velocidad a la cual un vehículo puede viajar en un tramo de un camino, bajo las condiciones prevalecientes de tránsito y bajo condiciones atmosféricas favorables, sin rebasar en ningún caso la velocidad de proyecto del tramo”. (Manual de Proyecto Geométrico; 1987; 101)
- **Velocidad global.** “Es el resultado de dividir la distancia recorrida por un vehículo entre el tiempo total de viaje. En este tiempo total van incluidas todas aquellas demoras por paradas y reducciones de velocidad provocadas por el tránsito y el camino. No incluye aquellas demoras fuera del camino, como pueden ser las correspondientes a gasolineras, restaurantes y recreación. Los valores empleados se determinan como el cociente de la suma de las distancias recorridas por todos los vehículos o

por un grupo determinado de ellos, entre la suma de tiempos totales de viaje". (Manual de Proyecto Geométrico; 1987; 101)

- **Velocidad de proyecto.** "Es la velocidad máxima a la cual los vehículos pueden circular con seguridad sobre un camino y se utiliza para determinar los elementos geométricos del mismo". (Manual de Proyecto Geométrico; 1987; 101)
- **Velocidad de proyecto ponderada.** "Cuando dentro de un tramo bajo estudio existen subtramos con diferentes velocidades de proyecto, la velocidad representativa del tramo será el promedio ponderado de las diferentes velocidades de proyecto". (Manual de Proyecto Geométrico; 1987; 101)

1.5.- Volumen de tránsito

Al proyectar una calle o carretera, la selección del tipo de vialidad, las intersecciones, 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 cometan en la determinación de estos datos, ocasionará que la carretera o calle funcione durante el periodo de proyecto, bien con volúmenes de tránsito muy inferiores a aquellos para los que se proyectó, ó 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 sobre puntos ó secciones específicas dentro de un sistema vial. Estos datos de volúmenes de tránsito son expresados con respecto al tiempo, y de su conocimiento se hace

posible el desarrollo de estimaciones razonables de la calidad de servicio prestado a los usuarios.

Se define como volumen de tránsito al número de vehículos que pasan por un punto ó sección transversal dados, de un carril ó de una calzada, durante un periodo determinado y se expresa como:

$$Q = N/T$$

Q = Vehículos que pasan por unidad de tiempo. (Vehículos / periodo).

N = Número total de vehículos que pasan. (Vehículos)

T = Período determinado. (Unidades de tiempo)

1.5.1.- Volúmenes de tránsito absolutos ó totales.

Es el número total de vehículos que pasan durante el lapso de tiempo determinado, se tienen los siguientes volúmenes de tránsito totales ó absolutos:

1. **Tránsito anual (TA).**

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

2. **Tránsito mensual (TM).**

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

3. **Tránsito semanal (TS).**

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

4. **Tránsito diario (TD).**

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

5. **Tránsito horario (TH).**

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

1.5.2.- Características de los volúmenes de tránsito.

Los volúmenes de tránsito siempre deben ser considerados como dinámicos, por lo que solamente son precisos para el periodo 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 del tránsito y labor preventiva, así como las de conservación.

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 de 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. (www.cemexmexico.com;2008)

Para el diseño apropiado de una carretera es necesario saber con precisión cuantos vehículos transitan por el camino, con esto surge la necesidad de realizar conteos vehiculares;

1.5.3- Conteos vehiculares.

Los conteos manuales se deben de llevar a cabo durante un periodo de tiempo que oscila desde 5 días hasta 10 días y preferentemente durante periodos de 24 horas.

Los conteos mecánicos, estos se llevan a cabo por medio de dispositivos automáticos, a continuación se indican algunos de los más comunes.

- Contadores neumáticos
- Contadores electromagnéticos
- Contadores de presión-contacto

Actualmente en México existen registros de una gran parte de la red carretera nacional emitidos por la SCT.

1.6.- Densidad de tránsito.

De acuerdo con Mier, es una cantidad determinada de vehículos que se ubica en una sección de la vía en un lapso de tiempo determinado.

Cabe señalar que la densidad de tránsito no debe de confundirse con el volumen de tránsito ya que cuando un camino se encuentra congestionado el volumen de tránsito puede llegar a ser igual a cero mientras tanto la densidad de transito puede tomar niveles muy elevados.

Los tres puntos señalados anteriormente la velocidad, el volumen de tránsito y la capacidad son tres factores que están relacionados entre ellos, ya que Dimensionalmente, el volumen de tránsito es igual a la densidad por la velocidad, esto es:

$$T = V \times D$$

En donde:

T = Volumen de tránsito, en vehículos/hora.

V = Velocidad del tránsito.

D = Densidad de tránsito, en vehículos/kilómetro.

La expresión anterior indica que si la velocidad permanece constante, el volumen y la densidad están relacionados linealmente, esto es, que a incrementos iguales de densidad corresponden incrementos iguales de volumen; sin embargo, lo que en realidad ocurre es que al incrementarse la densidad, la velocidad ya no permanece constante, sino que se reduce y al ocurrir esto, la relación entre densidad y volumen no es lineal.

1.7.- Derecho de vía.

Está constituido por la franja de terreno de anchura variable, cuyas dimensiones fija la Secretaría, que se requiere para la construcción, conservación, ampliación, protección y en general para el uso adecuado de una vía de comunicación carretera y sus servicios auxiliares. (normatividad.sct.gob.mx)

El derecho de vía se deberá establecer teniendo en cuenta las condiciones de técnicas relacionadas con la seguridad, utilidad especial y eficiencia del servicio que deben satisfacer las vías de comunicación. (Mier; 1987; 57)

Como lo indica Mier (1987) en México se ha establecido un ancho del derecho de vía mínimo de veinte metros medidos a cada lado desde el eje del camino, siendo este un parámetro variable de acuerdo con las necesidades y especificaciones del camino.

1.7.1- Adquisición del derecho de vía.

Según Mier, (1987) aunque el ingeniero no tenga el conocimiento legal para la adquisición de los terrenos para el derecho de vía de un camino este debe de tener conocimiento sobre el proceso y los reglamentos de adjudicación, conocer los elemento que afectan el costos de la tierra, el pago por daños, y tomar en cuenta el tiempo que puede transcurrir para la realización de dicho

trámites, ya que esto puede provocar que se tengan que comenzar los trabajos con periodo de anticipación considerable para prevenir retrasos en la obra.

1.8.- Capacidad y nivel de servicio.

"Una medida de la eficiencia con la que una calle o carretera presta servicio a esta demanda, es conocida como capacidad. Asimismo, no puede tratarse la capacidad de un camino, sin hacer referencia a otras consideraciones importantes, tales como la calidad del nivel de servicio proporcionado y la duración del periodo de tiempo considerado, debido a que la capacidad es uno de tantos niveles de servicio al cual puede operar un camino". (Apuntes de sistemas de transporte; 2007; 20)

1.8.1.- Capacidad.

"Capacidad de un camino o de un carril, es el número máximo de vehículos que pueden circular por él durante un periodo determinado y bajo condiciones prevalecientes, tanto del propio camino como de la operación del tránsito". (Mier; 1987; 59)

Las condiciones prevalecientes pueden dividirse en dos grupos generales, los cuales se citan a continuación:

- Condiciones establecidas por las características físicas del camino.
    1. **Camino de terreno plano.**
    2. **Camino en terreno lomerío**.
    3. **Camino en terreno montañoso.**
- Condiciones que dependen de la naturaleza del tránsito en camino. Las condiciones prevalecientes del tránsito pueden cambiar o ser cambiadas de hora a hora, o durante varios periodos del día.

Para la determinación de la capacidad de una vía se deben de establecer los periodos de manera precisa y exacta ya que para periodos cortos de una hora o menos su capacidad será el transito máximo sostenido durante ese periodo de tiempo, mientras tanto en periodos largos de días o años la capacidad será establecida por el usuario, quien crea las variaciones horarias, diarias y estaciónales durante el lapso de estudio. Aun axial la capacidad siempre se verá afectada y modificada por las condiciones prevalecientes del camino.

1.8.2.- El nivel de servicio.

"Es un término que marca un número de condiciones de operación diferentes que pueden ocurrir en un carril o camino dado cuando aloja varios volúmenes de tránsito. Es una medida cualitativa del efecto de una serie de factores, entre los cuales se pueden citar: la velocidad, el tiempo de recorrido, las interrupciones del tránsito, la libertad de manejo, la seguridad, la comodidad y los costos de operación". (Apuntes de Sistemas de Transporte; 2007; 17)

El nivel de servicio varía dependiendo del volumen de tránsito que exista en el camino.

1.8.2.- Niveles de servicio.

Para que un camino posee un nivel de servicio tolerable es indispensable que el volumen de servicio sea menor que la capacidad.

Volumen de servicio.

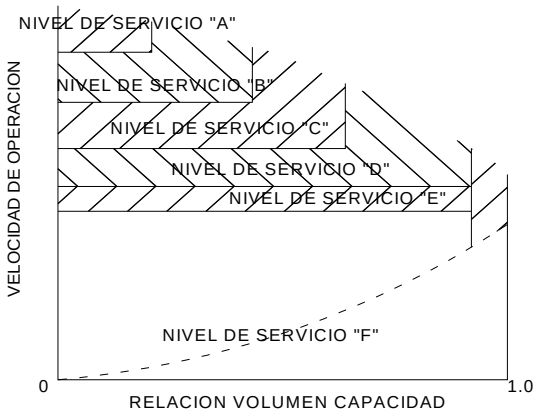
Según Mier, (1987) el volumen de servicio se define como el máximo número de vehículos que pueden circular por un camino durante un periodo de tiempo determinado. El volumen de servicio máximo equivale a la capacidad, y lo mismo que ésta, los volúmenes de servicio se expresan normalmente como volúmenes horarios.

Según el mismo autor existe factores que deben ser considerados para establecer un nivel de servicio los cuales son subjetivos para el usuario. A continuación se enlistan algunos de estos factores:

1. Velocidad de operación y tiempos de recorrido.
2. Demoras por interrupciones del tránsito.
3. Libertad para maniobrar a la velocidad deseada.
4. Seguridad.
5. Comodidad en el manejo.
6. Economía en los costos de operación del vehículo en el camino.

Para la determinación ideal y precisa del nivel de servicio de un camino seria conveniente tomar los 6 factores para su evaluación, pero debido que no se puede contar con toda esa información se ha precisado la utilización de la velocidad de recorrido para establecer dicho nivel de servicio.

Cuando el límite de servicio ha sido rebasado el camino desciende su nivel de servicio.



- El nivel “A” corresponde a un flujo libre.
- El nivel “B” corresponde a un flujo estable.
- El nivel “C” corresponde a un flujo con altos volúmenes de tránsito.

- El nivel “D” se aproxima a un flujo inestable con fluctuaciones provocadas por caminos en las condiciones de operación.
- El nivel “E” corresponde a un flujo inestable.
- El nivel “F” corresponde a una circulación forzada.

1.9.- Distancia de visibilidad.

“Se define como la longitud de carretera que un conductor ve continuamente delante de él, cuando las condiciones atmosféricas y de tránsito son favorables”. (Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras; 1974; 112)

En la distancia de visibilidad están Involucradas dos distancias, la distancia de visibilidad de parada y la distancia de visibilidad de rebase.

1.9.1.- Distancia de visibilidad de parada.

De acuerdo con le Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras (1974), es la longitud necesaria que necesita un conductor para visar un objeto en su camino y poder detenerse antes de llegar a él, es la longitud mínima de visibilidad que debe de tener un camino en cualquier punto.

Esta distancia se encuentra conformada por dos; la distancia que recorre el vehículo desde que el conductor ve el objeto y pone su pie en el pedal del freno y la distancia que recorre el vehículo una vez aplicados los frenos.

$$Dp = d + d'$$

Dp =Distancia de visibilidad de parada.

d = distancia de reacción.

d`= distancia de frenado.

VEL. DE PROYECTO	VEL. DE MARCHA	REACCION		COEF. DE FRICCION	DISTANCIA DE FRENADO	DISTANCIA DE VISIBILIDAD	
Km/Hr	Km/Hr	TIEMPO (Seg)	DISTANCIA (Mts)		(Mts)	CALCULADA (m)	REDONDEADA (m)
30	28	2.5	19.44	0.4	7.72	27.16	25
40	37	2.5	25.69	0.38	14.18	39.87	40
50	46	2.5	31.94	0.36	23.14	55.08	55
60	55	2.5	38.19	0.34	35.03	73.22	75
70	63	2.5	43.75	0.325	48.08	91.83	90
80	71	2.5	49.3	0.31	64.02	113.32	115
90	79	2.5	54.86	0.305	80.56	135.42	135
100	86	2.5	59.72	0.3	97.06	156.78	155
110	92	2.5	63.88	0.295	112.95	176.83	175

Figura 1.- Relaciones básicas entre la velocidad de proyecto – distancia de frenado – visibilidad. (Fuente: Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras; 1974)

1.9.2.- La distancia de visibilidad de rebase.

“Es cuando un conductor de un vehículo tiene la distancia suficiente para poder adelantar a otro vehículo que circula por el mismo carril, sin peligro de interferir con un tercer vehículo que venga en sentido contrario y se haga visible la iniciar l maniobra”. (Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras; 1974; 115)

En acuerdo con Mier (1987), este factor sólo aplica a caminos de dos carriles, ya que en caminos de cuatro o más carriles el rebase se realiza en un carril que tiene el mismo sentido. No existen parámetros fijo para establecer tramos de rebase ye que estos dependen de factores como la velocidad de proyecto, la topografía, los costos, etc. Generalmente en un camino se establecen tramos de rebase tantos como sea económicamente posible, y estos son diseñados para rebasar un solo vehículo. Es conveniente establecer que la capacidad de rebasar un vehículo disminuye conforme el camino se acerca a su capacidad.

Para establecer la distancia de rebase la AASHTO ha establecido una hipótesis sobre el comportamiento del conductor durante las maniobras de rebase, estas hipótesis son:

1. El vehículo que será rebasado circula con una velocidad semejante a la que tendrían en un camino con transito intermedio.
2. Los dos vehículos circulan a la misma velocidad hasta el momento del rebase.
3. El conductor percibe las condiciones para rebasar y reacciona acelerando su vehículo para proceder al rebasar.
4. Se considera que cuando el vehículo rebasante invade el carril izquierdo se presenta un vehículo en sentido contrario con igual velocidad y que estos tiene una velocidad 15Km/Hr mayor que el vehículo rebasado.
5. Consideran que existe una distancia suficiente entre el vehículo rebasante y el vehículo que viene en sentido contrario.

En México se ha establecido una distancia de visibilidad de rebase no menor a la distancia recorrida a velocidad de proyecto durante 16 segundos los cual nos representa a una velocidad de proyecto de 110Km/Hr 490m. para velocidades menores a esta la distancia de rebase se disminuirán proporcionalmente de la siguiente forma:

$$Dr = {}^{500}\!/_{110} \times V = 4.545V$$

Para situaciones de proyecto la distancia mínima es:

$$Dr = 4.5V$$

Dr = Distancia mínima de visibilidad de rebase.

V = Velocidad de proyecto expresada en Km/Hr.

La distancia de visibilidad de rebase debe de ser contemplada desde la etapa preliminar del proyecto.

1.9.3.- Aplicaciones.

Según Mier, (1987) el camino deberá poseer una distancia de visibilidad por lo menos igual al visibilidad necesaria para poder detener el vehículo, por lo que se deberá proyectar un camino con los elementos de visibilidad suficientes para proporcionar un buen nivel servicio. Deben de considerarse los elementos del alineamiento tanto horizontal como vertical, así como los elementos o obstáculos laterales para que el conductor pueda observarlos con la distancia suficiente para lograr detener el vehículo por completo.

1.10.- Mecánica de Suelos.

1.10.1.- Naturaleza y origen de los suelos.

"Los suelos son conjuntos de partículas minerales, producto de la desintegración mecánica o de la descomposición química de rocas preexistentes". (Del Castillo; 1995; 18)

Según Del Castillo, (1995) el conjunto de partículas que conforman el suelo posee características básicas que sirven para comprender su comportamiento desde el punto de vista de la ingeniería.

- Posee características que varían de manera más rápida verticalmente que horizontalmente.
- Poseen una organización tal que el agua que siempre esta presente en menor o mayor grado no ocupa sitios aislados, si no que estos están intercomunicaos unos con otros.

Según Del Castillo (1995), los suelos pueden ser residuales o transportados dependiendo si estos se encuentran ubicados en su lugar de origen

o en un sitio distinto. Factores como el agua, la sedimentación y el viento son condicionantes que dan origen a los suelos transportados y son los principales medios de transporte de estos.

En el caso de los suelos residuales la descomposición mecánica y química produce un estructuración recuerda de la roca madre aunque alejada de lo que era esta originalmente. En los suelos transportados las estructuras están regidas por la deposición y no por la disposición de la roca madre.

1.10.2.- Relaciones gravimétricas y volumétricas de los suelos.

En los suelos se puede encontrar tres fases, las cuales lo constituyen: la sólida, (partículas minerales), la líquida (generalmente agua) y la gaseosa (normalmente aire), es indispensable establecer las relaciones que existen entre estas para comprender su funcionamiento y poder modificar o afectar su condición.

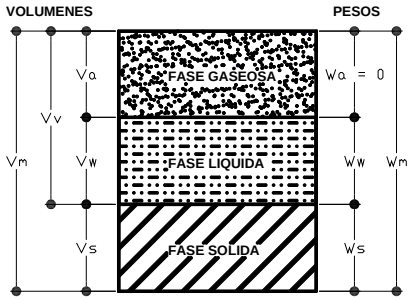


Figura 2.- Fases de un suelo. (Fuente: Juárez; 1995)

En base a la figura se establecerán los parámetros más utilizados en las vías terrestres.

La relación entre pesos y volúmenes o también llamado peso volumétrico;

$$\gamma m = Wm / Vm$$

Peso volumétrico seco que es la relación entre peso de los sólidos y el volumen total del suelo;

$$\gamma s = Ws/Vs$$

Peso especifico volumétrico de los sólidos;

$$\gamma d = Ws/Vm$$

Peso especifico relativo de los sólidos del suelo;

$$Ss = \gamma s/\gamma m$$

Relación de vacíos que es el cociente entre le volumen de vacíos y el de sólidos;

$$e = Vv/Vs$$

Grado de saturación, que es la relación entre el volumen de agua y el volumen de vacíos;

$$Gw(\%) = 100 \times Vm/Vv$$

Contenido de agua o humedad, se define como la relación entre el peso del agua y el peso de los sólidos.

$$W(\%) = 100 \times Ww/Ws$$

Todos estos parámetros son de gran utilidad ya que conociéndolos se pueden llegar a suposiciones que describirán las condiciones de un camino y parámetros sobre su comportamiento.

1.10.3.- Granulometría.

“Se denomina distribución granulométrica de un suelo a la división del mismo en diferentes fracciones, seleccionadas por el tamaño de sus partículas componentes”. (Del Castillo; 1995; 24)

De acuerdo con Del Castillo, todos los rangos de una fracción del suelo están comprendidos dentro un rango de tamaño máximo y mínimo. La

clasificación de estos se lleva acabo de forma sencilla por medio de mallas en caso de materiales finos o materiales que formen grumos esta clasificación se desarrolla por medio de métodos más complejos. Los datos arrojados por una clasificación granulométrica se representan por medio de una gráfica que representarán la distribución granulométrica del material, esta se compone de los tamaños del material en el eje de las abscisas y sus porcentajes en el eje de las ordenadas.

1.10.4.- Plasticidad.

De acuerdo con Del Castillo (1995), es la propiedad que le permite a un suelo o un material soportar deformaciones rápidas sin rebote elástico. Sin una variación volumétrica perceptible y sin desbaratarse o presentar grietas.

Según el mismo autor los trabajos de Atterberg demostraron que la plasticidad no es una propiedad generalizada para los suelos ya que los suelos gruesos no presentas dicha propiedad y los suelos finos como las arcillas esta estrechamente relacionada con el contenido de agua ya que las arcillas que tienen contenidos de agua muy bajos tienen la consistencia de un ladrillo.

La frontera entre el estado plástico y el semisólido se denomina límite plástico.

$$Ip = LL - LP$$

El valor anterior mide de manera clara el intervalo plástico, aunque para determinar este valor se debe de conocer el límite líquido y el límite plástico.

Límite líquido.

El límite establece el cambio en estado semilíquido a un estado plástico y el cual se vuelve moldeable. Para determinarlo se usa el método de la copa de Casagrande.

Limite plástico.

Este es la frontera entre el estado plástico a un estado semisólido. En el laboratorio se moldean rollos de material de 3mm de espesor de forma manual hasta el momento en que estos comienzan a presentar grietas y desmoronarse.

Límite de contracción.

Este representa el momento en el que la tensión capilar alcanza su máximo valor.

Carta de Plasticidad.

"La base del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, es la carta de plasticidad, resultado de las investigaciones de A. Casagrande en el laboratorio. En esta investigación se vio que si se sitúan en un sistema coordenado que tenga el limite liquido en el eje de las abscisas y el índice plástico en el de las ordenadas, su agrupamiento no ocurre al azar si no que se agrupan de manera que en cada zona de la carta se sitúan suelos con características de plasticidad y propiedades mecánica se hidráulicas cualitativamente definidas". (Del Castillo; 1995; 90)

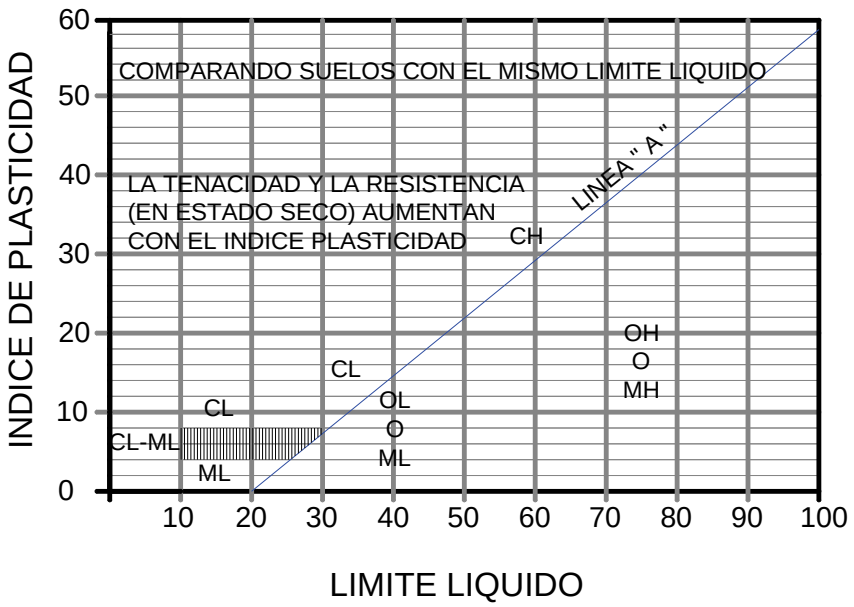


Figura 3.- Carta de plasticidad del S. U. C. S. (Juárez; 1995)

1.10.5.- Consolidación.

Según Del Castillo, (1995) la consolidación a un proceso de reducción de volumen de los suelos finos cohesivos (arcillas y limos plásticos), provocado por la aplicación de cargas sobre su masa y que ocurre en el transcurso de un tiempo generalmente largo en la naturaleza. La consolidación de un suelo de manera natural durante años, o bien, este proceso se lleva a cabo en laboratorios de mecánica de suelos para determinar parámetros indispensables como la capacidad de carga. El no tomar en cuenta este posible movimiento del suelo al proyectar una estructura sobre él puede llevar a consecuencias catastróficas tales como la inclinación, fisuración e incluso el colapso de la misma. La preconsolidación se hace cargando el terreno con un peso semejante o mayor que el que deberá soportar una vez construida la obra, para esto se deposita en la zona interesada una cantidad de tierra con el peso equivalente de la obra.

1.10.6.- Sistema unificado de clasificación de suelos. (SUCS)

“La base del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, es la carta de plasticidad, resultado de las investigaciones de A. Casagrande en el laboratorio. En esta investigación se vio que si se sitúan en un sistema coordenado que tenga el limite líquido en el eje de las abscisas y el índice plástico en el de las ordenadas, su agrupamiento no ocurre al azar si no que se agrupan de manera que en cada zona de la carta se sitúan suelos con características de plasticidad y propiedades mecánica se hidráulicas cualitativamente definidas”. (Del Castillo; 1995; 90)

De acuerdo con Del Castillo, (1995) el SUCS distingue y engloba tanto a las partículas gruesas como finas, distinguiendo las gruesas aquellas que no pasan la malla numero 200 y considerando a los suelos gruesos cuando mas del 50% de este no pasa la malla numero 200 y finos cuando más del 50% pasa la malla número 200.

1) Suelos gruesos.

Los suelos gruesos se dividen en dos; las gravas y las arenas.

Las gravas y las arenas se separan por medio de la malla número 4, por lo que un suelo pertenece al grupo de las gravas (G) si más del 50% no pasa la malla número 4, en caso contrario este pertenece al grupo de las arenas (S)

2) Suelos finos.

Los suelos finos están conformados por aquellos que pasan la malla numero 200 y se encuentran conformados por los limos inorgánicos (M), arcillas inorgánicas (C), y limos y arcillas inorgánicas (O).

Cada uno de estos grupo se subdividen dependiendo de limite liquido, ya que si este es menor de 50% (suelos de baja compresibilidad) se señalaran con la letra “L”, si el limite liquido es mayor a 50% (suelos de alta compresibilidad) llevan la letra “H”.

Todos los suelos y sus combinaciones se describen en la carta del SUCS.

1.10.7.- Círculos de MOHR. (Solución grafica)

Según Juárez (1995), la teoría de la elasticidad deduce que existen planos ortogonales denominados planos principales de esfuerzos en los cuales los esfuerzos tangenciales son nulos presentándose únicamente esfuerzos normales designados como principales (*s1 y s3*). Partiendo de estos esfuerzos principales *s1* y *s3* pueden obtenerse una condición de equilibrio del prisma elemental.

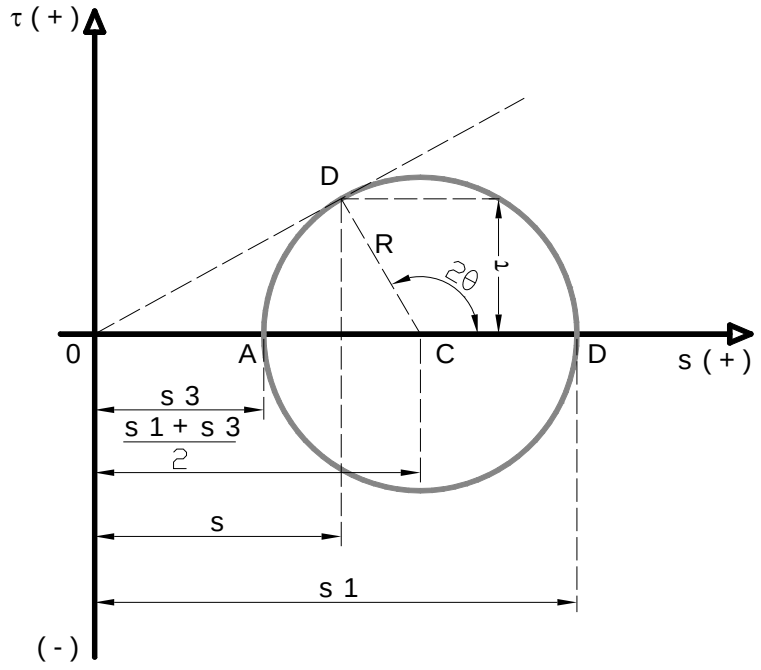


Figura 4.- Circulos de Mohr. (Fuente: Juárez; 1995)

El circulo de Mohr en la forma usual en mecánica de suelos.

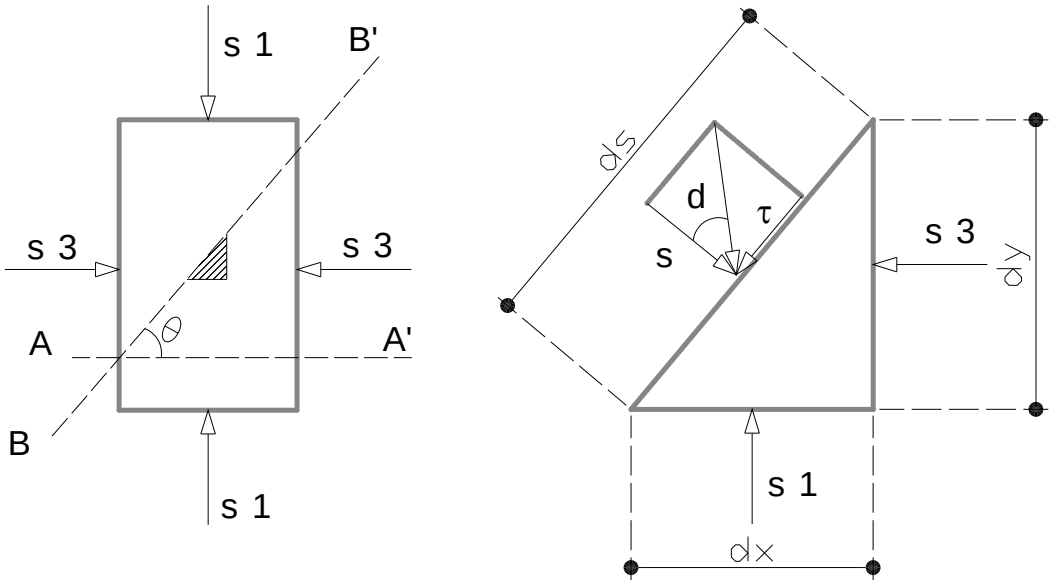


Figura 5.- Condiciones de esfuerzo de un espécimen de suelo sujeto a compresión triaxial. (Fuente; Juárez; 1995)

1.10.8.- Pruebas de laboratorio.

Son parte esencial para la correcta proyección y ejecución de los trabajos en las vías terrestres, por lo que estas se deben de realizar de manera previa y durante la ejecución de cualquier proyecto. A continuación se describen algunas de las pruebas de laboratorio más comunes:

Identificación de suelos en campo.

Para la identificación de los suelos en campo tanto gruesos como finos es indispensable conocer los tamaños de estos y poder emitir una opinión previa del tipo de suelo que se encuentra en una zona cualquiera.

A continuación de enlistan el distinto diámetro de un suelo:

Nombre	Limite de tamaño	Comparación
Boleo	305mm o mayores	>una pelota de baloncesto
Canto rodado	76mm-305mm	toronja

- Grava gruesa 19mm-76mm limón o naranja
- Grava fina 4.76mm-19mm chicharo o uva
- Arena gruesa 2mm-4.76mm sal mineral
- Arena mediana 0.42mm-2mm azúcar o sal de mesa
- Arena fina 0.074mm-0.42 mm azúcar en polvo
- Finos menores que 0.074mm (tamiz No. 200)

Granulometría.

Según Del Castillo, (1995), la granulometría de un suelo se refiere a la división del mismo en diferentes fracciones, seleccionadas por el tamaño de sus partículas componentes. Este proceso se lleva a cabo por medió de mallas que es un Análisis mecánico usado principalmente en suelos gruesos ordenando en forma descendente una serie de mallas: 2”, 1 1/2”, 1”, ¾”, ½”, 3/8”, ¼”, No.4 Granulometría gruesa y 10, 20, 40, 60, 100, 200 para la granulometría fina.

En el caso de suelos granulares finos se desarrolla una granulometría por lavado con una parte representativa del material que sobrepasa la malla numero 4 (500gr), esta muestra se seca para posteriormente dejarse saturar por un periodo de 24 horas y proceder con el lavado.

Límites de consistencia.

Estos se encuentran conformados por tres pará metros: el límite plástico, limite líquido y limite de contracción.

Según el Instituto Mexicano del Transporte (2008), estas pruebas se establecen para determinar las características de plasticidad que posee un material.

Prueba Proctor.

La prueba Proctor se refiere a la determinación del peso por unidad de volumen de un suelo que ha sido compactado por el procedimiento definido para diferentes contenidos de humedad. Su objetivo es: determinar el peso volumétrico seco máximo $\gamma_{máx}$ que puede alcanzar un material, así como la humedad óptima w_o que deberá hacerse la compactación y establecer el grado de compactación alcanzado por el material durante la construcción o cuando ya se encuentran construidos los caminos, relacionando el peso volumétrico obtenido en el lugar con el peso volumétrico máximo Proctor.

Prueba Porter Estándar.

Según el Instituto Mexicano del Transporte (IMT), esta prueba tiene como finalidad determinar el peso volumétrico seco máximo de compactación Porter y la humedad óptima en los suelos con material mayor de 3/8” y los cuales no se les puede hacer la prueba Proctor. Esta prueba sirve también para determinar la calidad de los suelos en cuanto a valor de soporte se refiere, midiendo la resistencia a la penetración del suelo compactado y sujeto a un determinado periodo de saturación.

Pruebas Triaxiales.

En la actualidad el uso de pruebas triaxiales en laboratorios de suelos, arroja resultados más precisos en la obtención de los parámetros de resistencia C y ρ del suelo. Estas pruebas son de mayor confiabilidad al momento de determinar la resistencia del suelo y nos dan opción de conocer en forma más completa las características mecánicas de un suelo.

Ensayos Triaxiales.

En la actualidad existen dos modalidades de pruebas triaxiales; pruebas de compresión y pruebas de extensión, todo depende de si la muestra varia, aumentando o disminuyendo su dimensión original de altura. Las pruebas triaxiales se clasifican además por su forma de aplicación sobre el espécimen en tres grupos, que son:

- Prueba lenta; donde el espécimen se le aplica un esfuerzo de compresión en pequeños incrementos, esperando siempre que en cada incremento el valor de Un=0, es decir que debemos esperar a que el suelo consolide y que la presión del agua sea cero.

- Prueba Rápida - Consolidada; se le aplica al suelo un esfuerzo en pequeños incrementos y luego esperamos que Un=0 para después fallar el suelo en forma rápida aplicando el esfuerzo axial por completo.

- Prueba Rápida; en esta prueba tanto la presión hidrostática como la carga axial son aplicadas sin permitir consolidación en la muestra. los esfuerzos efectivos no se conocen bien, ni tampoco su distribución en ningún momento.

Consolidación.

Según Juárez (1995), un suelo se somete a cargas que se aplican en lapsos incrementos permitiendo que cada incremento actué por un periodo de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación sea prácticamente cero. De esta pruebe se determinara la curva de compresibilidad y establecer la capacidad de carga de un suelo. Durante la realización de cualquier de las

pruebas anteriormente descritas se deben de seguir los protocolos de ejecución establecidos en las normas mexicanas e internacionales para poder obtener resultados apegados a la realidad, así como llevar a cabo la extracción de muestras significativas del suelo en estudio.

1.10.9.- Importancia del estudio de mecánica de suelos.

Las vías terrestres se construyen fundamentalmente de tierra y sobre tierra, he ahí la importancia de conocer las características del terreno que le sirve de apoyo, entendiendo por tal no solo el suelo o roca que exista en el lugar, sino a todo en conjunto de condiciones que comprenden, desde su constitución mineralógica, la estructuración de todo el suelo, la cantidad de agua contenida en el y todos los factores que intervengan con el aspecto de la mecánica de suelos.

Es indispensable estudiar a conciencia todos los aspectos para evitar futuras problemáticas, como retrasos, pérdidas económicas por un mal funcionamiento y diseño.

1.10.10.- Tipos de muestreo.

Según Juárez (1995), los tipos principales de sondeos que se usan en mecánica de suelos para fines de muestreo y conocimiento del subsuelo, en general, son los siguientes:

Métodos de exploración de carácter preliminar.

- Pozos a cielo abierto con muestreo de alterado e inalterado.
- Perforaciones con porteadora, barrenos helicoidales o métodos similares.
- Método de lavado
- Método de penetración estándar
- Método de penetración cónica.
- Perforaciones en boleos y gravas (con barretones, etc.)

Métodos de sondeo definitivo.

- Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado.
- Métodos con tubo de pared delgada.
- Métodos rotatorios para roca.

Métodos geofísicos.

- Sísmico.
- De resistencia eléctrica.
- Magnético y gravimétrico.

1.10.11.- Procedimientos para la toma de muestras.

Según Juárez (1995), el número, tipo y profundidad de los sondeos que deban ejecutarse para le extracción de muestras en un programa de exploración de suelos depende fundamentalmente del tipo de suelo y la importancia de la obra que se ejecutara. Si se cuenta con estudios previos realizados en la zona, esto nos permitirá establecer criterios sobre el estado del subsuelo y elaborar un programa de exploración con un grado de eficacia mayor y un nivel de seguridad mas elevado.

La mecánica de suelos constituye una parte fundamental en las vías terrestres ya que esta impacta a en todos los aspectos y etapas de las carreteras y las características del suelo nos otorgaran las pautas para la implementación de un buen sistema de drenaje, en el siguiente apartado se estudiara con mayor detalle los sistemas de drenaje y las pastes que lo componen.

CAPÍTULO 2

DRENAJE

En el presente capitulo se analizara la importancia del drenaje en las carreteras, así como algunos aspectos de básica importancia sobre hidrología necesarios para poder instaurarse un correcto y eficaz sistema de drenaje carretero.

2.1.- Drenaje.

El objeto del drenaje en los caminos, es en primer término, el reducir al máximo posible la cantidad de agua que de una u otra forma llega al mismo, y en segundo término dar salida rápida al agua que llegue al camino. (Crespo; 140; 2008)

De acuerdo con Campos (2007), durante la historia han existido personas que se han dedicado al estudio y desarrollo del drenaje como Marcus Vitruvius Pollio arquitecto romano del siglo I a. c. quien escribió un varios tomos entre los cuales desarrollo temas de hidrología. En Occidente, el libro fundador de la hidrología científica es la obra de Pierre Perrault "De l'origine des fontaines", publicado en 1674 por Pierre Le Petit, en París. Perrault efectuó un balance hidrológico de una cuenca situada en el curso superior del Sena. En 1687, el británico Edmond Halley estimó la evaporación del Mediterráneo, comparando luego esta evaluación con los aportes de los ríos que allí desembocan. Para llevar a cabo el diseño correcto de un sistema de drenaje es necesario apoyarse en algunas otras ciencias como lo son la hidrología, que es la ciencia que se encarga del estudio de las aguas en la tierra, su ocurrencia, circulación y distribución, sus propiedades físicas y químicas y su reacción con el ambiente, incluyendo su relación con los seres vivientes.

La hidrología moderna o como se le conoce actualmente se dio a partir de 1930 ya que incluso no existían instituciones de enseñanza que capacitaran ingenieros o técnicos hidrólogos. A partir del final de los años 30, la capacitación profesional de especialistas de hidrología es labor de diversas universidades.

2.2.- Hidrología.

De acuerdo con Campos (2007), la hidrología tiene como objetivos primordiales la determinación de la avenida máxima que con una determinada frecuencia puede ocurrir en un cierto lugar, así como el conocimiento de la cantidad, frecuencia y ocurrencia del transporte del agua sobre la superficie terrestre.

Cuenca hidrográfica.

Una cuenca hidrográfica se define como la totalidad del área drenada por una corriente o sistema interconectado de cauces, tales que todo el escurrimiento originado en tal área es descargado a través de una salida única. (Campos; 2007; 30)

Parámetros físicos de una cuenca.

Como lo establece Campos (2007), para el establecimiento de las características hidrológicas es necesario establecer de manera objetivas los parámetros físicos que posee una cuenca hidrográfica. A continuación se describen los principales parámetros físicos de una cuenca:

1.- Área y parteaguas.

Según Campos (2007), el tamaño de una cuenca determina las magnitudes de sus crecientes, gastos mínimos o de estiaje y escurrimiento promedio. Una cuenca pequeña genera gastos súbitos y de pequeña duración mientras tanto cuencas grandes generan avenidas con gastos extraordinarios y larga duración.

La divisoria topográfica o parteaguas es aquella línea del contorno de una cuenca de drenaje, que separa y distribuye el escurrimiento originado por la precipitación en el sistema de cauces que fluye o drena hacia la salida de dicha cuenca. (Campos; 2007; 33)

2.- Parámetros de forma.

Según Campos (2007), este parámetro nos determina primordialmente la magnitud y la velocidad con la cual la venida llegara a la salida de la cuenca de drenaje. Para determinar la forma de una cuenca se han formulado dos enfoques principales:

- El índice de compacidad. (Ic)
- La relación de elongación. (Re)

3.- Altitud media.

Como lo establece Campos, la elevación media (Em) este parámetro afecta de forma importante el régimen hidrológico de la cuenca, ya que la elevación de la cuenca determina el clima predominante en la cuenca, la temperatura, la evaporación así como la precipitación que se presentara en la cuenca hidrográfica.

4.- Geología, suelos y cobertura vegetal.

El estudio de la geología superficial de la cuenca está enfocado a obtener una estimación de su permeabilidad; en las zonas áridas se realizara con mayor detalle hacia las aguas subterráneas.

El suelo nos modificara de manera importante el régimen hidrológico y el transporte de sedimentos, porque se debe de tomar en cuenta el tipo de suelos que se tienen en la cuenca y en el lecho de los cauces.

La cobertura vegetal existente en una cuenca se debe de establecer ya que esta característica controla el movimiento de las aguas, debido a que controla en cierta manera la erosión, infiltración y evapotranspiración.

2.3.- Precipitación.

De acuerdo con Chow (1994), la precipitación incluye la lluvia, la nieve y otros procesos mediante los cuales el agua cae a la superficie terrestre, tales como el granizo y nieve. La precipitación requiere la elevación de una masa de agua en la atmosfera de tal manera que se enfríe y parte de la humedad se condense.

Para establecer la cantidad de precipitación la hidrología se apoya en la meteorología que es la ciencia que estudia el estado del tiempo, el medio atmosférico, los fenómenos allí producidos y las leyes que lo rigen. La meteorología esta compuesta por los siguientes elementos:

- Circulación térmica.
- Efectos de la rotación de la tierra.
- Efectos de la distribución de los continentes y océanos.

Otra de la ciencia en las cuales se basa la hidrología par sus cálculos es la climatología que es la rama de la geografía física que se ocupa del estudio del clima y del tiempo. Para realizar las predicciones climatológicas esta se basa en los siguientes elementos climatológicos:

- Radiación solar.
- Viento.
- Humedad atmosférica.
- Evaporación.
- Precipitación.

2.3.1.- Precipitación media. (ĥp)

De acuerdo con Campos (2007), la precipitación que una tormenta produce puede variar de manera muy marcada, lo cual es representada en los registros mensuales y anuales de la estaciones pluviométricas originando problemas al determinar la precipitación media anual que se presenta en una cuenca, esta es la razón por lo cual se han empleado de forma histórica tres métodos principales, los cuales se enlistan a continuación:

1.- Método del promedio aritmético.

Este método consiste en la obtención de las medias de la precipitación registradas en las estaciones pluviométricas ubicadas dentro de la cuenca en estudio.

$$\rho = \frac{1}{A}\sum_{j=1}^{j} Aj \bullet Pj$$

2.- Método de los polígonos de Thiessen.

Dicho método asigna pesos a cada medición de acuerdo al área que cada pluviómetro representa dentro de la cuenca, pudiéndose incorporar estaciones cercanas a la cuenca de proyecto.

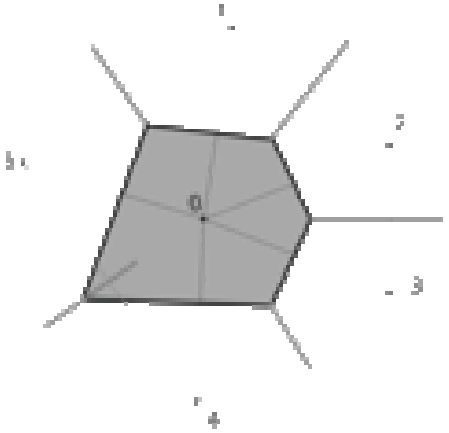


Figura 6.- Polígono de Thiessen. (Fuente: Campos; 2007)

3.- Método de las isoyetas.

Con base en las mediciones de precipitación se trazan líneas continuas de igual magnitud.

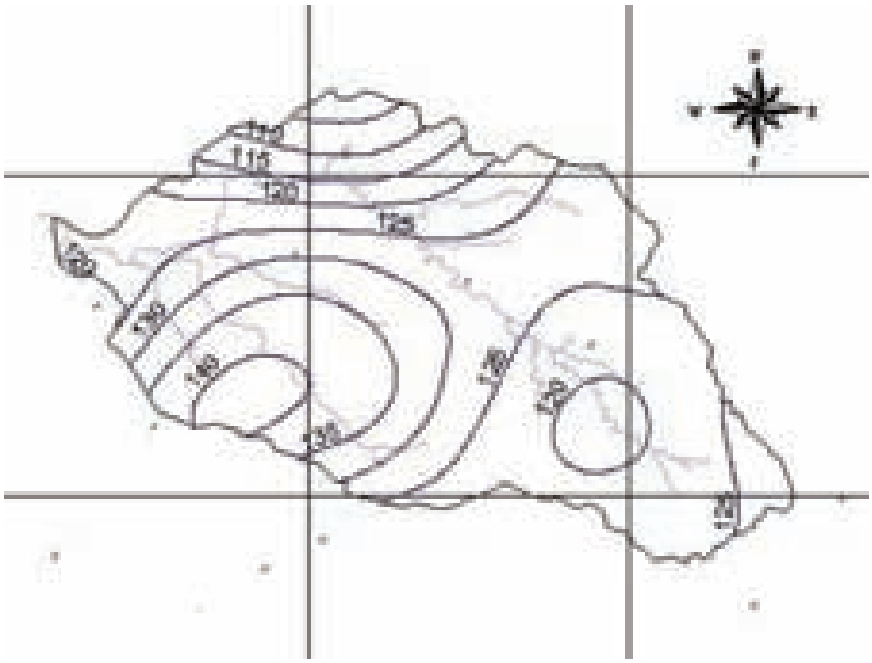


Figura 7.- Isoyetas de precipitación. (Fuente: Campos; 2007)

Actualmente se aplican principalmente el método de los polígonos de Thiessen y el método de las isoyetas.

2.4.- Escurrimiento.

"El escurrimiento es el gasto, caudal o descarga de agua, comúnmente expresado en m^3/s que fluye através de un canal natural o cauce definido. Es en resumen, la componente del ciclo hidrológico que transfiere el agua desde la superficie del terreno hasta los océanos, agua que inicialmente cayo como lluvia, granizo o nieve en la cuenca". (Campos; 2007; 144)

Según Chow (1994), el escurrimiento está conformado por distintos componentes, durante una tormenta primeramente se presenta el proceso de intercepci6n y posteriormente los procesos de infiltraci6n y almacenamiento en

depresiones. El primer proceso da origen a la lluvia interceptada, el segundo a la lluvia infiltrada y el tercero al llenado de las depresiones, de estas cantidades es probable que únicamente una parte de la lluvia infiltrada origine escurrimiento y el resto se evapore o transpire por la vegetación. Después que las depresiones del terreno han sido llenadas, si la intensidad de lluvia excede a la capacidad de infiltraci6n del suelo, la diferencia da origen a la lluvia en exceso, esta primero se acumula sobre el suelo como detenci6n superficial y comienza a fluir hacia los cauces, como flujo sobre el terreno, lo cual constituye el escurrimiento superficial. De la parte de lluvia que se infiltra, una fluye subsuperficialmente y otra penetra hasta los acuíferos, cuya descarga genera el gasto base; la primera origina escurrimientos relativamente rápidos y lentos, cada uno forma parte de los gastos directo y base.

2.4.1.- Hidrogramas.

De acuerdo con Mijares (1992), se denomina hidrograma a aquella grafica que relaciona el gasto que pasa por una sección transversal de un río contra el tiempo.

En los hidrogramas se pueden distinguir algunas de las siguientes características:

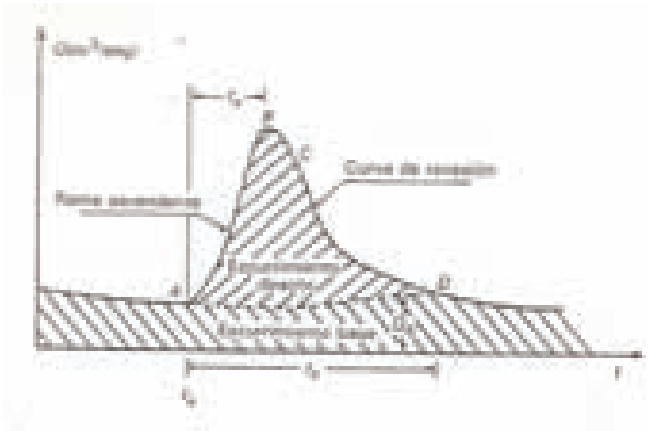


Figura 8.- Hidrograma de escurrimiento. (Fuente: Mijares; 1992)

“A”, punto de levantamiento: el agua llega a la salida de la cuenca hidrográfica.

“B”, pico: es le gasto máximo generado por la tormenta.

“C”, punto de inflexión: concluye el flujo sobre el terreno y este continua en canales y de manera subterránea.

“D”, final del escurrimiento directo: en este punto el escurrimiento fluye de manera subterránea.

“*Tp*”, tiempo pico: es le lapso de tiempo desde el levantamiento (A) hasta el pico máximo (B),.

“*Tb*”, tiempo base: es el tiempo transcurrido desde el punto de levantamiento (A), hasta el punto final del escurrimiento directo (D).

Rama ascendente: es la parte del hidrograma que va desde el punto de levantamiento hasta el punto del pico máximo.

Rama descendente o curva de recesión: es la curca que va desde el pico máximo hasta el final del escurrimiento directo.

Los hidrogramas pueden ser anuales o bien pueden representar una sola tormenta en particular.

Según Campos (2007), la importancia del hidrograma radica en la posibilidad de analizar los volúmenes mensuales escurridos y a partir de estos evaluar los volúmenes anuales. Lo anterior es posible con solo calcular el área bajo la curva del hidrograma, lo cual nos representara el volumen; ya que el gasto es por definición un volumen por una unidad de tiempo.

2.5.- Infiltración.

De acuerdo con la pagina de Internet www.igeograf.unam.mx, la infiltración es el movimiento del agua de la superficie hacia el interior del suelo. La infiltración es un proceso de gran importancia económica, es vista por el ingeniero como un proceso de pérdida y por el agricultor como una ganancia. Del agua infiltrada se proveen casi todas las plantas terrestres y muchos animales; alimenta al agua subterránea y a la vez a la mayoría de las corrientes en el período de estiaje; reduce las inundaciones y la erosión del suelo.

2.5.1.- Capacidad de infiltración

Es la cantidad máxima de agua que un suelo puede absorber por unidad de superficie horizontal y por unidad de tiempo. Se mide por la altura de agua que se infiltra, expresada en mm/hora. (www.igeograf.unam.mx; 2008)

La capacidad de infiltración disminuye hasta alcanzar un valor casi constante a medida que la precipitación se prolonga, y es entonces cuando empieza el escurrimiento.

A la lluvia que es superior a la capacidad de infiltración se le denomina *lluvia neta* (es la que escurre). A la lluvia que cae en el tiempo en que hay lluvia neta se le llama lluvia eficaz, por lo tanto, la lluvia neta equivale a la lluvia eficaz.

1. Factores que intervienen en la capacidad de infiltración

A. Tipo de suelo. Entre mayor sea la porosidad, el tamaño de las partículas y el estado de fisuramiento del suelo, mayor será la capacidad de infiltración.

B. *Grado de humedad del suelo*. La infiltración varía en proporción inversa a la humedad del suelo, es decir, un suelo húmedo presenta menor capacidad de infiltración que un suelo seco.

C. *Presencia de substancias coloidales*. Casi todos los suelos contienen coloides. La hidratación de los coloides aumenta su tamaño y reduce el espacio para la infiltración del agua.

D. *Acción de la precipitación sobre el suelo*. El agua de lluvia al chocar con el suelo facilita la compactación de su superficie disminuyendo la capacidad de infiltración; por otra parte, el agua transporta materiales finos que tienden a disminuir la porosidad de la superficie del suelo, humedece la superficie, saturando los horizontes más próximos a la misma, lo que aumenta la resistencia a la penetración del agua y actúa sobre las partículas de substancias coloidales que, como se dijo, reducen la dimensión de los espacios intergranulares. La intensidad de esta acción varía con la granulometría de los suelos, y la presencia de vegetación la atenúa o elimina.

E. *Cubierta vegetal*. Con una cubierta vegetal natural aumenta la capacidad de infiltración y en caso de terreno cultivado, depende del tratamiento que se le dé al suelo.

La cubierta vegetal densa favorece la infiltración y dificulta el escurrimiento superficial del agua. Una vez que la lluvia cesa, la humedad del suelo es retirada a través de las raíces, aumentando la capacidad de infiltración para próximas precipitaciones.

F. *Acción del hombre y de los animales*. El suelo virgen tiene una estructura favorable para la infiltración, alto contenido de materia orgánica y mayor tamaño de los poros. Si el uso de la tierra tiene buen manejo y se aproxima a las condiciones citadas, se favorecerá el proceso de la infiltración, en caso contrario, cuando la tierra está sometida a un uso intensivo por animales o sujeto

al paso constante de vehículos, la superficie se compacta y se vuelve impermeable.

G) Temperatura. Las temperaturas bajas dificultan la infiltración.

2. Variaciones de la capacidad de infiltración

Pueden ser clasificadas en dos categorías:

A. Variaciones en áreas geográficas debidas a las condiciones físicas del suelo.

B. Variaciones a través del tiempo en una superficie limitada:

a) Variaciones anuales debidas a la acción de los animales, deforestación, etcétera.

b) Variaciones anuales debidas a diferencias de grado de humedad del suelo, estado de desarrollo de la vegetación, temperatura, etcétera.

c) Variaciones a lo largo de la misma precipitación.

2.6.- Hidrología subterránea.

Las aguas subterráneas son todas aquellas que se encuentran por debajo del nivel freático.

De acuerdo con campos (2007), cuando llueve, parte del agua escurre por la superficie, parte se evapora y el resto se adentra en el terreno. Esta última vía es la fuente primaria de prácticamente toda el agua subterránea. Densas lluvias que caen sobre pendientes donde las capas suprayacentes están compuestas de materiales impermeables provocaran obviamente un elevado porcentaje de agua de escorrentía. A la inversa, si la lluvia cae de manera suave y uniforme sobre pendientes más graduales compuestas por materiales que son fácilmente penetrados por el agua, un porcentaje mucho mayor del agua se infiltrará en el suelo.

Para establecer el parámetro de aguas subterráneas se debe indicar que existe una zona de aireación y una zona de saturación.

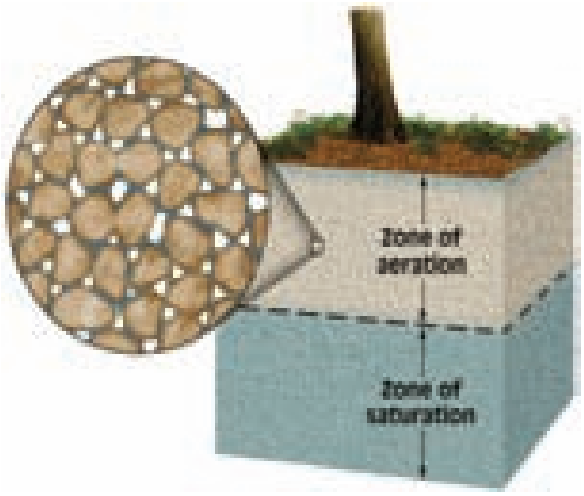


Figura 9.- Esquema representativo de la zona de aireada y saturada del suelo. (Fuente: www.igeograf.unam.mx; 2008)

La zona de aireación se encuentra conformada por agua pelicular y agua de gravedad, esto es por encima del nivel de aguas freáticas (NAF), por debajo de este se encuentran ya las denominadas aguas subterráneas las cuales provienen de la infiltración de esta.

Algunos factores a considerar en el comportamiento de las aguas subterráneas son:

Porosidad.- la cantidad de agua subterránea que puede almacenarse depende de la porosidad del material, que se define como el porcentaje del volumen total de roca o de sedimentos que consisten en poros.

Permeabilidad.- la permeabilidad de un material, es la capacidad para transmitir un fluido. El agua subterránea se mueve serpenteando y girando a través de pequeñas aperturas interconectadas. La capacidad de la arcilla para almacenar agua es grande debido a su gran porosidad, pero sus espacios porosos son tan pequeños que el agua es incapaz de moverse a través de ellos.

Los estratos impermeables que obstaculizan o impiden el movimiento del agua se denominan acuicluidos.

Los estratos de roca o sedimentos permeables que trasmiten libremente el agua subterránea se denominan acuíferos.

Según Campos (2007), un acuífero es aquel estrato o formación geológica que permite la circulación del agua por sus poros y/o grietas. Dentro de estas formaciones podemos encontrarnos con materiales muy variados como gravas de río, calizas muy agrietadas, areniscas porosas poco cementadas, arenas de playa, algunas formaciones volcánicas, depósitos de dunas, etc.

Los acuíferos se pueden clasificar en:

Acuíferos libres: son aquellos en los cuales existe una superficie libre del agua encerrada en ellos y que se encuentra a presión atmosférica. La superficie del agua será el nivel freático y podrá estar en contacto directo con el aire o no, pero lo importante es que no tenga por encima ningún material impermeable. En estos acuíferos, al perforar pozos que los atraviesen total o parcialmente, el agua alcanza un nivel que sería el mismo que tendría dentro de la formación geológica, es decir el nivel freático (nivel real) coincide con el nivel piezometrico (nivel ideal que alcanzaría el agua a presión atmosférica).

Acuíferos confinados: en este tipo de acuífero, el agua que contienen está sometida a cierta presión, superior a la atmosférica y ocupa la totalidad de los poros o huecos de la formación geológica, saturándola totalmente. Están sellados por materiales impermeables que no permiten que el agua ascienda hasta igualar su presión a la atmosférica. Por este motivo al perforar pozos que atraviesen el

límite superior del material que constituye el acuífero, se observará que el nivel del agua asciende muy rápido hasta que se estabiliza en el nivel piezométrico.

Acuíferos semiconfinados: constituyen una variedad de los confinados, y se caracterizan por tener el techo (parte superior) o/y el muro (parte inferior) sellado por materiales que no son totalmente impermeables, sino que constituyen un acuitardo, es decir, un material que permite una filtración vertical que alimenta muy lentamente al acuífero principal. (Apuntes de hidrología; 2005)

Acuíferos colgados: algunas veces se da una capa de material más o menos impermeable por encima del nivel freático. El agua que se infiltra queda atrapada en esta capa para formar un lentejón, que normalmente tiene una extensión limitada sobre la zona saturada más próxima. Los acuíferos colgados son más comunes de lo que se pueda suponer, aunque quizá sólo ocupan unos pocos centímetros de espesor, o sólo se alimenten después de una recarga muy excepcional. No suponen un recurso muy fiable, ya que a veces se puede perforar del todo y el pozo construido facilita el drenaje del agua contenida en el lentejón hacia la zona saturada.

Figura 10.- Tipos de acuíferos. (Fuente: www.igeograf.unam.mx; 2008)

2.7.- Hidrología superficial.

La hidrología superficial estudia la fase terrestre del ciclo hidrológico, abarcando tres aspectos fundamentales: primero la cuantificación de los recursos hidráulicos disponibles; segundo, la estimación y manejo de eventos extremos (crecientes y sequías) y tercero, el aprovechamiento de tales recursos. Las aplicaciones prácticas de la hidrología superficial se encuentran en el diseño y operación de las estructuras hidráulicas.

Los sistemas hidrológicos son analizados por la hidrología superficial, un sistema hidrológico es una estructura o volumen en el espacio, limitado por sus fronteras, el cual acepta agua y otras entradas, opera sobre ellas internamente y produce unas salidas. Son sistemas hidrológicos las cuencas, los acuíferos, los lagos y embalses.

El objetivo del análisis y estudio de un sistema hidrológico es el estudio de la operación del sistema y predecir su salida o respuesta. Un modelo de un sistema hidrológico es una aproximación al sistema real; sus entradas y salidas son variables hidrológicas medibles, su estructura es una serie de ecuaciones que relacionan excitaciones y respuestas; los modelos se pueden desarrollar de dos formas físicos y matemáticos. Los modelos físicos incluyen los modelos a escala o reducidos y los analógicos. Los modelos matemáticos pueden ser determinísticos y probabilísticos.

2.8.- Gastos de diseño.

Esto es el gasto máximo que arribara al sitio donde se va a construir una obra hidráulica con el objeto de recomendar las dimensiones adecuadas entre la superficie libre del agua y el lecho inferior de la obra hidráulica, así como las dimensiones para desalojar una avenida extraordinaria.

2.9.- Métodos de cálculo.

Los métodos de análisis pueden utilizarse dependiendo del tipo y confiabilidad que se requiera y la información disponible, siendo estos métodos los siguientes:

2.9.1.- Métodos empíricos.

De acuerdo con la S. C. T., estos métodos arrojan resultados poco confiables, pues proporcionan el gasto prácticamente en función de las características fisiográficas de la cuenca, por lo que solo deben emplearse cuando no se cuente con datos sobre las precipitaciones en la cuenca en estudio o bien para determinar datos preliminares no definitivos.

De los métodos empíricos existentes, no deben utilizarse aquellos en los cuales no intervengan aforos de las corrientes o intensidades de precipitación, ya que estas pueden presentar amplias variaciones de pendiendo de la zona de estudio.

El método mas utilizado es el de Creager, que se aplica a cuencas mayores a 30 km^2.

2.9.2.- Métodos semiempíricos.

De acuerdo con la S. C. T., estos métodos semiempíricos se aplican cuando se dispone de información que caracterice la precipitación, la que relacionada con las características fisiográficas de la cuenca, permite calcular la magnitud de los escurrimientos, estos métodos arrojan resultados mas confiables que los métodos empíricos.

Algunos de estos métodos son:

Método Racional.

Este método se utiliza hasta cuencas de 25 km^2.

Método de Horton.

Este método desarrollado por el cuerpo del ejército y fuerza aérea de los estados unidos, es aplicable a cuencas planas y de poca pendiente, en las que el escurrimiento no a formado cauces y escurre de forma laminar, como puede ser el proveniente de una ladera o el de una superficie de rodamiento de una carretera este método puede se recomienda ser utilizado para cuencas no mayores a 1.5 km^2.

Método de Chow.

Este método fue deducido con base en los hidrogramas unitarios e hidrogramas unitarios sintéticos, este método es probablemente el método más confiable de los métodos semiempíricos. Se recomienda su utilización hasta cuencas de 25 km^2, aunque puede aplicarse a cuencas de hasta 250 km^2,

considerando que a mayores dimensiones la confiabilidad de los resultados disminuye.

2.9.3.- Métodos estadísticos.

Los métodos estadísticos se aplican cuando se dispone de los gastos máximos anuales medidos por medio de estaciones meteorológicas, ubicadas en la corriente en estudio o bien en corrientes vecinas con características semejantes, estos métodos son los mas confiables para determinar los gastos de diseño en un escurrimiento.

Algunos de los métodos estadísticos mas utilizados son:

1. El método de Gumbel I y II.
2. El método de Nash.
3. El método de Lebediev.

2.10.- Drenaje en los caminos.

El objeto del drenaje en los caminos, es en primer término, el reducir al máximo posible la cantidad de agua que de una u otra forma llega al mismo, y en segundo termino dar salida rápida al agua que llegue al camino. (Crespo; 140; 2008)

Según Crespo (2008), para garantizar un buen drenaje en una carretera se debe evitar que el agua transite a través de un camino en cantidades excesivas obstruyendo la carretera y provocando la formación de baches en el mismo.

El agua debe de ser conducida a través de cunetas y evitando que esta reemblandezca las terracerías, ocasionando problemas de inestabilidad en las estructuras de los terraplenes, de igual forma prevenir los cortes realizados en materiales de mala calidad así como evitar el contacto de aguas subterráneas con la subrasante del camino para evitar problemas futuros en la estructura del camino.

El proveer un buen drenaje es factor de consideración, esto es alojar el camino en zonas estables, naturalmente drenados y de manera continua. Los factores como el trazo del camino es algo que provoca que no siempre el camino pueda atravesar zonas de características favorables por lo que la construcción de obras de drenaje de forma adecuada y ubicadas de manera precisa es algo que prevendrá futuros problemas a pesar de que las condiciones de la zona no sean las más adecuadas.

2.11.- Drenaje superficial.

Primeramente se estudiaran las obras para evitar que el agua llegue al camino como son; las cunetas, contra-cunetas, el bombeo, los lavaderos y bordillos.

2.11.1.- Cunetas.

Las cunetas son zanjas que se construyen adyacentes a los hombros de la corona ya sea en uno en ambos lados del camino, con objeto e interceptar el agua que se escurre sobre la corona, de los taludes de los cortes, o del terreno contiguo, conduciéndola a un sitio donde no haga daño a la carretera o a terceros.

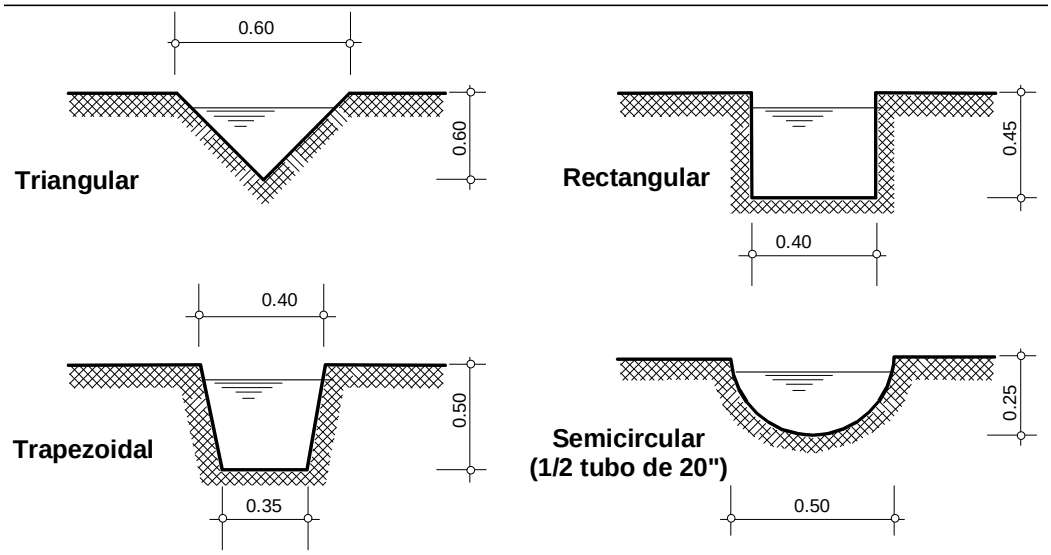


Figura 11.- Tipos de cunetas. (Ministerio de obras públicas, transportes y medio ambiente de España; 1990)

De acuerdo con Crespo (2008), debido a que le área a drenar que posee una cuneta es relativamente pequeña estas no son diseñadas para desalojar grandes volúmenes durante periodos de tiempo muy extensos, generalmente las cunetas se diseñan para desalojar aguaceros fuertes de entre 10 y 20 minutos de duración. Las cuentas se proyectan para poder drenar el 80% del agua que escurre en la mitad del camino.

Las características principales de las cunetas como son, la pendiente sus dimensiones, se determinan en base al gasto que estas deberán de conducir y su diseño hidráulico esta basado en las teorías de flujo en canales abiertos. Para un flujo uniforme, las relaciones básicas se indican mediante la conocida formula de Manning:

Para un flujo uniforme se utiliza la formula de Manning, como se muestra a continuación.

Donde:

$$V = \frac{1}{n} \bullet R^{2/3} \bullet S^{1/2}$$

V = velocidad media en metros por segundo.

n = coeficiente de rugosidad de Manning.

R = radio hidráulico en metros (área de la sección entre el perímetro mojado)
S = pendiente del canal en metros por metro.

Contra-cunetas.

Según Sotelo (1973), las contracunetas son zanjas, generalmente paralelas al eje de la carretera, construidas a una distancia mínima de 1.50 metros de la parte superior de un talud en corte. Su sección transversal es variable, siendo comunes las de forma triangular o cuadrada. Su ubicación, longitud y dimensiones deben ser indicadas por personal con experiencia en el campo de las carreteras. Se acostumbra a construir las contracunetas cuando el agua que llega al talud es mucha, y para taludes que sobrepasan los 4 metros de alto.

Si son necesarias, deberá, estudiarse muy bien la naturaleza geológica del lugar donde se van ha construir, alejándolas lo mas posible de los taludes y zampéandolas en algunos casos para evitar filtraciones.

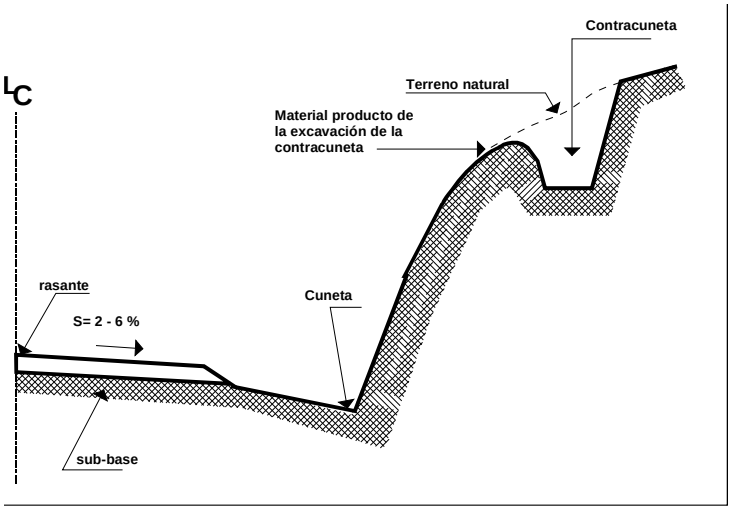


Figura 12.- Esquema de una contracuneta. (Fuente: Sotelo; 1973)

2.11.2.- Bombeo.

Como lo indica Sotelo (1973), Es la inclinación que se da a ambos lados del camino, para drenar la superficie del mismo, evitando que el agua se encharque provocando reblandecimientos o que corra por el centro del camino causando daños debido a la erosión.

El bombeo depende del camino y tipo de superficie, se mide su inclinación en porcentaje y es usual un 2 a 6 por ciento en caminos revestidos.

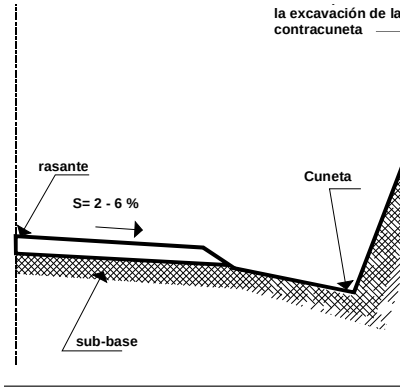


Figura 13.- Esquema del bombeo en un camino. (Fuente: Sotelo; 1973)

2.11.3.- Lavaderos.

"Los lavaderos son canales que conducen y descargan el agua recolectada por los bordillos, cunetas y guarniciones a lugares donde no cause daño a la estructura del pavimento. Los lavaderos pueden ser de mampostería, concreto hidráulico o metálicos. Si se construyen con mampostería o concreto hidráulico, generalmente tiene sección triangular, con el propósito de lograr una depresión en su intercepción con el acotamiento, para facilitar la entrada del agua al lavadero". (www.normas.imt.mx;2008)

2.11.4.- Alcantarillas.

En acuerdo con Sotelo (1973), son ductos que permiten el paso del agua de un lado a otro de la vía. Las alcantarillas deben clasificarse principalmente desde el punto de vista de su ubicación. Capacidad (diseño hidráulico) y resistencia (diseño estructural). Se requiere la ayuda de personal calificado para escoger debidamente la alcantarilla de acuerdo con los factores mencionados. Las alcantarillas pueden tener forma circular, rectangular o elíptica. Las alcantarillas pueden prefabricarse o construirse en el sitio, a criterio del encargado. Por lo general, aquellas construidas en el sitio tienen forma cuadrada o rectangular, mientras que las prefabricadas son circulares o elípticas. A menudo se construyen pasos de dos o tres ductos en forma cuadrada o rectangular una al lado de la otra, o "baterías de tubos" unos al lado de los otros.

Las alcantarillas se pueden clasificar en 4 tipos principales:

1. Alcantarillas de tubo.
2. Alcantarillas de cajón.
3. Alcantarillas de bóveda.

4. Alcantarillas de losa.

2.12.- Drenaje subterráneo.

El drenaje subterráneo consiste en proporcionar ductos de drenaje adecuados para controlar el escurrimiento del agua de forma rápida y eficiente. (Crespo; 186; 2008)

Es sabido que un suelo cuando se encuentra seco proporciona un soporte a las cargas del transito que a las que es sometido de manera directa o a través de la estructura del pavimento. Incluso en el caso de los suelos inestables si estos se mantienen secos o bien con una cantidad de agua que no sea perjudicial este no presentara mayores problemas.

Algunos de los sistemas de drenaje subterráneo más comunes son;

2.12.1.- Zanjas.

Son zanjas ubicadas a unos cuantos metros del camino de forma paralela a este. Estas zanjas usualmente son de 0.60m en las base y de 0.90m a 1.20m de profundidad. El uso de este sistema debe de ser evaluado correctamente, tomando en consideración el tipo de materiales del sitio, así como la conservación de los mismos durante el periodo de vida útil del camino. (Crespo; 187; 2008)

2.12.2.- Drenes ciegos.

Los drenes ciegos que consisten en zanjas bajo las cunetas rellenas con material graduado con una base firme que evite filtraciones mas allá de donde se desea, dirigiendo el agua hacia un lugar donde se le pueda retirar de manera

superficial del camino, las dimensiones varían según las características hidrológicas del lugar donde se van a construir, son funcionales en varios tipos de camino. La plantilla de estos es de 45 cm. Y de 80 a 100 cm. De profundidad, el material se graduara cuidadosamente en capas con tamaños uniformes.

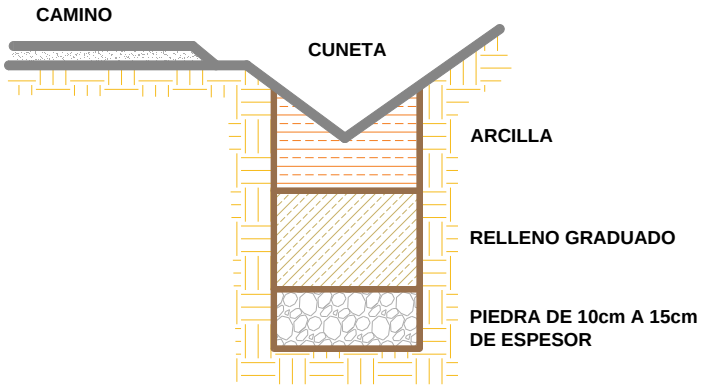


Figura 14.- Esquema de un dren ciego. (Fuente: Crespo; 2008)

2.12.3.- Drenes de tubo.

Los drenes con tubos son muy superiores a los formados por zanjas abiertas y a los drenes ciegos. Los tubos para drenaje subterráneo deben satisfacer una serie de requisitos para que funcionen de forma efectiva durante un largo periodo. Estos requisitos se refieren al aplastamiento, deflexión, presión hidráulica, capacidad de infiltración y durabilidad. (Crespo; 188; 2008)

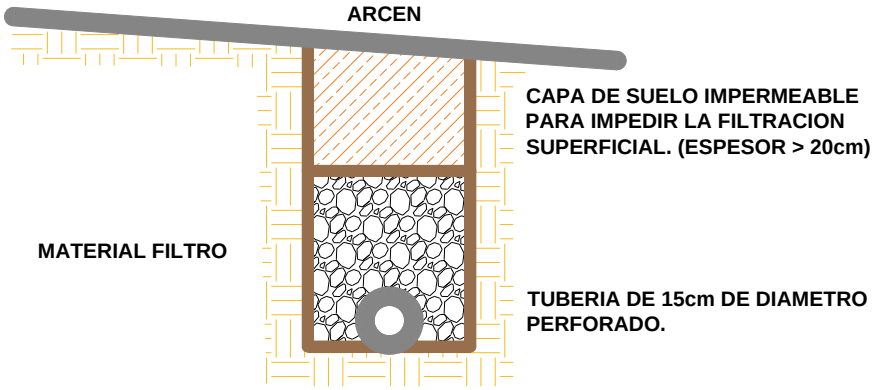


Figura 15.- Esquema de un dren tubo. (Fuente: Crespo; 2008)

2.13.- Metodología de cálculo para alcantarillas.

2.13.1.- Localización correcta de una alcantarilla.

De acuerdo con Crespo (2008), debe de tomarse en consideración la correcta ubicación de la alcantarilla, colocando esta comúnmente en el fondo del cauce, aunque en casos particulares puede cambiarse esta ubicación.

Debe de procurarse no forzar la entrada, esto es colocar la estructura enviajada de tal manera que se ajuste a la dirección natural del cauce, en el caso de que este esviajamiento sea menor o igual a 5° esta puede ubicarse de forma perpendicular al camino.

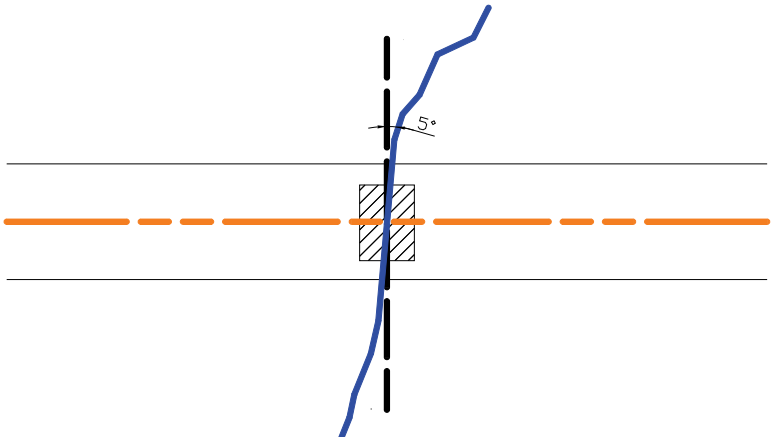


Figura 16.- Esquema para la ubicación correcta de una alcantarilla. (Fuente: Crespo; 2008)

2.13.2.- Área hidráulica de una alcantarilla.

La obtención del área hidráulica de una alcantarilla pretende determinar el área necesaria para que el gasto que pasara a través de ella transite sin provocar ningún trastorno al camino ni a la estructura misma.

Existen varios procedimientos para la determinación del área hidráulica entre los que destacan se encuentran los siguientes:

1. Procedimiento por comparación.
2. Procedimiento empírico.
3. Procedimiento de sección y pendiente.
4. Procedimiento de la precipitación pluvial.
5. Procedimiento racional.

El procedimiento por comparación, se aplica a aquellos casos en los cuales se pretende la construcción de una obra de drenaje, en un lugar en el cual ya

existía una alcantarilla o bien existe una cercana a la zona donde se pretende construir una nueva estructura.

El procedimiento empírico, se utiliza en lugares donde no hay una alcantarilla y no existen datos sobre los gastos máximos del cauce o datos sobre la precipitación pluvial. Una de las formulas más utilizadas era la formula de Talbot:

$$a = 0.183 \bullet C \bullet \sqrt[4]{A^3}$$

Donde:

a = Área hidráulica en metros cuadrados de la alcantarilla.

A = área hidráulica a drenar en hectáreas.

C = coeficiente adimensional que representa la fisiografía de la cuenca.

El uso de la formula de Talbot fue justificado debido a los conocimientos tan limitados de la hidrología e hidráulica. Sin embargo hoy en día no hay justificación alguna para seguir usando esta fórmula que no tiene verificación científica alguna.

Procedimiento de sección y pendiente, consiste en determinar el gasto de una sección definida y la pendiente del tramo. Para llevar a cabo este procedimiento se basa en las huellas dejadas por las aguas dejadas en la zona de estudio.

Procedimiento de precipitación pluvial, consiste en proyectar la alcantarilla para dar paso al gasto calculado en base a los datos de precipitación pluvial, área

a drenar, topografía y clase del suelo. Una de las fórmulas utilizadas para determinar el área por medio de este procedimiento es la de Burkli-Ziegler:

Donde:

Q = Gasto en m^3/s.

A = Numero de hectáreas tributarias.

J = Precipitación pluvial, en centímetros por hora, correspondiente al aguacero mas intenso (de 10minutos de duración total)

S = Pendiente del terreno en metros por kilómetro.

C = Coeficiente adimensional que depende de la clase del terreno.

El método Racional, consiste en emplear una fórmula que indica que el gasto es igual a un porcentaje de la precipitación multiplicada por el área de la cuenca, y se expresa así:

$$Q = 27.52 \bullet C \bullet I \bullet A$$

Donde:

Q = Gasto en litros por segundo.

C = Coeficiente de escorrentía.

I = Intensidad de la precipitación, correspondiente al tiempo de concentración, en centímetros por hora.

A = Área a drenar en hectáreas.

2.13.3.- Pendiente de la alcantarilla.

De acuerdo con Crespo (2008), es recomendable que la pendiente de la alcantarilla se ajuste a la pendiente del lecho del cauce, ya que si está pendiente es mayor el extremo aguas abajo tiende a presentar azolvamiento, por otra parte se está pendiente es menor el extremo aguas arriba tienda a azolvarse. En algunos casos deberá de darse una pendiente distinta a la del terreno y tomar algunas consideraciones especiales de descarga o entrada, ya que si se sigue la pendiente del terreno esta nos puede provocar una alcantarilla muy larga y por consiguiente una estructura costosa.

2.13.4.- Muros de cabeza.

De acuerdo con Sotelo (1973), los cabezales son muros que se construyen a la entrada y la salida de las alcantarillas, para cumplir con las siguientes funciones:

- Evitar la erosión alrededor de la misma.
- Evitar los movimientos horizontales y verticales de los tubos.
- Guiar la corriente, y,
- Permitir un mayor ancho de la vía y por ende, ofrecer mayor seguridad para el conductor.

Para garantizar un buen funcionamiento de los cabezales y garantizar una mayor vida útil de los mismos, deberán seguirse las siguientes consideraciones técnicas:

- Las dimensiones de los cabezales deben ser tales que impidan el deslizamiento de los taludes inmediatos hacia el canal de la corriente.

Los cabezales pueden ser construidos de concreto reforzado, de mampostería o de concreto ciclópeo, entre otros.

El muro de cabeza deberá de prolongarse por lo menos 60cm por debajo de la plantilla formando un dentellón que sirva de amarre con el terreno y como un dispositivo para evitar la erosión. La longitud del muro de cabeza depende de la longitud de la alcantarilla, de la altura de esta y del talud del terraplén ya que debe de tener las dimensiones necesarias para que el talud no invada al canal de la corriente.

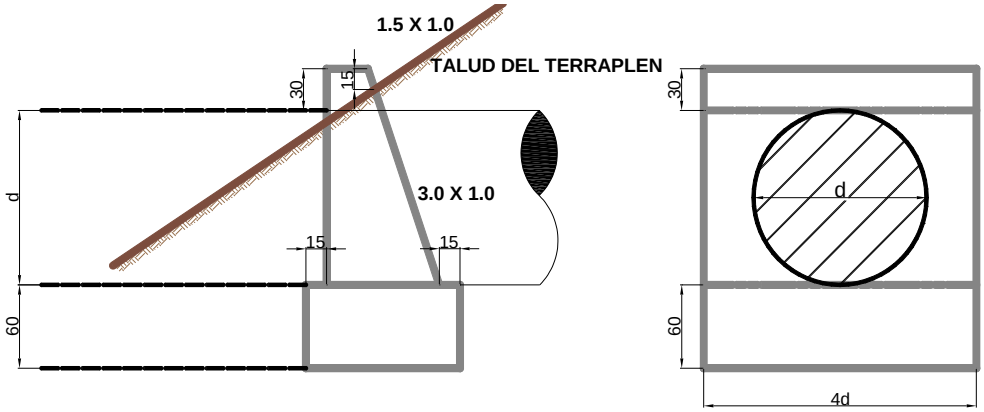


Figura 16.- Representación de las obras de cabeza que deben de colocarse en las alcantarillas (cotas en cms). (Fuente: Crespo; 2008)

2.14.- Cargas vivas sobre alcantarillas.

De acuerdo con Crespo (2008), se debe de tomar en cuenta que sobre las alcantarillas además de actuar el peso del terraplén que se ubica sobre ellas, también actúa el peso de los vehículos y equipos de construcción durante la ejecución de los trabajos y el transito que circula sobre ella cuando el camino se

encuentra en servicio. Por este motivo se analizara la acción de la carga viva y su distribución la cual se transmite como se muestra en la figura siguiente:

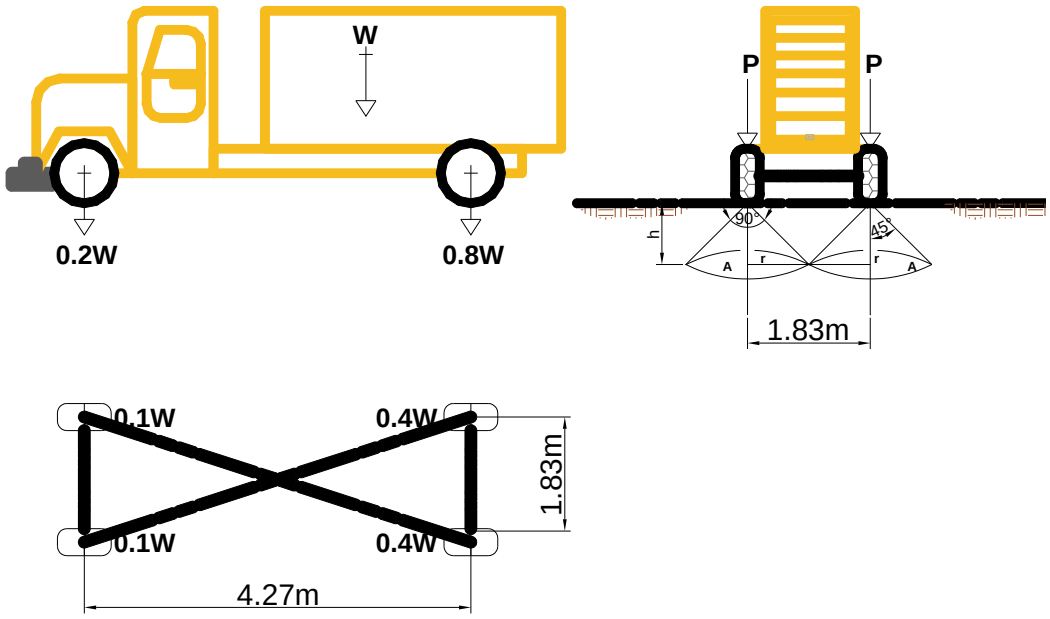


Figura 17.- Distribución de las cargas vivas sobre las alcantarillas. (Fuente: Crespo; 2008)

Las cargas son transmitidas con un ángulo de 45° esto es formando un cono con un vértice de 90°, como se muestra en la figura.

Donde:

P = Carga de la rueda.

A = Área de la base del cono de transmisión de esfuerzos.

h = Profundidad del cono de transmisión de esfuerzos.

Donde el esfuerzo será: $S = P/A$

El cual se deberá de calcular para una altura del terraplén mas carga viva traducida a altura del terraplén: $d = h + h'$

Siendo h’: $h' = S/\gamma$

Se han desarrollado investigaciones en los estados unidos en los cuales se a establecido que el efecto más crítico de las cargas vivas y muertas se presenta en terraplenes bajos y este se va disipando conforme este rebasa la altura de 1.20 metros o más.

2.15.- Cargas muertas sobre alcantarillas.

Según Crespo (2008), el análisis de cargas muertas se puede llevar a cabo por medio de la teoría del Dr. Anson Marston, para el propósito de esta determinación los conductos enterrados fueron clasificados de la siguiente manera:

1. Conductos zanja.
2. Conductos en proyección.
    - Proyección positiva.
    - Proyección negativa.

El conducto en zanja es definido como aquel que es instalado en una relativamente angosta zanja que es excavada y que luego es rellenada, como se muestra en la figura (a). Cuando la zanja tenga un diámetro mayor dos veces el diámetro del tubo se considera como una proyección positiva como se muestra en la figura (b).

Un conducto en proyección negativa es aquel que es instalado en una zanja relativamente angosta y poco profunda zanja con su parte superior a una elevación H’, bajo la superficie del terreno natural, que luego es rellenada con un terraplén como muestra en la figura (c).

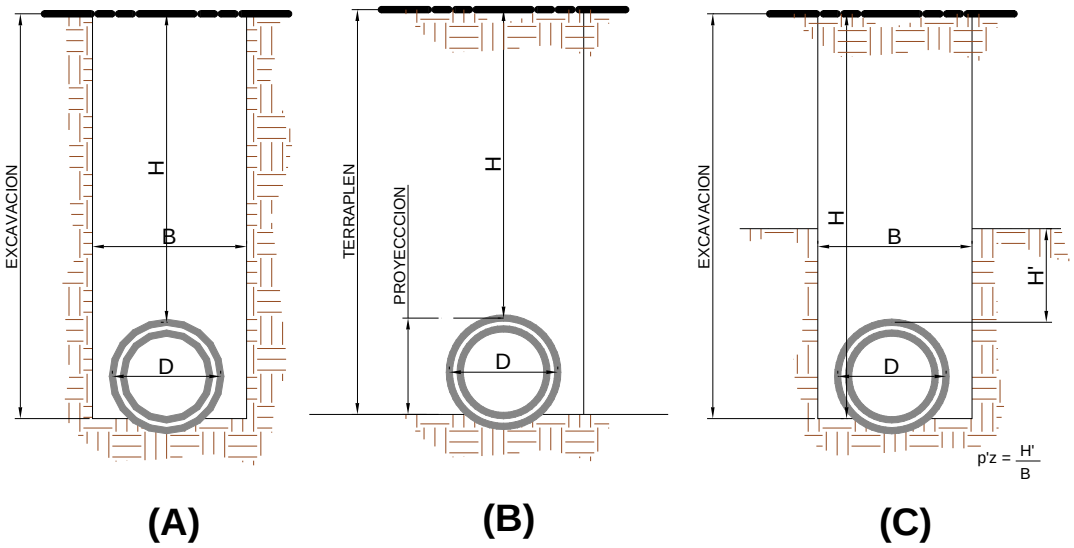


Figura 18.- Esquema para la consideración de las cargas muertas sobre las alcantarillas. (Fuente: Crespo; 2008)

Para determinar la carga sobre el conducto por metro de longitud del mismo la formula propuesta por Marston es:

$$Wp = Cp \bullet \gamma \bullet D^2$$

Wp = Carga sobre el conducto por metro de longitud del mismo.

Cp = Coeficiente de carga para conductos en proyección, positiva o negativa.

D = Diámetro exterior del conducto, en metros.

Para proyección negativa tenemos:

$$Wn = Cn \bullet \gamma \bullet B^2$$

Wn = Carga sobre el conducto por metro de longitud del mismo.

Cn = Coeficiente de carga para conductos en proyección negativa.

B = Ancho de la zanja, en metros.

2.16.- Puentes.

Un puente es una estructura de madera, piedra, ladrillo, concreto simple, concreto armado o acero estructural que se utiliza para que una vía de comunicación pueda salvar un río, una depresión de terreno u otra vía de comunicación. (Crespo; 681; 2008)

Los puentes propiamente dichos son aquellos que tienen más de 6.00 metros de largo y que no poseen un colchón de tierra sobre ellos, un puente está conformado por la superestructura, la subestructura y la infraestructura.

A continuación se muestran las distintas partes que conforman un puente:

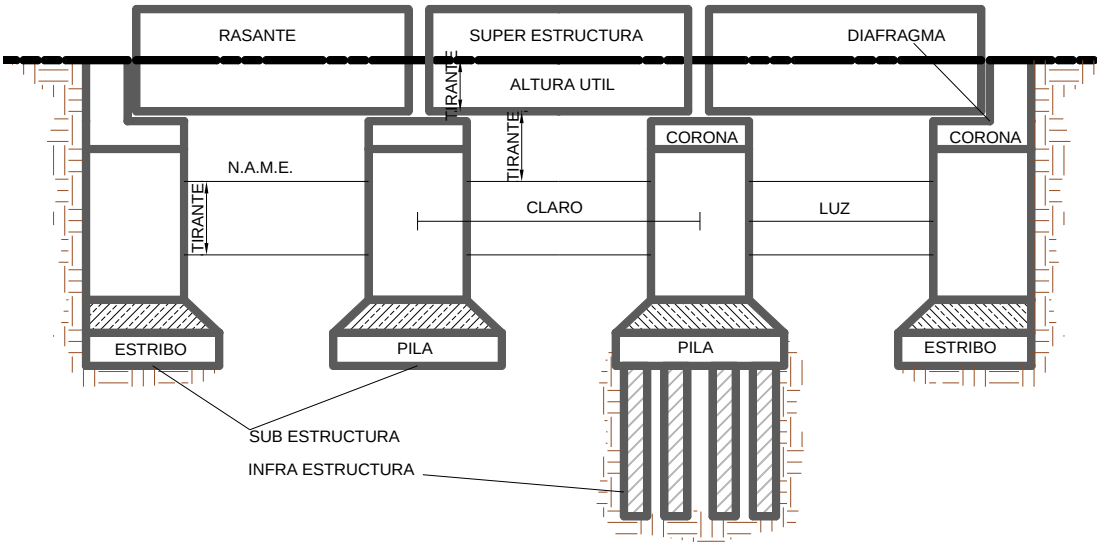


Figura 19.- Partes que conforman un puente. (Fuente: Crespo; 2008)

2.16.1.- Estudios necesarios para la construcción un puente.

Estudios topográficos.

Al presentar uniforme sobre los estudios topográficos desarrollados para la construcción de un puente se deben de presentar algunos de los siguientes datos:

1. Nombre del camino.
2. Nombre de la barranca o río.
3. Tramo en el que se ubica la zona de estudio.

4. Origen del kilometraje.
5. Plano en planta.
6. Angulo del camino con el eje del camino.
7. Elevación y banco de nivel más cercano monumentado.
8. Planos de localización.
9. Elevación de la subrasante que resulte más adecuado.
10. Importe de la indemnizaciones que tendrán que hacerse si se ejecuta la obra.

2.16.2.- Estudios hidráulicos.

Los datos de mayor importancia son:

1. Secciones del terreno natural en el cruce del puente, tanto aguas arriba como aguas abajo, representando los niveles de aguas Máximas ordinarias, aguas máximas extraordinarias y pendientes del cauce aguas arriba y aguas abajo.
2. Coeficiente de rugosidad.
3. Velocidad superficial.
4. Frecuencia y duración de las crecientes máximas extraordinarias.
5. Si el cauce es estable o divagante o tiene tendencias a divagar.
6. Si existe erosión o deposición.
7. Si se deben de efectuar canalizaciones.
8. Si el remanso afectara a las propiedades vecinas.
9. Claro mínimo de los tramos y espacio libre para el paso de objetos flotantes.
10. Datos sobre puentes construidos aguas arriba o aguas abajo.

2.16.3.- Estudios geológicos.

Los datos correspondientes al estudio geológico serán:

1. Características generales de los materiales que forman el fondo y las márgenes de la corriente.
2. Corte geológico indicando los estratos que conforman el subsuelo e indicando el nivel de aguas freáticas.
3. Extracción de muestras alteradas e inalteradas.
4. Capacidad de carga de cada uno de los estratos del subsuelo.

2.16.4.- Estudios comerciales.

Los datos más relevantes de un estudio comercial son los siguientes:

1. Jornales medios en la región para diferentes categorías.
2. Precios unitarios de los diversos materiales en el lugar de la obra.
3. Cubicación de los diferentes bancos de materiales.
4. Vía m aproxima de comunicación.
5. Clima predominante en la región.
6. Enfermedades en la región.

Además de los puntos indicados en anteriormente se debe de presentar un informe fotográfico completo.

2.17.- Consideraciones de diseño de puentes.

De acuerdo con Crespo (2008), los puentes deben de ser diseñados para soportar l siguientes cargas:

1. Carga s muertas.
2. Cargas vivas.
3. Efectos dinámicos o de impacto sobre la carga viva.
4. Fuerzas laterales.

5. Otras fuerzas, cuando existan, como; fuerzas longitudinales, centrifugas y fuerzas térmicas.

Cargas muertas: conformada por su peso propio.

Cargas vivas: las cargas provocadas por transito de los vehículos a través del puente.

Fuerzas laterales: la fuerza del viento y las fuerzas laterales provocadas por las cargas móviles o por el viento.

Fuerzas longitudinales: provocada por el frenado de los vehículos.

Subestructura de un puente.

2.18.- Pilas.

Se entiende por una pila de u puente aquella parte de la subestructura que recibe le acción de dos tramos de la superestructura y tiene como función el transmitir las cargas al terreno y transmitirlas de tal forma que supere la capacidad de carga del terreno.

Las pilas están conformadas por las siguientes partes:

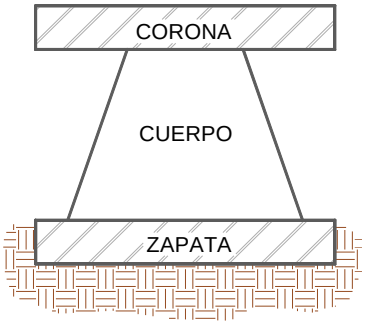


Figura 20.- Partes que conforman una pila de un puente. (Fuente: Crespo; 2008)

Corona: es la parte que recibe directamente la carga de la superestructura.

Cuerpo: su función principal es la de ligar y transmitir las cargas de la corona la zapata.

Zapata: transmite las cargas del terreno de manera que no sobrepasen el esfuerzo admisible de este. (Crespo; 699; 2008)

2.19.- Estribos de puentes.

Los estribos de un puente son estructuras en los extremos de un puente usados con el propósito de transmitir las cargas de la superestructura a la cimentaci6n, y dar además un soporte lateral al terraplén. El estribo sirve como pila y como muro de contención y en la mayoría de los casos consiste en una pared frontal y dos paredes en forma de ala. Ordinariamente es independiente de la superestructura pero en algunos casos forma parte de un marco rígido y transmite además fuerzas y momentos de ella.

2.19.1.- Formas de estribos.

Estribos con aleros, las paredes están en cualquier Angulo, los m usados son a 30° y a 45°.

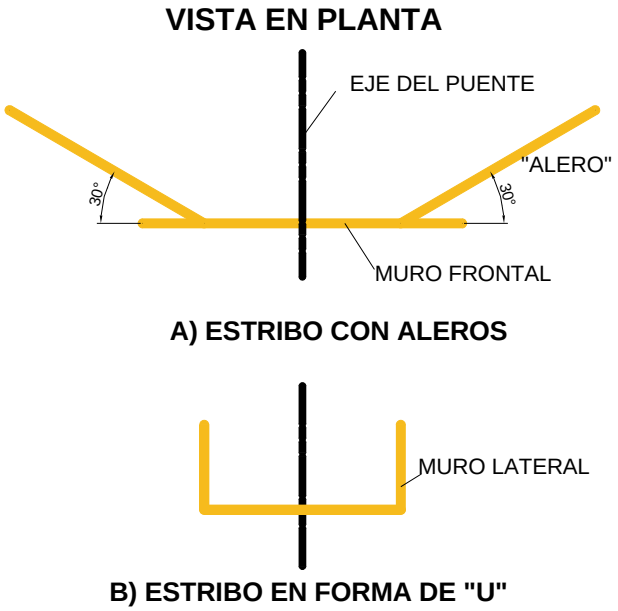
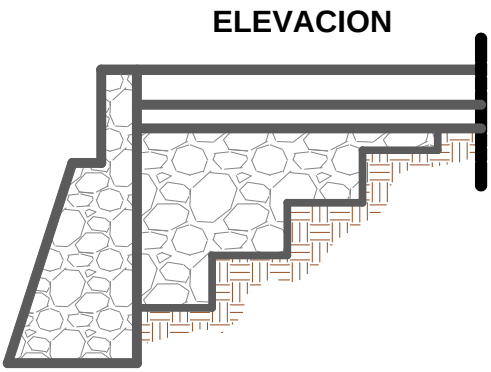


Figura 21.- Estribos con “Aleros” y en forma de “T”. (Crespo; 2008)



C) ESTRIBOS EN FORMA DE "T"

Figura 22.- Estribos en forma de “T”, para aplicación limitada a puentes de un solo carril. (Crespo; 2008)

2.19.2.- Secuela de proyecto para un estribo.

- Dibujar una sección transversal preliminar arbitraria del cuerpo del estribo.
- Hacer un análisis de estabilidad similar al de una pila, considerando además el empuje debido al terraplén y a la carga viva, suponiendo los aleros independientes al muro frontal.
- Repetir el proceso hasta lograr una sección económica y estable a la vez.

Se establecieron los parámetros hidrológicos necesarios para desarrollar una revisión y/o diseño hidráulico y estructural de un sistema de drenaje y marca la base para lograr un buen funcionamiento del sistema mismo. En capitulo posterior se estudiaran las características fisiográficas de la zona partículas en estudio.

CAPÍTULO 3

RESUMEN EJECUTIVO DE MACRO Y MICRO LOCALIZACIÓN

El presenta capitulo se presentara las Generalidades sobre las zona de estudio como son: Climáticas, Geológicas e hidrológicas, así como las condiciones del camino y el tipo de vehículos que transitan por él.

3.1.- Generalidades.

El Estado de Michoacán se localiza en la parte centro occidente de la República Mexicana, sobre la costa meridional del Océano Pacifico, entre los 17°54’34” y 20°23’37’’ de latitud Norte y los 100°03’23” y 103°44’09’’de longitud Oeste. El Estado de Michoacán cubre una extensión de 5, 986,400 hectáreas (59,864 km²) que representa alrededor del 3% de la superficie total del territorio nacional, con un litoral que se extiende a lo largo de 210.5 Km. sobre el Océano Pacífico. (www.michoacan.gob.mx; 2008)

De acuerdo con el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), El estado de Michoacán se delimita al norte con los estados de Jalisco, Guanajuato y Querétaro de Arteaga; al este con los estados Querétaro de Arteaga, el Estado de México y Guerrero; al sur con los estados de Guerrero y el Océano Pacífico; al oeste con el Océano Pacífico, y los estados de Colima y Jalisco.

El tramo en estudio que va de Tarecuato a Los Hucuares y tiene una longitud de 8 km, en una zona montañosa y forma parte de la ruta Los Reyes – Santiago Tangamandapio. Este camino se encuentra entre los 19°50'52.55" de latitud norte y 102°27'56.05" longitud oeste y los 19°53'48.95" de latitud norte y 102°29'50.64" de longitud oeste.

De acuerdo al INEGI, el municipio de Santiago Tangamandapio se encuentra en la parte norte del estado, entre los 19° 57' 00” de latitud norte y 102º 26' 00” de longitud oeste y posee una población de 24,267 habitantes.

Las principales actividades económicas de este municipio es la producción agrícola y ganadera. Tiene avicultura y apicultura. Actualmente, cuenta con varias industrias textileras que fabrican suéteres, pans deportivos y playeras. También cuenta con una industria que produce productos domésticos para el hogar, como colchas, burros de planchar, sillas, mesas, etc., además cuenta con los siguientes servicios públicos:

- Agua potable 70%
- Drenaje 60%
- Electrificación 80%
- Pavimentación 40%
- Alumbrado Público 80%
- Recolección de Basura 80%
- Mercado No
- Rastro No
- Panteón 100%
- Cloración del Agua 90%
- Seguridad Pública 90%
- Parques y Jardines 95%
- Edificios Públicos 95%

Posee un relieve accidentado y clima templado. Lluvioso de junio a septiembre – octubre y el resto del tiempo seco. Invierno relativamente frío sólo

durante los meses de noviembre a enero. Se comunica con la Carretera Federal No. 15 México - Nogales, algunas comunidades (El Cerezo, La Cantera, Tarecuato, Etc.), carretera Zamora - Los Reyes, otras con terracerías, cuenta con el servicio de ferrocarril, teléfono, oficina de correos y telégrafos.

3.2.- Resumen Ejecutivo.

En el tramo de proyecto se realizaron visitas durante las cuales se llevo a cabo un recorrido para realizar la inspección visual del camino haciendo énfasis en las obras de drenaje las cuales son el punto principal de análisis de este trabajo, se realizo una revisión de todas las obras de drenaje tanto de su estado físico en el que se encuentran como de sus alrededores para identificar posibles problemas que puedan ocasionar, provocando un mal funcionamiento de las obras de drenaje del camino.

Durante éstas se trató de identificar problemas significativos, tales como problemas de socavación en las alcantarillas ya sea dentro de estas o bien en las obras de cabeza que posee cada una, o bien en los lavaderos, otra de las dificultades que se presenta son los deslaves ya sea en las obras de cabeza de las alcantarillas o en las cunetas, ya que algunos de estos en algunas zonas llegan a obstruir en su totalidad las obras de drenaje, complicando en algunos casos la ubicación de dichas estructuras. Se procedió a realizar el geoposicionamiento de cada una de las alcantarillas por medio de un equipo GPS (Global Positioning System), esto con el fin de facilitar la ubicación de cada una de las obras de drenaje, haciendo más sencillo su posterior análisis.

Se llevo a cabo un aforo vehicular el cual se llevo a cabo durante un periodo de duración que fue de las 8:00am a las 4:00pm, lo cual nos comprende un periodo de duración de 8 horas. El conteo de los vehículos se realizo por medio de un conteo manual, registrando los volúmenes y clasificándolos en (A) Vehículos ligeros, (B) Autobuses y (C) Vehículos pesados.

En el periodo durante el cual se realizó la inspección del tramo y posterior a esta se logro apreciar ciertas modificaciones que se creen pertinentes para lograr un mejor funcionamiento del sistema de drenaje en general, como son una mejor ubicación de los lavaderos así como modificaciones en las zonas donde estos descargan, así como medidas para prevenir deslaves sobre las obras de drenaje del camino.

Toda la información recopilada se desarrollo por medio de programas de software, entre los que se pueden destacar los siguientes; Autocad, Civilcad, Microsoft Office y Arcview.

3.3.- Entorno Geográfico.

3.3.1.- Macrolocalización y Microlocalización.

Como ya se mencionó en el apartado 3.1, el tramo en estudio que va de Tarecuato a Los Hucuares, posee una longitud de 8 km, a través de zona montañosa y forma parte de la ruta Los Reyes – Santiago Tangamandapio. Este camino se encuentra entre los 19°50'52.55" de latitud norte y 102°27'56.05" longitud oeste y los 19°53'48.95" de latitud norte y 102°29'50.64" de longitud oeste, dicho camino comienza en una altura aproximada de 1,900 m. s. n. m.

hasta los 1,800 m. s. n. m. aproximadamente, en la figura 3.1 se presenta la macrolocalización del tramo de carretera.

Figura 23.- Macrolocalización del tramo en estudio. (Fuente: INEGI)

En la figura 23 se puede observar la zona por la cual cruza el camino en estudio además de las características fisiográficas de la zona que lo comprende.

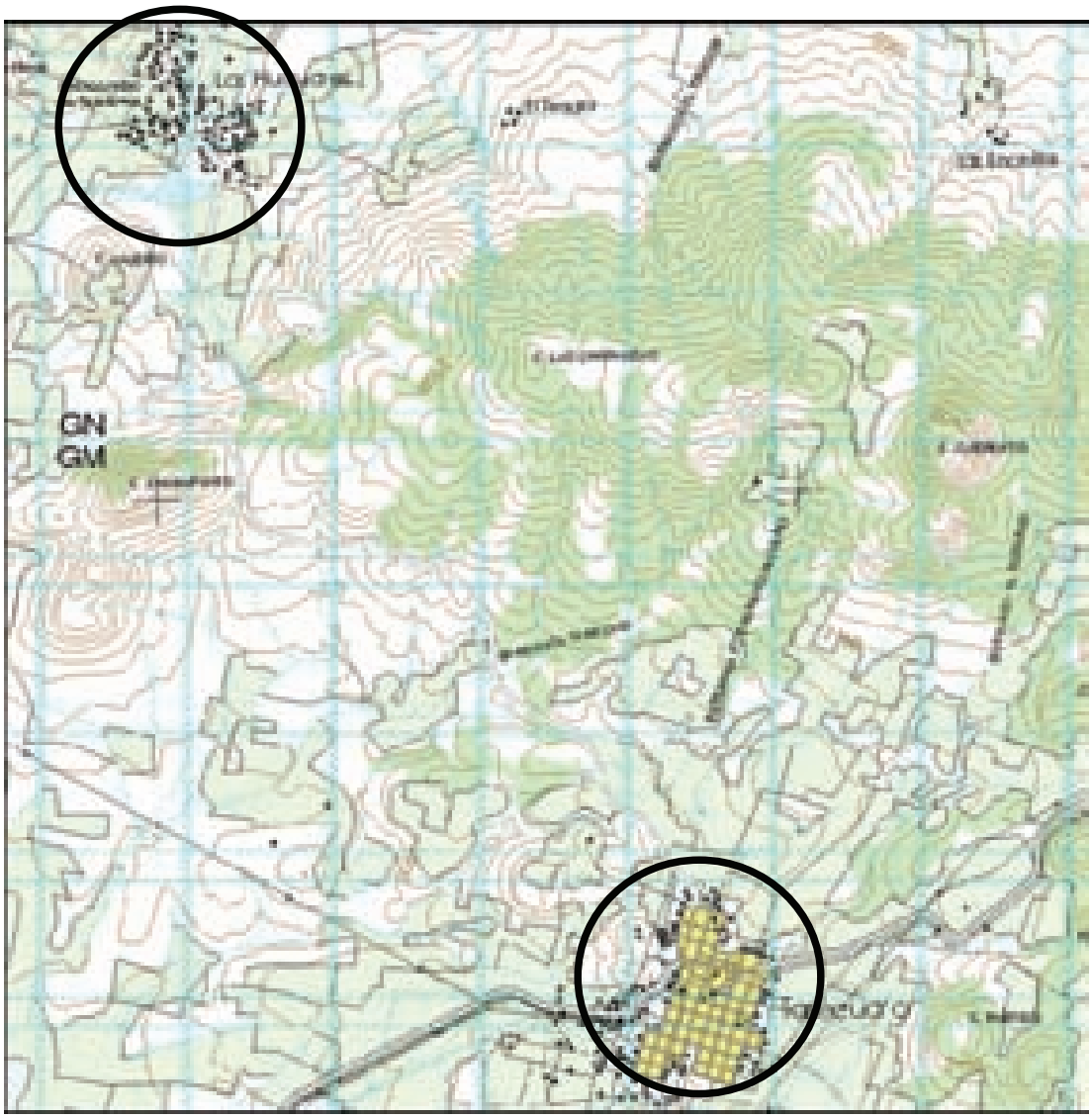


Figura 24.- Microlocalización del área de estudio. (Fuente: carta topográfica 1:50000; INEGI; 2008)

3.3.2.- Topografía regional y de la zona en estudio.

La fisiografía del territorio michoacano es una de las más accidentadas de México, como resultado de la confluencia de cinco grandes unidades naturales: el Eje Neovolcánico (Sistema Volcánico Transversal), la Sierra Madre del Sur, la Planicie Costera, la Depresión del Balsas, y la Altiplanicie Mexicana y está constituida básicamente por las 12 subprovincias fisiográficas siguientes: Escarpe

Limítrofe del Sur; Neovolcánico-Tarasco; Chapala; Sierras y Bajíos Michoacanos; Bajío Guanajuatense; Mil Cumbres y Llanuras; Sierra de Querétaro e Hidalgo; Sierra de la Costa de Jalisco y Colima; Depresión del Balsas; Costas del Sur; Cordillera Costera del Sur; Discontinuidad Depresión del Tepalcatepec. (www.cofom.michoacan.gob.mx; 2008)

De acuerdo con el INEGI, el área de estudio se ubica en la provincia del eje neovolcánico transversal o Cordillera Neovolcánica (ver figura 3.3), la cual conforma un sistema montañoso que se extiende desde el océano Pacífico hasta el golfo de México como una ancha faja de unos 130 km desde la desembocadura del río Grande de Santiago hasta la bahía de Banderas. Se prolonga hacia el sureste hasta el volcán de Colima, para seguir luego una dirección próxima al paralelo 19 hasta el pico de Orizaba y el Cofre de Perote. Se une en sus extremos con la sierra Madre (oriental y occidental), sierra Madre del Sur y sierra Madre de Oaxaca. Esta cordillera cuenta con varios volcanes y está compuesta por materiales ígneos que afloraron a la superficie de la Tierra; constituye la última zona volcánica del país, más activa en el extremo occidental.

Figura 25.- Provincias fisiográficas del estado de Michoacán. (Fuente INEGI)

La zona por en la cual se encuentra ubicada la carretera en particular se encuentra rodeada por algunas elevaciones importantes como son: el sur con el

cerro La Chuparrosa (Los Picachos), el cual tiene una altura aproximada de 2800 m. s. n. m, al este con el cerro de Las Chapandas el cual tiene una altitud aproximada de 2200 m. s. n. m., al oeste con los cerros de Charepuato y Cavalerio con una elevación aproximada de 1980 y 1940 m. s. n. m. respectivamente y al norte con el cerro El Cariñoso con una altura de 1850 m. s. n. m. En la figura 25 se puede observar el tramo carretero en estudio.

3.3.3.- Geología regional y de la zona de estudio.

La geología del Estado de Michoacán está constituida generalmente, por rocas de un basamento metamórfico, rocas sedimentarias originadas en el Mesozoico y rocas ígneas intrusivas y extrusivas del Cenozoico. Particularmente las superficies correspondientes al Eje Neovolcánico, se encuentran rocas extrusivas, como los basaltos además de depósitos lacustres y depósitos de pie de monte y aluvión. (www.inegi.gob.mx; 2008)

En la figura 26 se puede observar la conformación geológica del estado de Michoacán y de la zona de estudio.

Figura 26.- Conformación geológica del estado de Michoacán. (Fuente INEGI)

3.3.4.- Hidrología regional y de la zona en estudio.

Michoacán forma parte de 4 regiones hidrológicas: la región Lerma-Santiago al Norte del Estado a la cual pertenece la zona d estudio (RH12); la región del Río Balsas (RH 18) situada en la parte central; la región Armería-Coahuayana se ubica al Sur, entre la Sierra de Coalcomán y la Zona Costera (RH 16); y Ríos de la Costa (RH 17).

En la región Lerma-Santiago se extienden importantes cuerpos de aguas naturales, como los lagos de Pátzcuaro, Cuitzeo y Chapala, así como de tipo artificial como las presas de Tepuxtepec, Cointzio y Malpais, que irrigan amplias zonas agrícolas.

En la región Río Balsas se localiza una de las corrientes más importantes del país, justamente por el río Balsas, también conocido como Atoyac, Grande o Mezcala. También en esta región se ubica la presa El Infiernillo que, junto con el Balsas, forman uno de los embalses más importantes del país. Otras corrientes importantes son los ríos Tacámbaro, Tepalcatepec y Cupatitzio; el Lago de Zirahuén también se ubica dentro de esta región hidrológica.
De la región Armería-Coahuayana sólo una pequeña área corresponde al Estado de Michoacán. Aquí la corriente más importante es la del río Coahuayana, también conocido como Tuxpan.

La región Ríos de la Costa comprende las corrientes que desembocan en el Océano Pacífico. Las corrientes principales son las de los ríos Neixpa y Coalcomán.

Considerando el sistema de clasificación hidrológico nacional, en el área de

influencia del Estado las 4 regiones hidrológicas comprenden 19 cuencas y éstas a su vez 57 subcuencas, 138 subcuencas específicas y 688 microcuencas.

En la zona de estudio se presenta abundantes lluvias en verano las cuales oscilan entre los 800mm y 1000mm de precipitación anuales. (www.cofom.michoacan.gob.mx; 2008)

3.3.5.- Uso de suelo regional y de la zona de estudio.

De acuerdo con el INEGI, en Michoacán predominan los suelos originados de cenizas volcánicas (andosoles), los cuales se encuentran en el Sistema Volcánico Transversal y la Sierra Madre del Sur. En las partes bajas de la Depresión del Balsas pueden encontrarse los suelos vertisoles, gleysoles, rendzinas, fluvisoles, litosoles y regosoles. Suelos salinos y sódicos en los bajos. En las áreas del trópico seco y húmedo (costa) se pueden encontrar suelos calcáreos rojos y negros tropicales y lateríticos. En la zona de estudio, se presentan vertisoles en llanuras y valles ínter montanos; se les encuentra asociados con leptosoles, luvisoles y feozem en cerros y lomeríos. Al centro, en la zona de la Meseta Neovolcánica Tarasca es dominante la presencia de andosoles. En la Sierra de Mil Cumbres, los andosoles ocurren en las partes más elevadas. Los acrisoles y luvisoles, se localizan en laderas de cerro como en barrancas y valles. Los feozem se encuentran normalmente en lo que constituye la frontera agrícola.

El uso del suelo está dado en la provincia del eje neovolcánico en posee una superficie forestal del 11.5% del area forestal. Los bosques se componen por especies de coníferas y latifoliadas que prosperan en el rango altitudinal de los 500 a 3,500 m sobre el nivel del mar. Las formaciones o asociaciones vegetales que componen el sitio de estudio de los bosques de Pino al lado sur de la

localidad la cual es la zona por la cual se llega a dicha localidad y predominando los bosques de Encino hacia el lado norte. En esta zona se puede encontrar el fenómeno de cambio de uso del suelo ya que las zonas forestales naturales están siendo reemplazadas por cultivos constituidos por arboles de aguacate y huerta de zarzamora, ya que en la zona no predominan la tala e incluso no existe una cantidad considerable de aserraderos ya que nos es una actividad común entre los habitantes de la zona.

3.4.- Informe fotográfico.

A continuación se presenta un informe fotográfico en el cual se muestran los aspectos y características más relevantes del camino motivo de estudio.

3.4.1.- Tipo de terreno y cobertura vegetal.

Figura 27.- Vegetación predominante en el área de estudio.

En la figura 27 se puede apreciar el tipo de vegetación predominante de la zona por la cual cruce el camino Tarecuato – Los Hucuares la cual está constituida principalmente por pino y encino. Se puede apreciar que la densidad de la vegetación es alta y existen muy pocas zonas en las cuales existe una vegetación escasa.

3.4.2.- Problemas de drenaje superficial.

Figura 29.- Problemas de drenaje superficial.

Como se aprecia en la figura 3.6 debido al tipo de terreno y composición del suelo la obstrucción total o parcial de las obras de drenaje superficial es un factor importante ya que los deslaves debido al terreno reblandecido e intemperizado es algo que aqueja y altera el funcionamiento correcto del drenaje superficial.

3.4.3.- Estado físico actual.

Figuras 29 y 30.- Estado actual del camino.

En las figuras 29 y 30 se aprecia que el estado de la superficie de rodamiento se encuentra en buenas condiciones, ya que este no presenta

asentamientos considerables, ni baches que afecten el andar sobre este, en general el camino presenta algunos problemas de socavación en la estructura del terraplén como se puede apreciar en la figura 3.8 los cuales en algunas zonas comienzan a aquejar la estructura del camino.

3.4.4.- Vehículos que transitan por la vía.

Figura 31.- Tipo de vehículos que transitan a través del camino en estudio.

En la figura 31 se muestran el tipo de vehículo más pesado que tránsito por el camino en el periodo durante el cual se realizo el aforo vehicular, se puede notar que el tipo de vehículo pertenece a la clasificación de acuerdo con la S. C. T. un camión tipo C-2, el cual debe de tener un peso bruto máximo de 15.50 toneladas para poder transitar por el tramo en estudio el cual se clasifica como un camino tipo “C”.

3.4.5.- Obstáculos especiales.

Figura 32.- Obstáculos especiales en el camino.

Algunos de los problemas importantes en el proyecto son, que debido al terreno montañoso por el que tiene que atravesar el camino existen pendientes considerables y de gran longitud por lo cual el agua que corre por medio de las cunetas alcanza una velocidad considerable lo cual genera socavación en la zona de descarga.

3.5.- Estudio de transito.

El objeto de llevar a cabo un estudio de transito es realizar el conteo, clasificación y la variación de las composiciones de tránsito. El conteo de los vehículos se realiza por medio de un conteo manual atendiendo a la siguiente nomenclatura y clasificación:

3.5.1.- Tipo y clasificación de los vehículos.

Los vehículos se clasificaran de acuerdo a las normas S. C. T. ya que el impacto que sufre el camino y especialmente las obras de drenaje dependerá del tipo de vehículo que transite sobre ellas.

Atendiendo a su clase.

CLASE	NOMENCLATURA
AUTOMOVIL O AUTO LIGERO DE DOS EJES	A
AUTOBUS DE DOS EJES	B-2
CAMION DE DOS EJES	C-2

Peso bruto vehicular máximo autorizado por tipo de vehículo en toneladas.

CAMION DE DOS EJES	NOMENCLATURA	PESO BRUTO VEHICULAR MAXIMO
AUTOMOVIL O AUTO LIGERO DE DOS EJES	A	N/D
AUTOBUS DE DOS EJES	B-2	17.50
CAMION DE DOS EJES	C-2	17.50

3.5.2.- Aforo vehicular.

A continuación se presenta un resumen del aforo vehicular realizado en camino en estudio atendiendo a la clasificación antes establecida:

AFORO VEHICULAR			
TRAMO:	TARECUATO - LOS HUCUARES		
HORA DE INICIO:	8:00 AM		
HORA DE TERMINACION:	4:00 PM		
CAMION DE DOS EJES	**NOMENCLATURA**	**PESO BRUTO VEHICULAR MAXIMO**	**No. DE VEHICULOS**
AUTOMOVIL O AUTO LIGERO DE DOS EJES	A	N/D	**196**
AUTOBUS DE DOS EJES	B-2	17.50	**0**
CAMION DE DOS EJES	C-2	17.50	**28**

3.6.- Alternativas de solución.

3.6.1.- Planteamiento de alternativas.

Para solucionar los problemas o deficiencias que se observaron en el camino de proyecto se plantearan algunas posibles soluciones las cuales se mencionan a continuación:

- Colocación de alcantarillas en zonas que se creen convenientes.
- Construcción de obras de cabeza que eviten la acumulación de sedimentos.
- Obras para evitar el acarreo o bien para retener el sedimento transportado.
- Reubicación de los bordillos en zonas del camino necesarias.
- Modificación de las descargas de los lavaderos o reubicación de dichas obras de drenaje.

3.6.2.- Alternativas a utilizar.

En base a las condiciones del área de estudio se considera conveniente lleva acabo la ubicación de obras de drenaje adicionales en zonas que se crean convenientes.

La ubicación de las obras de drenaje adicionales se llevaran a cabo en base a una revisión del drenaje existente revisando las condiciones de escurrimiento que se tengan, así como los posibles gastos que puedan llegar a presentar en dichas obras, esto con la finalidad de otorgar un mayor grado de seguridad y nivel de servicio a los usuarios.

Toda la información tanto general como particular de la zona de estudio otorga los datos de campo reales para llevar a cabo un estudio de la zona en apego a la realidad. En el próximo capítulo se establecerá la metodología de investigación que se utilizara para el desarrollo de la investigación.

CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA

En este capítulo se describirá el método a utilizar para el desarrollo de la presente investigación, describiendo el enfoque que se utilizado para el tratamiento del tema estableciendo su alcance, los instrumentos utilizados para la recopilación de los datos y las descripción del proceso de investigación.

4.1.- Método utilizado.

"El método científico es un procedimiento para descubrir las condiciones es que se presentan sucesos específicos, caracterizado generalmente por ser tentativo, verificable, de razonamiento riguroso y observación empírica". (Tamayo; 2000; 35)

De acuerdo con Tamayo (2000), el método científico se refiere particularmente a la aplicación de la lógica a las realidades y fenómenos observados, por lo que el método científico plantea los problemas científicos, somete las hipótesis a ser comprobadas, así como los medios de trabajo de investigación.

Según el mismo autor, es necesario tratar de manera objetivo cualquier problema para poder darle el tratamiento adecuado esto es, delimitar el problema, particularizándolo y tomarlo de una forma generalizada.

A continuación se indican alguna de las características principales del método científico según Tamayo (2000):

1. Es factico, ya que posee una referencia empírica.
2. Trasciende los hechos, ya que va más allá de la realidad.
3. Verificación empírica, se basa en una verificación empírica para poder respaldar sus afirmaciones.
4. Es autocorrectivo, pues se encuentra en plena disposición para recibir nuevas aportaciones, ay que no toma como fijas las ya existentes.
5. Formulaciones de tipo general, pues los fenómenos interesan en la medida en que estos pertenecen a un fenómeno más general.
6. Es objetivo, ya que toma los objetos tales como son y trata de tomarlos evitando las distorsiones que estos puedan sufrir.

"Los investigadores emplean el método científico para resolver diversos tipos de problemas. El científico que se dedica a la investigación pura usa este método para lograr nuevos conocimientos. Quienes cultivan la investigación aplicada, lo utilizan cuando quieren hallar un nuevo producto que mejore las condiciones de vida". (Tamayo; 2000; 41)

Para la presente investigación se utilizara el método científico, ya que dicha investigación involucra la aplicación de formulas para realizar la investigación y el desarrollo de los cálculos numéricos que amerite el proyecto.

4.1.1.- Método matemático.

"Una de las primeras nociones conceptuales que capta el ser humano, es la noción de la cantidad; asimismo, continuamente, sin darnos cuenta de que aplicamos un procedimiento científico, comparemos cantidades para obtener

nociones derivadas, de importancia, valor económico y capacidad". (Mendieta; 2005; 48)

Según Mendieta (2005), debido a la utilización y asentamiento de números, factores y variables se establece que el método que se está aplicando es un método matemático.

4.2.- Enfoque de la investigación.

De acuerdo con Hernández (2005), existen dos tipos de enfoque que se pueden tomar en una investigación los cuales se enlistan a continuación:

1. Enfoque cualitativo.
2. Enfoque cuantitativo.

Para la presente investigación se tomar el enfoque cuantitativo, ya que estos son los utilizados en el caso de las ciencias exactas, además ofrece resultados de mayor exactitud.

"La investigación cuantitativa nos ofrece la posibilidad de generalizar los resultados más ampliamente, nos otorga control sobre los fenómenos y un punto de vista de conteo y magnitudes de estos. Asimismo, nos brinda una gran posibilidad de réplica y un enfoque sobre puntos específicos de tales fenómenos, además de que facilita la comparación entre estudios similares". (Hernández; 2005; 19)

4.2.1.- Alcance.

Según Hernández (2005), existen tres tipos de alcances o de investigación principales, los cuales se enlistan a continuación:

1. Estudios exploratorios.
2. Estudios descriptivos.

3. Estudios correlaciónales.

En el presente proyecto se abordara un tipo de estudio descriptivo, los cuales según Hernández (2005), tiene como propósito principal describir situaciones, eventos y hechos, estos es, describir como son y cómo se manifiestan los fenómenos en estudios.

"Los estudios descriptivos buscan especificar las propiedades, las características de cualquier fenómeno que se someta a un análisis". (Hernández; 2005; 117)

4.3.- Diseño de la investigación.

Como lo indica Hernández (2005), existen dos tipos de diseño:

- El diseño experimental.
- El diseño no experimental.

En esta investigación se tomar un diseño no experimental, este criterio sucesivamente se divide en dos:

- Transeccional.
- Longitudinal.

4.3.1.- Investigación Transeccional o transversal.

En este proyecto se llevará a cabo un diseño no experimental – transeccional.

Sea el caso según Hernández (2005), en un diseño transeccional se recolectaran datos en un momento y tiempo definido, ay que este pretende analizar su ocurrencia en un momento e instante preciso.

4.4.- Instrumentos de recopilación de datos.

Los instrumentos de investigación en los cuales se baso para realizar la recopilación e datos fueron los siguientes:

- La observación; por medio del cual podemos percibir características principales del fenómeno o área de estudio así como de algunas de las problemáticas que alteran o impiden el correcto funcionamiento de un sistema o fenómeno.
- Software; programas de computación o software fueron utilizados para poder procesar la información recopilada durante la investigación entre los que podemos destacar los siguientes; Excel, Autocad, Erick II, Civilcad y Arcview.
- Investigación teórica o documental; se realizo apoyándose en fuentes de carácter documental, esto es, en documentos de cualquier especie. Como son la investigación bibliográfica y la hemerográfica; la primera se basa en la consulta de libros, la segunda en artículos o ensayos de revistas y periódicos, y la tercera en documentos que se encuentran en los archivos, como, oficios, expedientes, etcétera.
- Investigación de campo; Este tipo de investigación es también conocida como investigación in situ ya que se realiza en el propio sitio donde se encuentra el objeto de estudio. Ello permite el conocimiento más a fondo de la zona. Los datos recolectados en campo se denominan datos primarios.

4.5.- Descripción del procedimiento de investigación.

El procedimiento que se tomo para el desarrollo de la investigación del proyecto inicio con la elección de un tramo carretero el cual ya poseía un sistema de drenaje, el cual va del pueblo de Terecuato a Los Hucuares. Posteriormente se estableció una delimitación del tramo para tomar una sección que comprende aproximadamente 2km del camino en el cual se realizara la revisión de las estructuras de drenaje, tanto superficial como subsuperfial, se recopilaron y establecieron las condiciones predominantes de la zona, para poder seleccionar los métodos por medio de los cuales se realizarían las revisiones pertinentes al sistema de drenaje actual.

Es de suma importancia el haberse establecido la metodología para la realización de la investigación habiendo determinándose el enfoque utilizado para el tratamiento del tema estableciendo su alcance, los instrumentos utilizados para la recopilación de los datos y la descripción del proceso de investigación.

CAPÍTULO 5

CÁLCULOS

El presente capitulo se llevaran a cabo la recopilación y análisis de la información para el desarrollo de los cálculos necesarios para el estudio en cuestión.

La recopilación de los datos necesarios para los cálculos del presente proyecto se han desarrollado de acuerdo a las normas M-PRY-CAR-1-06-005-00 y M-PRY-CAR-1-06-003-00 expedidas por la Secretaria de Comunicaciones y Transportes.

5.1.- Revisión hidráulica del sistema de alcantarillas.

5.1.1.- Revisión de la alcantarilla ubicada en el km 2+700.00.

TABLA 1.- CALCULO DE LA PENDIENTE GEOMETRICA MEDIA DEL CAUCE DE LA CUENCA.

No. ALCANTARILLA:	1	TRAMO:	Tarecuato - Los Hucuares km 2 + 160.00 al km 4 + 020.00
AREA DE LA CUENCA:	0.369 km^2	CADENAMIENTO:	km 2 + 700.000

PUNTO	CADENAMIENTO (m)	LONGITUD (m) L_i	ELEVACION (m. s. n. m.)	DESNIVEL (m) h_i	DISTANCIA (m) d_i	S_i	$S_i d_i$
N	C_N	$L_i = C_N - C_{N-1}$	E_N	$h_i = E_{N-1} - E_N$	$d_i = (L_i^2 + h_i^2)^{1/2}$	$S_i = h_i / L_i$	$S_i d_i$
1	0.00	-----	2080.000	-----	-----	-----	-----
2	100.00	100.00	2055.000	25.000	103.08	0.250000	25.77
3	200.00	100.00	2035.000	20.000	101.98	0.200000	20.40
4	300.00	100.00	2020.000	15.000	101.12	0.150000	15.17
5	400.00	100.00	2005.000	15.000	101.12	0.150000	15.17
6	500.00	100.00	1995.000	10.000	100.50	0.100000	10.05
7	600.00	100.00	1985.000	10.000	100.50	0.100000	10.05
8	630.20	30.20	1980.000	5.000	30.61	0.165560	5.07
Totales (∑)				$\Sigma d_i =$	638.91	$\Sigma S_i d_i =$	101.68

Pendiente Media (*S*)	$\frac{\sum_{i=2}^{N} Si \bullet di}{\sum_{i=2}^{N} di} =$	**0.15915**
Tiempo de Concentración por Kirpich (*tc*, min)	$t_c = 0{,}0662 \frac{L^{0{,}77}}{S^{0{,}385}}$	**5.71**

TABLA 2.- COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO (C) PARA LA APLICACIÓN DEL METODO RACIONAL.	
No. ALCANTARILLA:	1
AREA DE LA CUENCA:	0.369 km^2
TRAMO:	Tarecuato - Los Hucuares km 2 + 160.00 al km 4 + 020.00
CADENAMIENTO:	km 2 + 700.000

TIPO DE SUPERFICIE POR DRENAR	PENDIENTE (%)	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	
		Mínimo	Máximo
A) Praderas:			
1. Suelo arenoso plano	< 2	0,05	0,10
2. Suelo arenoso medio	2 a 7	0,10	0,15
3. Suelo arenoso empinado	> 7	0,15	0,20
4. Suelo arcilloso plano	< 2	0,13	0,17
5. Suelo arcilloso medio	2 a 7	0,18	0,22
6. Suelo arcilloso empinado	> 7	0,25	0,35
B) Zonas pavimentadas:			
1. Pavimento asfáltico	---	0,70	0,95
2. Pavimento de concreto hidráulico	---	0,80	0,95
3. Pavimento adoquinado	---	0,70	0,85
4. Estacionamientos	---	0,75	0,85
C) Zonas residenciales:			
2. Multifamiliares, espaciados	---	0,40	0,60
3. Multifamiliares, juntos	---	0,60	0,75
4. Suburbanas	---	0,25	0,40
5. Casas habitación	---	0,50	0,70
D) Zonas comerciales:			
1. Zona comercial (áreas céntricas)	---	0,70	0,95
2. Areas vecinas	---	0,50	0,70
E) Zonas industriales:			
1. Construcciones espaciadas	---	0,50	0,80
2. Construcciones juntas	---	0,60	0,90
F) Campos cultivados	---	0,20	0,40
G) Zonas forestadas	---	0,10	0,30
H) Parques y cementerios	---	0,10	0,25
I) Areas de recreo y campos de juego	---	0,20	0,35
J) Azoteas y techados	---	0,75	0,95

TABLA 3.- NUMERO Y COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO DE LA CUENCA "n" Y "C".			
No. ALCANTARILLA:	1	TRAMO:	Tarecuato - Los Hucuares km 2 + 160.00 al km 4 + 020.00
AREA DE LA CUENCA:	0.369 km^2	CADENAMIENTO:	km 2 + 700.000

SITIO	CUENCA O SUBCUENCA	USO DE SUELO	C	n	AREA (km^2)	A*C	A*n	n PONDERADO	C PONDERADO
ALCANTARILLA 1 KM 2+700.00	A	BOSQUE	0.200	0.080	0.369	0.074	0.030	0.080	0.200

AREA DE LA CUENCA =	36.8996 has
AREA DE LA CUENCA =	368995.9177 m^2
AREA DE LA CUENCA =	0.3690 km^2
AREA DE BOSQUE =	0.3690 km^2

FORMULA PARA EL CALCULO DE LOS COEFICIENTES "n" Y "C" PONDERADOS.	$C = \frac{\sum_{i=1}^{K} Ci \bullet Ai}{A}$

Las tablas 4 y 5 referentes a canales recubiertos y canales excavados y dragados no se presentan ya que dichos coeficientes expresados en estas tablas no son requeridos para el desarrollo de estos cálculos.

TABLA 6.- COEFICIENTES DE RUGOSIDAD DE MANNING (n) PARA CAUCES NATURALES.	
No. ALCANTARILLA:	1
AREA DE LA CUENCA:	0.369 km^2
TRAMO:	Tarecuato - Los Hucuares km 2 + 160.00 al km 4 + 020.00
CADENAMIENTO:	km 2 + 700.000

CONDICIONES DEL CAUCE.	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (*n*)		
	Mínimo	Normal	Máximo
A) Arroyos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas hasta de 30 m):			
1. Corrientes en planicies:			
a) Limpios, rectos, sin deslaves ni remansos profundos	0,025	0,030	0,033
b) Igual al anterior, pero más rocosos y con hierba	0,030	0,035	0,040
c) Limpio, curvo, algunas irregularidades del fondo	0,033	0,040	0,045
d) Igual al anterior, con hierba y roca	0,035	0,045	0,050
e) Igual al anterior, pero menor profundidad y secciones poco eficientes	0,040	0,048	0,055
f) Igual que en d), pero más rocosas	0,045	0,050	0,060
g) Tramos irregulares con hierbas y estanques profundos	0,050	0,070	0,080
h) Tramos con mucha hierba, estanques profundos, o cauces de avenidas con raíces y plantas subacuáticas	0,075	0,100	0,150
2. Corrientes de montañas, sin vegetación en el cauce; taludes muy inclinados, árboles y arbustos a lo largo de las márgenes que quedan sumergidos en las avenidas:			
a) Fondo de grava, boleo y algunos cantos rodados	0,030	0,040	0,050
B) Planicies de avenidas:			
a) Pasto bajo	0,025	0,030	0,035
b) Pasto alto	0,030	0,035	0,050
2. Areas cultivadas:			
a) Sin cosecha	0,020	0,030	0,040
b) Cosecha en tierra labrada y pradera	0,025	0,035	0,045
c) Cosecha de campo	0,030	0,040	0,050
3. Arbustos:			
a) Arbustos diseminados y mucha hierba	0,035	0,050	0,070
b) Pocos arbustos y árboles, en invierno	0,035	0,050	0,060
c) Pocos arbustos y árboles, en verano	0,040	0,060	0,080
d) Mediana a densa población de arbustos, en invierno	0,045	0,070	0,110
e) Mediana a densa población de arbustos, en verano	0,070	0,100	0,160
4. Árboles:			
a) Población densa de sauces, en verano, rectos	0,110	0,150	0,200
b) Terrenos talados con troncos muertos	0,030	0,040	0,050
c) Igual al anterior, pero con troncos retoñables	0,050	0,060	0,080
d) Árboles de sombra y avenidas debajo de las ramas	0,080	0,100	0,120
e) Igual al anterior, pero las avenidas alcanzan las ramas	0,100	0,120	0,160
C) Ríos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas mayor de 30 m):			
1. Secciones regulares sin cantos rodados ni arbustos	0,025	---	0,060
2. Secciones rugosas e irregulares	0,035	---	0,100

TABLA 7.- CALCULO DE LOS CAUDALES DE APORTACION DE LA CUENCA POR MEDIO DEL METODO RACIONAL PARA UN TR = 20 AÑOS Y UNA DURACION DE 20 MIN.

No. ALCANTARILLA:	1	TRAMO:	Tarecuato - Los Hucuares km 2 + 160.00 al km 4 + 020.00
AREA DE LA CUENCA:	0.369 km^2	CADENAMIENTO:	km 2 + 700.000

SITIO	AREAS (Km^2)	LONGITUD CAUCE (Km)	PENDIENTE MEDIA Sc	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (*C*)	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (*tc*)	INTENSIDAD DE LLUVIA (i, mm/hr)	GASTO (Q, m^3/s)
ALCANTARILLA 1 KM 2+700.00	0.369	0.639	0.1592	0.200	5.71	111	2.280

FORMULA RACIONAL PARA EL CALCULO DE LOS CAUDALES DE APORTACION DE LA CUENCA.	$Q = 27.52 \bullet C \bullet I \bullet A$

TABLA 8.- CALCULO DE LA CAPACIDAD HIDRAULICA DE LAS ALCANTARILLAS PARA LAS CONDICIONES ORIGINALES DE PROYECTO.

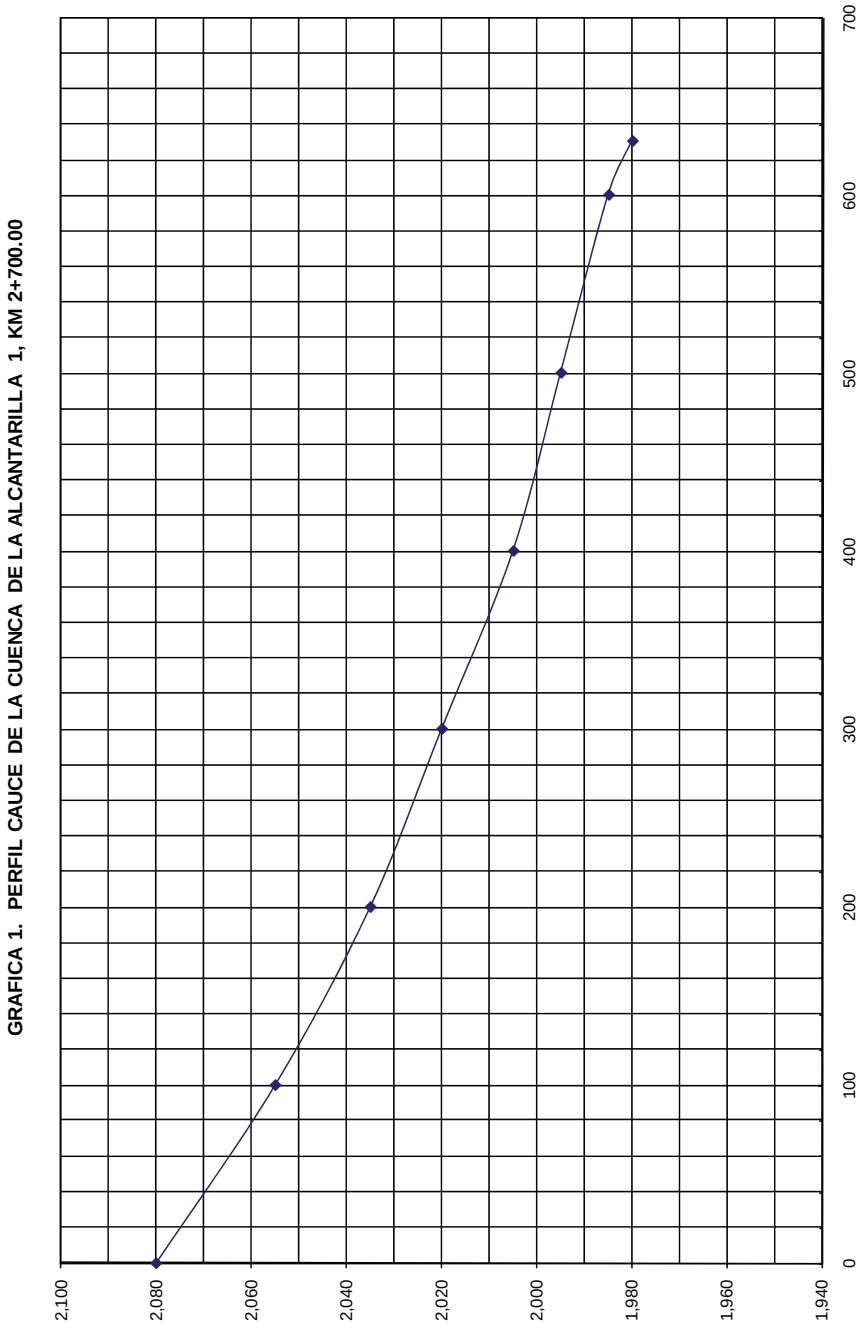
No. ALCANTARILLA:	1	TRAMO:	Tarecuato - Los Hucuares km 2 + 160.00 al km 4 + 020.00
AREA DE LA CUENCA:	0.369 km^2	CADENAMIENTO:	km 2 + 700.000

SITIO	CAD.	ELEV. INICIAL m	ELEV. FINAL m	DESNIVEL s_oL m	LONG. L, m	s_o PENDIENTE.	DIAMETRO D, m	PZAS	AREA A_{TLL}, m^2	PER. MOJ.: Pm_{TLL} m	Rh_{TLL}	COEF. RUG. n	V m/s	Q (TUBO LLENO) m^3/s	Q m^3/s
ALCANTARILLA 1 KM 2+700.00	2+700.00	270.120	269.470	0.650	11.96	0.05435	0.91	N/D	0.65	2.86	0.23	0.013	6.73	4.37	2.28

DATOS DE LAS ALCANTARILLAS DE PROYECTO		
DIAMETRO INTERNO DEL TUBO =	0.91	m
DIAMETRO EXTERIOR DEL TUBO =	1.2	m
ELEVACION DE ENTRADA =	270.12	m. s. n. m.
ELEVACION DE SALIDA =	269.47	m. s. n. m.
LONGITUD TOTAL DE LA ALCANTARILLA =	11.96	m

EL CALCULO DE LOS GASTOS DE LAS ALCANTARILLAS ESTA BASADO EN LA FORMULA DE MANNING.

$$V = \frac{1}{n} \bullet R^{2/3} \bullet S^{1/2}$$


GRAFICA 1. PERFIL CAUCE DE LA CUENCA DE LA ALCANTARILLA 1, KM 2+700.00
2,100
2,080
2,060
2,040
2,020
2,000
1,980
1,960
1,940
0
100
200
300
400
500
600
700

5.1.2.- Revisión de la alcantarilla ubicada en el km 3+054.293.

TABLA 1.- CALCULO DE LA PENDIENTE GEOMETRICA MEDIA DEL CAUCE DE LA CUENCA.			
No. ALCANTARILLA:	2	TRAMO:	Tarecuato - Los Hucuares km 2 + 160.00 al km 4 + 020.00
AREA DE LA CUENCA:	0.507 km^2	CADENAMIENTO:	km 3 + 054.293

PUNTO	CADENAMIENTO (m)	LONGITUD (m) L_i	ELEVACION (m. s. n. m.)	DESNIVEL (m) h_i	DISTANCIA (m) d_i	S_i	$S_i d_i$
N	C_N	$L_i = C_N - C_{N-1}$	E_N	$h_i = E_{N-1} - E_N$	$d_i = (L_i^2 + h_i^2)^{1/2}$	$S_i = h_i / L_i$	$S_i d_i$
1	0.00	-----	2105.000	-----	-----	-----	-----
2	100.00	100.00	2095.000	10.000	100.50	0.100000	10.05
3	200.00	100.00	2085.000	10.000	100.50	0.100000	10.05
4	300.00	100.00	2080.000	5.000	100.12	0.050000	5.01
5	400.00	100.00	2065.000	15.000	101.12	0.150000	15.17
6	500.00	100.00	2050.000	15.000	101.12	0.150000	15.17
7	600.00	100.00	2035.000	15.000	101.12	0.150000	15.17
8	700.00	100.00	2020.000	15.000	101.12	0.150000	15.17
9	800.00	100.00	2000.000	20.000	101.98	0.200000	20.40
10	825.19	25.19	1990.000	10.000	27.10	0.396970	10.76
Totales (∑)				$\Sigma d_i =$	834.68	$\Sigma S_i d_i =$	116.95

Pendiente media (S)	$\frac{\sum_{i=2}^{N} Si \bullet di}{\sum_{i=2}^{N} di} =$	0.14011
Tiempo de concentración por Kirpich (*tc*, min)	$t_c = 0{,}0662 \frac{L^{0{,}77}}{S^{0{,}385}}$	7.37

La tabla 2 referente a los coeficientes de escurrimiento (C) para la aplicación del método racional es la misma utilizada en el procedimiento para la revisión de la capacidad hidráulica descrita anteriormente por lo que se omitirá su colocación en el presente cálculo.

TABLA 3.- NUMERO Y COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO DE LA CUENCA "n" Y "C".			
No. ALCANTARILLA:	2	TRAMO:	Tarecuato - Los Hucuares km 2 + 160.00 al km 4 + 020.00
AREA DE LA CUENCA:	0.507 km^2	CADENAMIENTO:	km 3 + 054.293

TABLA 3. NUMERO Y COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO DE LAS CUENCAS n Y C

SITIO	CUENCA O SUBCUENCA	USO DE SUELO	C	n	AREA	A*C	A*n	n PONDERADO	C PONDERADO
ALCANTARILLA 2 KM 3+054.293	A	BOSQUE	0.20	0.08	0.485	0.097	0.04	0.08	0.200
	A	AGRICULTURA	0.20	0.03	0.021	0.004	0.00		

AREA DE LA CUENCA=	50.6713 has
AREA DE LA CUENCA=	506712.6712 m^2
AREA DE LA CUENCA=	0.5067 km^2
AREA DE BOSQUE =	48.5384 has
AREA DE AGRICULTURA =	2.1329 has
AREA DE BOSQUE =	0.4854 km^2
AREA DE AGRICULTURA =	0.0213 km^2

FORMULA PARA EL CALCULO DE LOS COEFICIENTES "n" Y "C" PONDERADOS.	$C = \frac{\sum_{i=1}^{K} Ci \bullet Ai}{A}$

Las tablas 4 y 5 referentes a canales recubiertos y canales excavados y dragados no se presentan ya que dichos coeficientes expresados en estas tablas no son requeridos para el desarrollo de estos cálculos.

La tabla 6 referente a los coeficientes de rugosidad de Manning (n) para cauces es la misma utilizada en el procedimiento para la revisión de la capacidad hidráulica descrita anteriormente por lo que se omitirá su colocación en el presente cálculo.

TABLA 7.- CALCULO DE LOS CAUDALES DE APORTACION DE LA CUENCA POR MEDIO DEL METODO RACIONAL PARA UN TR = 20 AÑOS Y UNA DURACION DE 20 MIN.

No. ALCANTARILLA:	2	TRAMO:	Tarecuato - Los Hucuares km 2 + 160.00 al km 4 + 020.00
AREA DE LA CUENCA:	0.507 km^2	CADENAMIENTO:	km 3 + 054.293

SITIO	AREAS (Km^2)	LONGITUD CAUCE (Km)	PENDIENTE MEDIA Sc	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (*C*)	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (*tc*)	INTENSIDAD DE LLUVIA (i, mm/hr)	GASTO (Q, m^3/s)
ALCANTARILLA 2 KM 3 + 054.293	0.507	0.835	0.1401	0.200	7.37	111	3.130

FORMULA RACIONAL PARA EL CALCULO DE LOS CAUDALES DE APORTACION DE LA CUENCA.	$Q = 27.52 \bullet C \bullet I \bullet A$

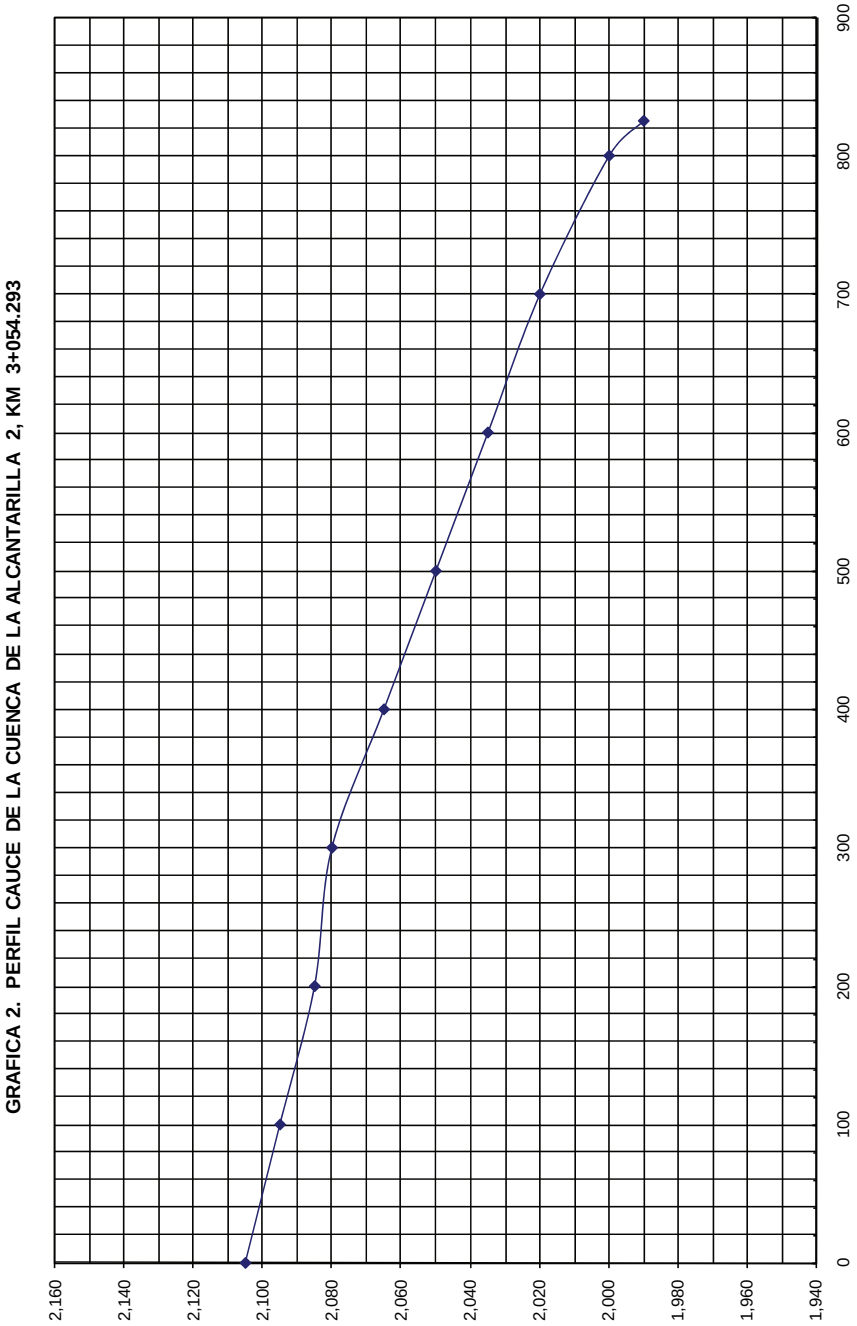
TABLA 8.- CALCULO DE LA CAPACIDAD HIDRAULICA DE LAS ALCANTARILLAS PARA LAS CONDICIONES ORIGINALES DE PROYECTO.

No. ALCANTARILLA:	2	TRAMO:	Tarecuato - Los Hucuares km 2 + 160.00 al km 4 + 020.00
AREA DE LA CUENCA:	0.507 km^2	CADENAMIENTO:	km 3 + 054.293

SITIO	CAD.	ELEV. INICIAL m	ELEV. FINAL m	DESNIVEL s_oL m	LONG. L, m	s_o PENDIENTE.	DIAMETRO D, m	PZAS	AREA A_{TLL}, m^2	PER. MOJ.: Pm_{TLL} m	Rh_{TLL}	COEF. RUG. n	V m/s	Q (TUBO LLENO) m^3/s	Q m^3/s
ALCANTARILLA 2 KM 3 + 054.293	3+054.293	278.280	277.640	0.640	11.96	0.05351	0.91	N/D	0.65	2.86	0.23	0.013	6.68	4.34	3.13

DATOS DE LAS ALCANTARILLAS DE PROYECTO	
DIAMETRO INTERNO DEL TUBO =	0.91 m
DIAMETRO EXTERIOR DEL TUBO =	1.2 m
ELEVACION DE ENTRADA =	278.28 m. s. n. m.
ELEVACION DE SALIDA =	277.64 m. s. n. m.
LONGITUD TOTAL DE LA ALCANTARILLA =	11.96 m

EL CALCULO DE LOS GASTOS DE LAS ALCANTARILLAS ESTA BASADO EN LA FORMULA DE MANNING.	$V = \frac{1}{n} \bullet R^{2/3} \bullet S^{1/2}$


GRAFICA 2. PERFIL CAUCE DE LA CUENCA DE LA ALCANTARILLA 2, KM 3+054.293
2,160
2,140
2,120
2,100
2,080
2,060
2,040
2,020
2,000
1,980
1,960
1,940
0
100
200
300
400
500
600
700
800
900

5.1.3.- Revisión de la alcantarilla ubicada en el km 3+500.00.

TABLA 1.- CALCULO DE LA PENDIENTE GEOMETRICA MEDIA DEL CAUCE DE LA CUENCA.			
No. ALCANTARILLA:	3	TRAMO:	Tarecuato - Los Hucuares km 2 + 160.00 al km 4 + 020.00
AREA DE LA CUENCA:	0.278 km^2	CADENAMIENTO:	km 3 + 500.000

PUNTO	CADENAMIENTO (m)	LONGITUD (m) L_i	ELEVACION (m. s. n. m.)	DESNIVEL (m) h_i	DISTANCIA (m) d_i	S_i	$S_i d_i$
N	C_N	$L_i = C_N - C_{N-1}$	E_N	$h_i = E_{N-1} - E_N$	$d_i = (L_i^2 + h_i^2)^{1/2}$	$S_i = h_i / L_i$	$S_i d_i$
1	0.00	-----	2035.000	-----	-----	-----	-----
2	100.00	100.00	2000.000	35.000	105.95	0.350000	37.08
3	200.00	100.00	1980.000	20.000	101.98	0.200000	20.40
4	248.81	48.81	1970.000	10.000	49.82	0.204880	10.21
Sumas				$\Sigma d_i =$	257.75	$\Sigma S_i d_i =$	67.69

Pendiente media (S)	$\frac{\sum_{i=2}^{N} Si \bullet di}{\sum_{i=2}^{N} di} =$	0.26262
Tiempo de concentración por Kirpich (*tc*, min)	$t_c = 0{,}0662 \frac{L^{0{,}77}}{S^{0{,}385}}$	2.34

La tabla 2 referente a los coeficientes de escurrimiento (C) para la aplicación del método racional es la misma utilizada en el procedimiento para la revisión de la capacidad hidráulica descrita anteriormente por lo que se omitirá su colocación en el presente cálculo.

TABLA 3.- NUMERO Y COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO DE LA CUENCA "n" Y "C".			
No. ALCANTARILLA:	3	TRAMO:	Tarecuato - Los Hucuares km 2 + 160.00 al km 4 + 020.00
AREA DE LA CUENCA:	0.278 km^2	CADENAMIENTO:	km 3 + 500.000

SITIO	CUENCA O SUBCUENCA	USO DE SUELO	C	n	AREA (km^2)	A*C	A*n	n PONDERADO	C PONDERADO
ALCANTARILLA 3 KM 3+500.000	A	BOSQUE	0.20	0.08	0.185	0.037	0.01	0.06	0.200
	A	AGRICULTURA	0.20	0.03	0.093	0.019	0.00		

AREA DE LA CUENCA=	27.7772	has
AREA DE LA CUENCA=	277771.8342	m^2
AREA DE LA CUENCA=	0.2778	km^2
AREA DE BOSQUE =	18.5183	has
AREA DE AGRICULTURA =	9.2589	has
AREA DE BOSQUE =	0.1852	km^2
AREA DE AGRICULTURA =	0.0926	km^2

FORMULA PARA EL CALCULO DE LOS COEFICIENTES "n" Y "C" PONDERADOS.	$C = \frac{\sum_{i=1}^{K} Ci \bullet Ai}{A}$

Las tablas 4 y 5 referentes a canales recubiertos y canales excavados y dragados no se presentan ya que dichos coeficientes expresados en estas tablas no son requeridos para el desarrollo de estos cálculos.

La tabla 6 referente a los coeficientes de rugosidad de Manning (n) para cauces es la misma utilizada en el procedimiento para la revisión de la capacidad hidráulica descrita anteriormente por lo que se omitirá su colocación en el presente cálculo.

TABLA 7.- CALCULO DE LOS CAUDALES DE APORTACION DE LA CUENCA POR MEDIO DEL METODO RACIONAL PARA UN TR = 20 AÑOS Y UNA DURACION DE 20 MIN.			
No. ALCANTARILLA:	3	TRAMO:	Tarecuato - Los Hucuares km 2 + 160.00 al km 4 + 020.00
AREA DE LA CUENCA:	0.278 km^2	CADENAMIENTO:	km 2 + 700.000

SITIO	AREAS (Km^2)	LONGITUD CAUCE (Km)	PENDIENTE MEDIA Sc	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (C)	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (tc)	INTENSIDAD DE LLUVIA (i, mm/hr)	GASTO (Q, m^3/s)
ALCANTARILLA 3 KM 3+500.00	0.278	0.258	0.2626	0.200	2.34	111	1.710

FORMULA RACIONAL PARA EL CALCULO DE LOS CAUDALES DE APORTACION DE LA CUENCA.	$Q = 27.52 \bullet C \bullet I \bullet A$

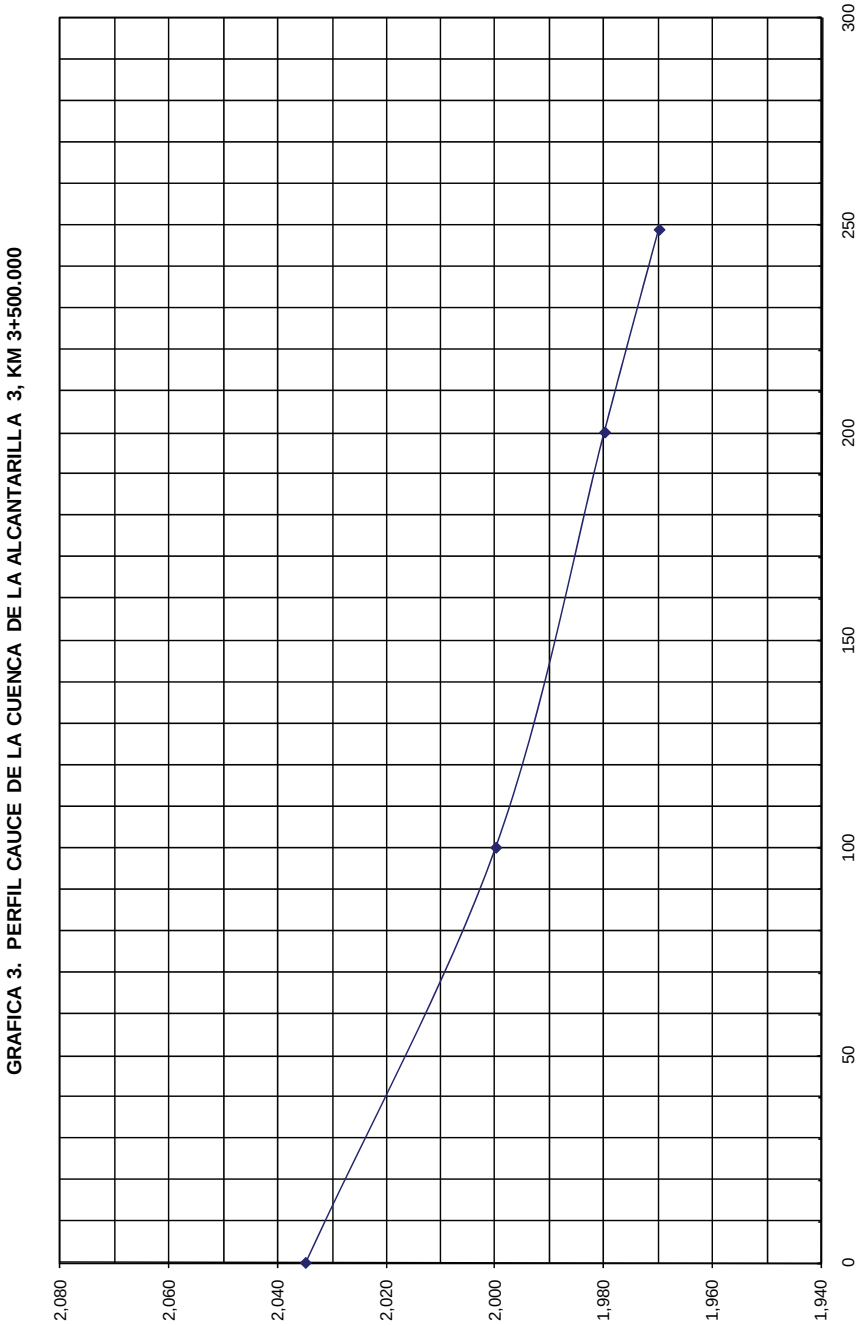
TABLA 8.- CALCULO DE LA CAPACIDAD HIDRAULICA DE LAS ALCANTARILLAS PARA LAS CONDICIONES ORIGINALES DE PROYECTO.

No. ALCANTARILLA:	3	TRAMO:	Tarecuato - Los Hucuares km 2 + 160.00 al km 4 + 020.00
AREA DE LA CUENCA:	0.278 km^2	CADENAMIENTO:	km 3 + 500.000

SITIO	CAD.	ELEV. INICIAL m	ELEV. FINAL m	DESNIVEL s_oL m	LONG. L, m	s_o PENDIENTE.	DIAMETRO D, m	PZAS	AREA A_{TLL}, m^2	PER. MOJ.: Pm_{TLL} m	Rh_{TLL}	COEF. RUG. n	V m/s	Q (TUBO LLENO) m^3/s	Q m^3/s
ALCANTARILLA 3 KM 3+500.00	3+500.000	265.940	265.300	0.640	11.96	0.05351	0.91	N/D	0.65	2.86	0.23	0.013	6.68	4.34	1.71

DATOS DE LAS ALCANTARILLAS DE PROYECTO	
DIAMETRO INTERNO DEL TUBO =	0.91 m
DIAMETRO EXTERIOR DEL TUBO =	1.2 m
ELEVACION DE ENTRADA =	265.94 M. S. N. M.
ELEVACION DE SALIDA =	265.3 M. S. N. M.
LONGITUD TOTAL DE LA ALCANTARILLA =	11.96 m

EL CALCULO DE LOS GASTOS DE LAS ALCANTARILLAS ESTA BASADO EN LA FORMULA DE MANNING.	$V = \frac{1}{n} \bullet R^{2/3} \bullet S^{1/2}$


GRAFICA 3. PERFIL CAUCE DE LA CUENCA DE LA ALCANTARILLA 3, KM 3+500.000
2,080
2,060
2,040
2,020
2,000
1,980
1,960
1,940
0
50
100
150
200
250
300

5.1.4.- Revisión de la alcantarilla ubicada en el km 3+951.197.

TABLA 1.- CALCULO DE LA PENDIENTE GEOMETRICA MEDIA DEL CAUCE DE LA CUENCA.			
No. ALCANTARILLA:	4	TRAMO:	Tarecuato - Los Hucuares km 2 + 160.00 al km 4 + 020.00
AREA DE LA CUENCA:	0.356 km^2	CADENAMIENTO:	km 3 + 951.197

PUNTO	CADENAMIENTO (m)	LONGITUD (m) L_i	ELEVACION (m. s. n. m.)	DESNIVEL (m) h_i	DISTANCIA (m) d_i	S_i	$S_i d_i$
N	C_N	$L_i = C_N - C_{N-1}$	E_N	$h_i = E_{N-1} - E_N$	$d_i = (L_i^2 + h_i^2)^{1/2}$	$S_i = h_i / L_i$	$S_i d_i$
1	0.00	-----	2105.000	-----	-----	-----	-----
2	100.00	100.00	2092.000	13.000	100.84	0.130000	13.11
3	200.00	100.00	2078.000	14.000	100.98	0.140000	14.14
4	300.00	100.00	2065.000	13.000	100.84	0.130000	13.11
5	400.00	100.00	2058.000	7.000	100.24	0.070000	7.02
6	500.00	100.00	2047.000	11.000	100.60	0.110000	11.07
7	600.00	100.00	2039.000	8.000	100.32	0.080000	8.03
8	700.00	100.00	2022.000	17.000	101.43	0.170000	17.24
9	800.00	100.00	1990.000	32.000	105.00	0.320000	33.60
10	900.00	100.00	1968.000	22.000	102.39	0.220000	22.53
11	1000.00	100.00	1960.000	8.000	100.32	0.080000	8.03
12	1100.00	100.00	1950.000	10.000	100.50	0.100000	10.05
13	1111.89	11.89	1945.000	5.000	12.90	0.420570	5.43

Sumas	$\Sigma d_i =$	1126.36	$\Sigma S_i d_i =$	163.36

Pendiente media (S)	$\frac{\sum_{i=2}^{N} Si \bullet di}{\sum_{i=2}^{N} di} =$	0.14503
Tiempo de concentración por Kirpich (*tc*, min)	$t_c = 0{,}0662 \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$	9.15

La tabla 2 referente a los coeficientes de escurrimiento (C) para la aplicación del método racional es la misma utilizada en el procedimiento para la revisión de la capacidad hidráulica descrita anteriormente por lo que se omitirá su colocación en el presente cálculo.

TABLA 3.- NUMERO Y COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO DE LA CUENCA "n" Y "C".			
No. ALCANTARILLA:	4	TRAMO:	Tarecuato - Los Hucuares km 2 + 160.00 al km 4 + 020.00
AREA DE LA CUENCA:	0.356 km^2	CADENAMIENTO:	km 3 + 951.197

SITIO	CUENCA O SUBCUENCA	USO DE SUELO	C	n	AREA (km^2)	A*C	A*n	n PONDERADO	C PONDERADO
ALCANTARILLA 4 KM 3+951.8885	A	BOSQUE	0.20	0.08	0.099	0.020	0.01	0.04	0.200
	A	AGRICULTURA	0.20	0.03	0.256	0.051	0.01		

AREA DE LA CUENCA=	35.5894	has
AREA DE LA CUENCA=	355894.1890	m^2
AREA DE LA CUENCA=	0.3559	km^2
AREA DE BOSQUE =	9.9473	has
AREA DE AGRICULTURA =	25.6422	has
AREA DE BOSQUE =	0.0995	km^2
AREA DE AGRICULTURA =	0.2564	km^2

FORMULA PARA EL CALCULO DE LOS COEFICIENTES "n" Y "C" PONDERADOS.	$C = \frac{\sum_{i=1}^{K} Ci \bullet Ai}{A}$

Las tablas 4 y 5 referentes a canales recubiertos y canales excavados y dragados no se presentan ya que dichos coeficientes expresados en estas tablas no son requeridos para el desarrollo de estos cálculos.

La tabla 6 referente a los coeficientes de rugosidad de Manning (n) para cauces es la misma utilizada en el procedimiento para la revisión de la capacidad hidráulica descrita anteriormente por lo que se omitirá su colocación en el presente cálculo.

TABLA 7.- CALCULO DE LOS CAUDALES DE APORTACION DE LA CUENCA POR MEDIO DEL METODO RACIONAL PARA UN TR = 20 AÑOS Y UNA DURACION DE 20 MIN.

No. ALCANTARILLA:	4	TRAMO:	Tarecuato - Los Hucuares km 2 + 160.00 al km 4 + 020.00
AREA DE LA CUENCA:	0.356 km^2	CADENAMIENT	km 3 + 951.197

SITIO	AREAS (Km^2)	LONGITUD CAUCE (Km)	PENDIENTE MEDIA Sc	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (C)	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (tc)	INTENSIDAD DE LLUVIA (i, mm/hr)	GASTO (Q, m^3/s)
ALCANTARILLA 4 KM 3+951.8885	0.356	1.126	0.1450	0.200	9.15	111	2.200

FORMULA RACIONAL PARA EL CALCULO DE LOS CAUDALES DE APORTACION DE LA CUENCA.	$Q = 27.52 \bullet C \bullet I \bullet A$

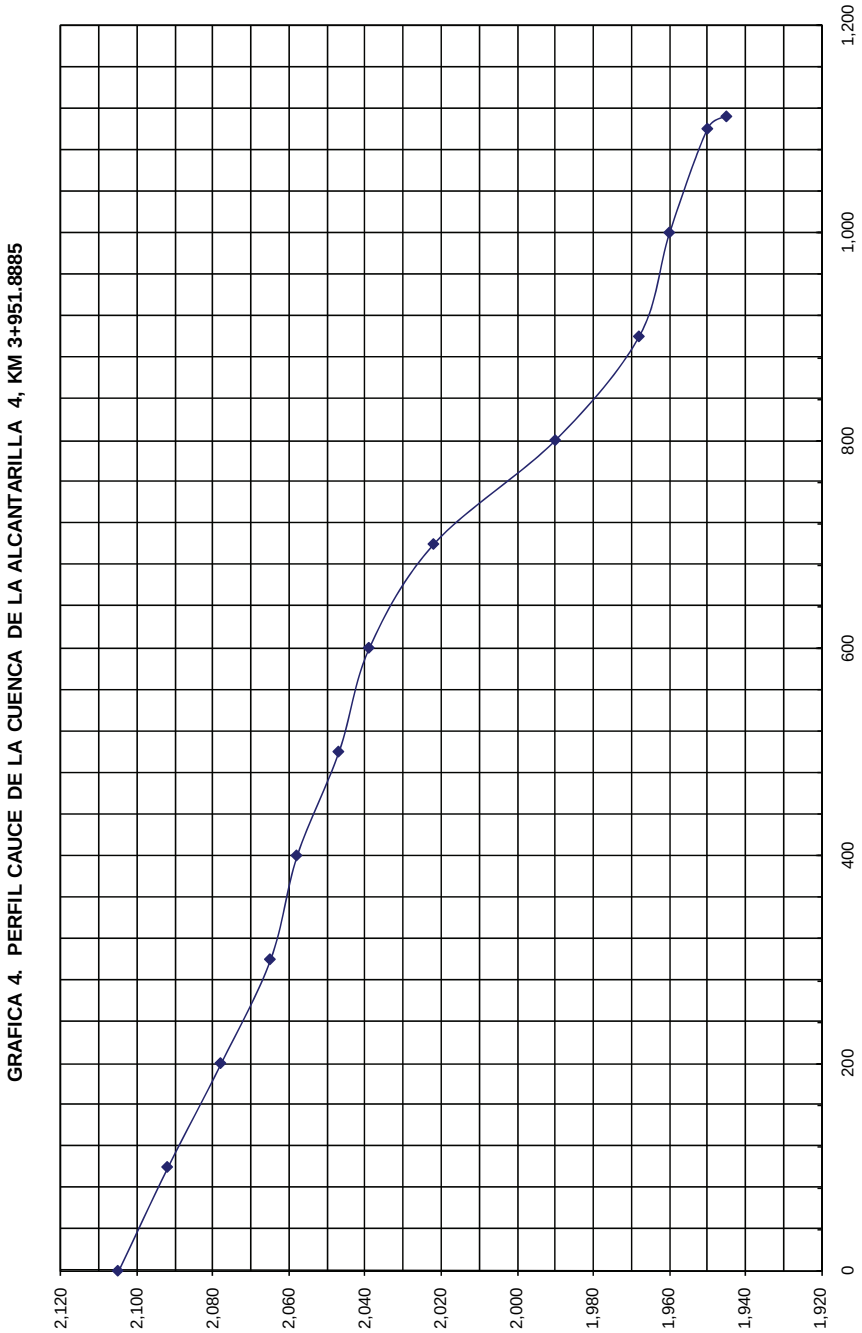
TABLA 8.- CALCULO DE LA CAPACIDAD HIDRAULICA DE LAS ALCANTARILLAS PARA LAS CONDICIONES ORIGINALES DE PROYECTO.

No. ALCANTARILLA:	4	TRAMO:	Tarecuato - Los Hucuares km 2 + 160.00 al km 4 + 020.00
AREA DE LA CUENCA:	0.356 km^2	CADENAMIENTO:	km 3 + 951.197

SITIO	CAD.	ELEV. INICIAL m	ELEV. FINAL m	DESNIVEL s_oL m	LONG. L, m	s_o PENDIENTE.	DIAMETRO D, m	PZAS	AREA A_{TLL}, m^2	PER. MOJ.: Pm_{TLL} m	Rh_{TLL}	COEF. RUG. n	V m/s	Q (TUBO LLENO) m^3/s	Q m^3/s
ALCANTARILLA 4 KM 3+951.8885	3+500.000	245.470	244.830	0.640	11.96	0.05351	0.91	N/D	0.65	2.86	0.23	0.013	6.68	4.34	2.20

DATOS DE LAS ALCANTARILLAS DE PROYECTO	
DIAMETRO INTERNO DEL TUBO =	0.91 m
DIAMETRO EXTERIOR DEL TUBO =	1.2 m
ELEVACION DE ENTRADA =	245.47 M. S. N. M.
ELEVACION DE SALIDA =	244.83 M. S. N. M.
LONGITUD TOTAL DE LA ALCANTARILLA =	11.96 m

EL CALCULO DE LOS GASTOS DE LAS ALCANTARILLAS ESTA BASADO EN LA FORMULA DE MANNING.	$V = \frac{1}{n} \bullet R^{2/3} \bullet S^{1/2}$


GRAFICA 4. PERFIL CAUCE DE LA CUENCA DE LA ALCANTARILLA 4, KM 3+951.8885
2,120
2,100
2,080
2,060
2,040
2,020
2,000
1,980
1,960
1,940
1,920
0
200
400
600
800
1,000
1,200

5.1.5.- Revisión de la alcantarilla ubicada en el km 2+967.041.

TABLA 1.- CALCULO DE LA PENDIENTE GEOMETRICA MEDIA DEL CAUCE DE LA CUENCA.			
No. ALCANTARILLA:	5	TRAMO:	Tarecuato - Los Hucuares km 2 + 160.00 al km 4 + 020.00
AREA DE LA CUENCA:	0.196 km^2	CADENAMIENTO:	km 2 + 967.041

PUNTO	CADENAMIENTO (m)	LONGITUD (m) L_i	ELEVACION (m. s. n. m.)	DESNIVEL (m) h_i	DISTANCIA (m) d_i	S_i	$S_i d_i$
N	C_N	$L_i = C_N - C_{N-1}$	E_N	$h_i = E_{N-1} - E_N$	$d_i = (L_i^2 + h_i^2)^{1/2}$	$S_i = h_i / L_i$	$S_i d_i$
1	0.00	-----	2160.000	-----	-----	-----	-----
2	100.00	100.00	2140.000	20.000	101.98	0.200000	20.40
3	200.00	100.00	2120.000	20.000	101.98	0.200000	20.40
4	300.00	100.00	2100.000	20.000	101.98	0.200000	20.40
5	400.00	100.00	2080.000	20.000	101.98	0.200000	20.40
6	500.00	100.00	2060.000	20.000	101.98	0.200000	20.40
7	600.00	100.00	2045.000	15.000	101.12	0.150000	15.17
8	700.00	100.00	2030.000	15.000	101.12	0.150000	15.17
9	800.00	100.00	2020.000	10.000	100.50	0.100000	10.05
10	900.00	100.00	2010.000	10.000	100.50	0.100000	10.05
11	1000.00	100.00	2000.000	10.000	100.50	0.100000	10.05
12	1042.57	42.57	1990.000	10.000	43.73	0.234910	10.27

Sumas	$\Sigma d_i =$	1057.37	$\Sigma S_i d_i =$	172.76

Pendiente media (S)	$\frac{\sum_{i=2}^{N} Si \bullet di}{\sum_{i=2}^{N} di} =$	0.16339
Tiempo de concentración por Kirpich (*tc*, min)	$t_c = 0{,}0662 \frac{L^{0{,}77}}{S^{0{,}385}}$	8.33

La tabla 2 referente a los coeficientes de escurrimiento (C) para la aplicación del método racional es la misma utilizada en el procedimiento para la revisión de la capacidad hidráulica descrita anteriormente por lo que se omitirá su colocación en el presente cálculo.

TABLA 3.- NUMERO Y COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO DE LA CUENCA "n" Y "C".			
No. ALCANTARILLA:	5	TRAMO:	Tarecuato - Los Hucuares km 2 + 160.00 al km 4 + 020.00
AREA DE LA CUENCA:	0.196 km^2	CADENAMIENTO:	km 2 + 967.041

SITIO	CUENCA O SUBCUENCA	USO DE SUELO	C	n	AREA (km^2)	A*C	A*n	n PONDERADO	C PONDERADO
ALCANTARILLA 5 KM 2 + 967.041	A	BOSQUE	0.20	0.08	0.196	0.039	0.02	0.08	0.200

AREA DE LA CUENCA=	19.6329	HAS
AREA DE LA CUENCA=	196329.0157	M2
AREA DE LA CUENCA=	0.1963	KM2
AREA DE BOSQUE =	0.1963	KM2

FORMULA PARA EL CALCULO DE LOS COEFICIENTES "n" Y "C" PONDERADOS.	$C = \frac{\sum_{i=1}^{K} Ci \bullet Ai}{A}$

Las tablas 4 y 5 referentes a canales recubiertos y canales excavados y dragados no se presentan ya que dichos coeficientes expresados en estas tablas no son requeridos para el desarrollo de estos cálculos.

La tabla 6 referente a los coeficientes de rugosidad de Manning (n) para cauces es la misma utilizada en el procedimiento para la revisión de la capacidad hidráulica descrita anteriormente por lo que se omitirá su colocación en el presente cálculo.

TABLA 7.- CALCULO DE LOS CAUDALES DE APORTACION DE LA CUENCA POR MEDIO DEL METODO RACIONAL PARA UN TR = 20 AÑOS Y UNA DURACION DE 20 MIN.

No. ALCANTARILLA:	5	TRAMO:	Tarecuato - Los Hucuares km 2 + 160.00 al km 4 + 020.00
AREA DE LA CUENCA:	0.196 km^2	CADENAMIENT	km 2 + 967.041

SITIO	AREAS (Km^2)	LONGITUD CAUCE (Km)	PENDIENTE MEDIA Sc	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (C)	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (tc)	INTENSIDAD DE LLUVIA (i, mm/hr)	GASTO (Q, m^3/s)
ALCANTARILLA 5 KM 2 + 967.041	0.196	1.057	0.1634	0.200	8.33	111	1.210

FORMULA RACIONAL PARA EL CALCULO DE LOS CAUDALES DE APORTACION DE LA CUENCA.	$Q = 27.52 \bullet C \bullet I \bullet A$

TABLA 8.- CALCULO DE LA CAPACIDAD HIDRAULICA DE LAS ALCANTARILLAS PARA LAS CONDICIONES ORIGINALES DE PROYECTO.

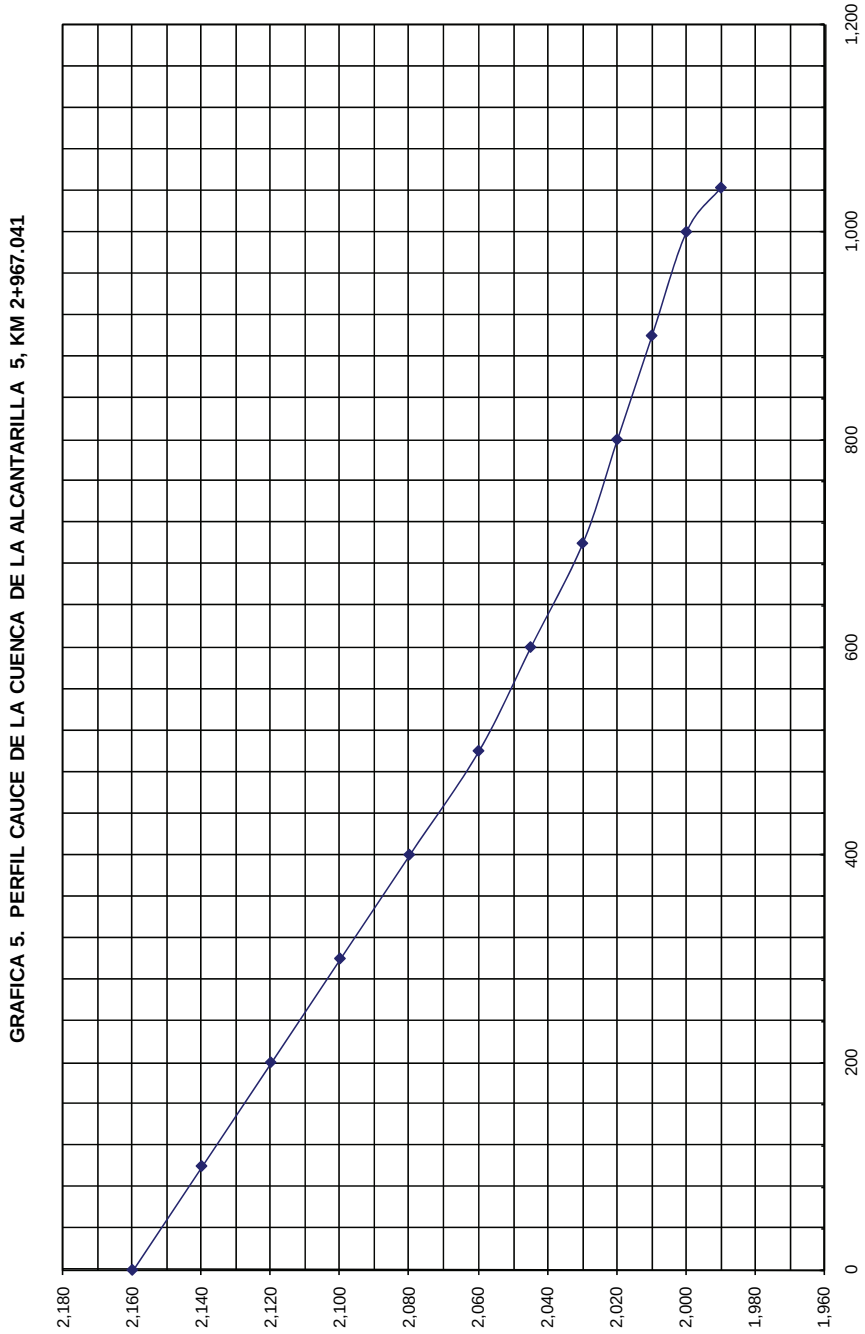
No. ALCANTARILLA:	5	TRAMO:	Tarecuato - Los Hucuares km 2 + 160.00 al km 4 + 020.00
AREA DE LA CUENCA:	0.196 km^2	CADENAMIENTO:	km 2 + 967.041

SITIO	CAD.	ELEV. INICIAL m	ELEV. FINAL m	DESNIVEL s_oL m	LONG. L, m	s_o PENDIENTE.	DIAMETRO D, m	PZAS	AREA A_{TLL}, m^2	PER. MOJ.: Pm_{TLL} m	Rh_{TLL}	COEF. RUG. n	V m/s	Q (TUBO LLENO) m^3/s	Q m^3/s
ALCANTARILLA 5 KM 2 + 967.041	N/D	N/D	N/D	N/D	N/D	0.04000	0.91	N/D	0.65	2.86	0.23	0.013	5.78	3.76	1.21

DATOS DE LAS ALCANTARILLAS DE PROYECTO	
DIAMETRO INTERNO DEL TUBO =	0.91 m
DIAMETRO EXTERIOR DEL TUBO =	1.2 m
ELEVACION DE ENTRADA =	N/D M. S. N. M.
ELEVACION DE SALIDA =	N/D M. S. N. M.
LONGITUD TOTAL DE LA ALCANTARILLA =	N/D m

EL CALCULO DE LOS GASTOS DE LAS ALCANTARILLAS ESTA BASADO EN LA FORMULA DE MANNING.

$$V = \frac{1}{n} \bullet R^{2/3} \bullet S^{1/2}$$


GRAFICA 5. PERFIL CAUCE DE LA CUENCA DE LA ALCANTARILLA 5, KM 2+967.041
2,180
2,160
2,140
2,120
2,100
2,080
2,060
2,040
2,020
2,000
1,980
1,960
0
200
400
600
800
1,000
1,200

5.2.- Análisis del sistema de cunetas.

A continuación se presenta el análisis del sistema de cunetas existentes en el tramo carretero en estudio, así como las cunetas propuestas convenientes para lograr desalojar el agua que circula por el camino.

El análisis de las cunetas se desarrollo por medio de la aplicación de la formula de Izzard para el calculo de gasto unitario (m^3/seg/m).

$$q_e = \frac{i \bullet L}{3.6 \times 10^6}$$

En la tabla C1 se presentan la ubicación de las estructuras de drenaje conformadas por alcantarillas y lavaderos necesarios para desalojar el gasto de las cuentas y evitar que este gasto circule por las cunetas en longitudes muy largas, estableciendo el gasto de diseño que se tendrá que desalojar en cada una de las estructuras.

TABLA C1.- CALCULO DE LOS GASTOS DE APORTACION PARA LAS CUNETAS Y REVISION DE LA CAPACIDAD DE HIDRAULICA	DATOS				
TRAMO: Tarecuato - Los Hucuares km 2 + 160.00 al km 4 + 020.00		GASTO DIVIDIDO =	0.00012 m^3/seg/m	AREA DE LA CUNETA =	0.1944 m^2
		GASTO DE AMBOS CARRILES =	0.00025 m^3/seg/m	RADIO HIDRAULICO =	0.1362 m
				PERIMETRO MOJADO =	1.4268 m
				n =	0.013

(km)	UBICACIÓN DE LA CUNETA		PENDIENTE DE LA CUNETA (%)	AREA DE LA CUNETA (m^2)	GASTOS RECOLECTADOS DERECHA	GASTOS RECOLECTADOS IZQUIERDA	V (m/s)	CAPACIDAD DE LA CUNETA m^3/seg	LONGITUD ENTRE SECCIONES	UBICACIÓN DE LAS ESTRUCTUTRAS		GASTO DE DISEÑO PARA LAS ESTRUCTURAS
	IZQUIERDA	DERECHA								EXTREMO DERECHO	EXTREMO IZQUIERDO	
2+160.000	N	N										
2+161.620	N	N										
2+179.220	N	N										
2+180.000	N	N										
2+183.620	N	N										
2+188.020	N	N										
2+200.000	N	C			0.0444		5.2326		20.000	LAVADERO		
2+220.000	N	C			0.0419		5.2326		20.000	LAVADERO		
2+240.000	N	C			0.0395		5.2326		20.000			
2+260.000	N	C			0.0370		5.2326		20.000			
2+280.000	N	N			0.0345		5.2326		20.000	ALCANTARILLA		0.0247
2+300.000	N	N			0.0321		5.2326		20.000			
2+320.000	N	C			0.0296		5.2326		20.000			
2+340.000	N	C			0.0271		5.2326		20.000			
2+360.000	N	C	6.60	0.1944	0.0247		5.2326	1.0172	20.000			
2+380.000	N	N			0.0222		5.2326		20.000			
2+400.000	N	N			0.0197		5.2326		20.000			
2+420.000	N	N			0.0173		5.2326		20.000			
2+440.000	N	N			0.0148		5.2326		20.000			
2+460.000	N	N			0.0123		5.2326		20.000			
2+480.000	N	C			0.0099		5.2326		20.000	LAVADERO		
2+500.000	N	C			0.0074		5.2326		20.000			
2+520.000	N	C			0.0049		5.2326		20.000			
2+540.000	N	N			0.0025							

2+560.000	N	C			0.0190		4.0223		12.088	**ALCANTARILLA**	**0.0061**
2+572.088	N	C			0.0175		4.0223		7.500		
2+579.588	N	C			0.0166		4.0223		0.412		
2+580.000	N	C			0.0165		4.0223		7.088		
2+587.088	N	C			0.0147		4.0223		7.500		
2+594.588	N	C			0.0129		4.0223		5.412	**ALCANTARILLA**	**0.0129**
2+600.000	N	C	3.90	0.1944	0.0115		4.0223	0.7819	20.000		
2+620.000	N	C			0.0066		4.0223		2.465		
2+622.465	N	C			0.0060		4.0223		7.500		
2+629.965	N	C			0.0041		4.0223		7.500		
2+637.465	N	C			0.0023		4.0223		2.535		
2+640.000	N	C			0.0017		4.0223		4.965		
2+644.965	N	C			0.0011		4.0223		8.568		
2+653.533	N	N									
2+657.533	N	N									
2+660.000	N	N									
2+661.533	N	N			0.0047		4.0223			**LAVADERO**	
2+677.533	C	N	3.90	0.1944	0.0028	0.0026	4.0223	0.7819			
2+680.000	C	N			0.0025	0.0020	4.0223				
2+687.914	N	N			0.0015		4.0223				
2+700.000	N	N									
2+703.914	N	N									
2+707.914	N	N									
2+711.914	N	N									
2+720.000	N	N									
2+740.000	N	N									

2+760.000	N	C			0.0187	0.0175	4.0223		16.702	**LAVADERO**	**LAVADERO**	
2+776.702	C	C			0.0166	0.0154	4.0223		3.298			
2+780.000	C	C			0.0162	0.0150	4.0223		8.702			
2+788.702	C	C			0.0151	0.0139	4.0223		6.000			
2+794.702	C	C			0.0136	0.0132	4.0223		5.298			
2+800.000	C	C			0.0123	0.0125	4.0223		4.025			
2+804.025	C	C			0.0113	0.0120	4.0223		6.000			
2+810.025	C	C			0.0099	0.0113	4.0223		6.000			
2+816.025	N	C	3.90	0.1944	0.0084	0.0106	4.0223	0.7819	3.975			
2+820.000	C	C			0.0074	0.0101	4.0223		20.000	**ALCANTARILLA**	**LAVADERO**	**0.0074**
2+840.000	C	C			0.0049	0.0076	4.0223		12.075			
2+852.075	C	C			0.0034	0.0061	4.0223		6.315			
2+858.390	C	C			0.0027	0.0053	4.0223		1.610			
2+860.000	C	C			0.0025	0.0049	4.0223		4.706			
2+864.706	C	C			0.0019	0.0038	4.0223		11.684			
2+876.390	C	C			0.0004	0.0009	4.0223		3.610			
2+880.000	N	N										
2+886.865	N	N										
2+898.549	N	N										
2+900.000	N	N										
2+904.865	N	N										
2+911.181	N	N										
2+913.664	N	N										
2+919.980	N	N			0.0308	0.0311778	2.0368		0.020	**LAVADERO**		
2+920.000	N	N			0.0308	0.0311753	2.0368		6.296			
2+926.296	N	C			0.0292	0.0303988	2.0368		11.684			
2+937.980	N	C			0.0264	0.0289578	2.0368		2.020			
2+940.000	N	C			0.0259	0.0287087	2.0368		15.357			
2+955.357	N	C			0.0221	0.0268146	2.0368		4.643			
2+960.000	N	C			0.0209	0.0262420	2.0368		7.041			
2+967.041	N	C			0.0192	0.0253736	2.0368		6.316	**ALCANTARILLA**		**0.0123**
2+973.357	N	C			0.0176	0.0245946	2.0368		6.315			
2+979.672	N	C			0.0161	0.0238158	2.0368		0.328			
2+980.000	N	C			0.0160	0.0237753	2.0368		13.027			
2+993.027	N	C			0.0144	0.0221687	2.0368		4.200			
2+997.227	N	C	1.00	0.1944	0.0139	0.0216507	2.0368	0.3960	2.773			
3+000.000	N	N			0.0136	0.0209667	2.0368		1.427			
3+001.427	N	N			0.0134	0.0206147	2.0368		16.800			
3+018.227	N	N			0.0113	0.0164707	2.0368		1.773			
3+020.000	N	N			0.0111	0.0160333	2.0368		17.493			
3+037.493	N	N			0.0089	0.0117184	2.0368		2.507			
3+040.000	N	N			0.0086	0.0111000	2.0368		14.293			
3+054.293	N	N			0.0069	0.0075744	2.0368		4.200	**ALCANTARILLA**		**0.0069**
3+058.493	N	N			0.0064	0.0065384	2.0368		1.507			
3+060.000	N	N			0.0062	0.0061667	2.0368		2.693			
3+062.693	N	C			0.0058	0.0058345	2.0368		17.307			
3+080.000	N	C			0.0037	0.0037000	2.0368		20.000			
3+100.000	N	C			0.0012	0.0012333	2.0368		10.000			

3+120.000	N	C			0.0025		1.8218		10.000	
3+140.000	N	N			0.0074		1.8218		20.000	
3+160.000	N	C			0.0123		1.8218		20.000	**ALCANTARILLA**
3+180.000	N	C			0.0173		1.8218		20.000	
3+200.000	N	C			0.0197		1.8218		20.000	
3+220.000	N	C			0.0222		1.8218		20.000	
3+221.151	N	C			0.0223		1.8218		1.151	
3+229.151	N	C			0.0243		1.8218		8.000	
3+237.151	N	C			0.0263		1.8218		8.000	
3+240.000	N	C	0.80	0.1944	0.0270		1.8218	0.3541	2.849	
3+255.151	N	C			0.0307		1.8218		15.151	
3+260.000	N	C			0.0319		1.8218		4.849	
3+280.000	N	C			0.0369		1.8218		20.000	
3+295.254	C	C			0.0406	0.0005853	1.8218		15.254	
3+300.000	C	C			0.0418	0.0022200	1.8218		4.746	
3+313.254	C	C			0.0451	0.0030520	1.8218		13.254	
3+320.000	C	C			0.0467	0.0032067	1.8218		6.746	
3+321.254	C	C			0.0470	0.0041933	1.8218		1.254	
3+329.254	C	C			0.0480	0.0055187	1.8218		8.000	
3+340.000	C	C			0.0493	0.0079853	1.8218		10.746	

0.0123

3+360.000	N	C			0.0518		5.3502		20.000	**ALCANTARILLA**	**LAVADERO**	**0.0395**
3+380.000	N	C			0.0543		5.3502		20.000			
3+400.000	N	C			0.0567		5.3502		20.000			
3+420.000	N	C			0.0592		5.3502		20.000	**ALCANTARILLA**		**0.0074**
3+440.000	N	C			0.0617		5.3502		20.000			
3+460.000	N	C			0.0641		5.3502		20.000			
3+480.000	N	C			0.0666		5.3502		20.000	**ALCANTARILLA**		**0.0074**
3+500.000	N	C			0.0691		5.3502		20.000			
3+520.000	N	N			0.0715		5.3502		20.000			
3+527.564	N	N			0.0725		5.3502		7.564			
3+531.364	N	N			0.0729		5.3502		3.800			
3+535.164	N	N			0.0734		5.3502		3.800			
3+540.000	N	N			0.0740		5.3502		4.836			
3+550.364	C	N			0.0753	0.0021832	5.3502		10.364	**LAVADERO**		
3+559.215	C	N			0.0764	0.0023769	5.3502					
3+560.000	C	N			0.0765	0.0059326	5.3502					
3+574.415	N	N	6.90	0.1944	0.0783	0.0068699	5.3502	0.3541			**LAVADERO**	
3+578.215	N	N			0.0787		5.3502					
3+580.000	N	C			0.0789		5.3502		2.015			
3+582.015	N	C			0.0792		5.3502		17.985			
3+600.000	N	C			0.0836		5.3502		20.000			
3+620.000	N	C			0.0886		5.3502		20.000			
3+640.000	N	N			0.0910		5.3502		20.000	**ALCANTARILLA**		**0.0121**
3+660.000	N	N					5.3502		5.108			
3+665.108	N	N					5.3502		3.288			
3+668.396	N	N					5.3502		3.288			
3+671.684	N	N					5.3502		8.316			
3+680.000	N	N			0.0010		5.3502		0.396			
3+680.396	N	N			0.0011		5.3502		10.588			
3+690.984	N	N			0.0024		5.3502		9.016			
3+700.000	N	N			0.0035		5.3502		2.984			
3+702.984	N	C			0.0039		5.3502		3.288			
3+706.272	N	C			0.0043		5.3502		13.728			
3+720.000	N	C			0.0060		5.3502		7.488			

3+727.488	N	C			0.0069		3.5861		3.288		
3+730.776	N	C			0.0077		3.5861		3.288		
3+734.064	N	C			0.0085		3.5861		5.936	**ALCANTARILLA**	**0.0085**
3+740.000	N	C			0.0100		3.5861		2.776		
3+742.776	N	C			0.0107		3.5861		6.412		
3+749.188	N	C			0.0122		3.5861		8.712		
3+757.900	N	C			0.0144		3.5861		2.100		
3+760.000	N	C			0.0149		3.5861		4.476		
3+764.476	N	C			0.0155		3.5861		15.524		
3+780.000	N	C			0.0174		3.5861		20.000	**ALCANTARILLA**	**0.0089**
3+800.000	N	C			0.0198		3.5861		20.000		
3+820.000	N	C	3.10	0.1944	0.0223		3.5861	0.3541	20.000		
3+840.000	N	C			0.0248		3.5861		20.000	**ALCANTARILLA**	**0.0074**
3+860.000	N	C			0.0272		3.5861		2.958		
3+862.958	N	C			0.0276		3.5861		2.400		
3+865.358	N	C			0.0282		3.5861		2.400		
3+867.758	N	C			0.0288		3.5861		12.242		
3+880.000	N	C			0.0318		3.5861		7.358		
3+887.358	N	C			0.0336		3.5861		4.794		
3+892.152	N	C			0.0348		3.5861		7.848		
3+900.000	N	C			0.0367		3.5861		1.752		
3+901.752	N	C			0.0372		3.5861		2.400		
3+904.152	N	C			0.0378		3.5861		2.400	**ALCANTARILLA**	**0.0130**

3+906.552	N	N								
3+909.397	N	N								
3+911.597	N	N								
3+913.797	N	N								
3+920.000	N	N			0.0008		1.8218		2.597	
3+922.597	N	N			0.0011		1.8218		11.431	
3+934.028	N	N			0.0025		1.8218		5.972	
3+940.000	N	N			0.0032		1.8218		2.828	
3+942.828	N	N	0.8	0.1944	0.0036		1.8218	0.3541	2.200	
3+945.028	N	N			0.0039		1.8218		2.200	
3+947.228	N	N			0.0041		1.8218		3.969	
3+951.197	N	N			0.0046		1.8218		2.400	**ALCANTARILLA**	**0.0046**
3+953.597	N	N								
3+955.997	N	N								
3+960.000	N	N								
3+965.597	N	N								
3+979.693	N	N								
3+980.000	N	N								
3+989.293	N	N								
3+991.693	N	N								
3+994.093	N	N								
4+000.000	N	N								
4+015.935	N	C	3.10	0.1944	0.0005		3.5861	0.6971		**ALCANTARILLA**	**0.0005**
4+020.000	N	C					0			

5.3.- Calculo de los diámetros de las alcantarillas.

En presente apartado se desarrollaran los cálculos necesarios para establecer el diámetro requerido para transportar el gasto aportado por las cunetas.

ALCANTARILLA KM 2+280.000

DATOS

Q m^3/seg	PENDIENTE %	n
0.0247	4	0.013

PROPUESTOS			RESULTADOS	CALCULADO CON DIAMETRO PROPUESTO Q	GASTOS A CONDUCIR Q	
D	R	AREA	CAPACIDAD HIDRAULICA (Velocidad, m/s)	m^3/seg	m^3/seg	
0.0736	0.2312	0.0043	5.7957	0.0247	0.0247	OK SE IGUALARON

ALCANTARILLA KM 2+560.000

Q m3/seg	PENDIENTE %	n
0.0061	4	0.013

PROPUESTOS			RESULTADOS	CALCULADO CON DIAMETRO PROPUESTO Q	GASTOS A CONDUCIR Q	
D	R	AREA	CAPACIDAD HIDRAULICA (Velocidad, m/s)	m^3/seg	m^3/seg	
0.0435	0.1367	0.0015	4.0817	0.0061	0.0061	OK SE IGUALARON

ALCANTARILLA KM 2+594.588

Q m3/seg	PENDIENTE %	n
0.0129	4	0.013

PROPUESTOS			RESULTADOS	CALCULADO CON DIAMETRO PROPUESTO Q	GASTOS A CONDUCIR Q	
D	R	AREA	CAPACIDAD HIDRAULICA (Velocidad, m/s)	m^3/seg	m^3/seg	
0.0577	0.1813	0.0026	4.9276	0.0129	0.0129	OK SE IGUALARON

ALCANTARILLA KM 2+820.000

Q m3/seg	PENDIENTE %	n
0.0074	4	0.013

PROPUESTOS			RESULTADOS	CALCULADO CON DIAMETRO PROPUESTO Q	GASTOS A CONDUCIR Q	
D	R	AREA	CAPACIDAD HIDRAULICA (Velocidad, m/s)	m^3/seg	m^3/seg	
0.0468	0.1470	0.0017	4.2857	0.0074	0.0074	OK SE IGUALARON

ALCANTARILLA KM 2+967.041

Q m3/seg	PENDIENTE %	n
0.0123189	4	0.013

PROPUESTOS			RESULTADOS	CALCULADO CON DIAMETRO PROPUESTO Q	GASTOS A CONDUCIR Q	
D	R	AREA	CAPACIDAD HIDRAULICA (Velocidad, m/s)	m^3/seg	m^3/seg	
0.0567	0.1781	0.0025	4.8705	0.0123	0.0123	OK SE IGUALARON

ALCANTARILLA KM 3+054.293

Q m3/seg	PENDIENTE %	n
0.0069	4	0.013

PROPUESTOS			RESULTADOS	CALCULADO CON DIAMETRO PROPUESTO Q	GASTOS A CONDUCIR Q	
D	R	AREA	CAPACIDAD HIDRAULICA (Velocidad, m/s)	m^3/seg	m^3/seg	
0.0456	0.1433	0.0016	4.2121	0.0069	0.0069	OK SE IGUALARON

ALCANTARILLA KM 3+160.000

Q m3/seg	PENDIENTE %	n
0.0123	4	0.013

PROPUESTOS			RESULTADOS	CALCULADO CON DIAMETRO PROPUESTO Q	GASTOS A CONDUCIR Q	
D	R	AREA	CAPACIDAD HIDRAULICA (Velocidad, m/s)	m^3/seg	m^3/seg	
0.0567	0.1781	0.0025	4.8705	0.0123	0.0123	OK SE IGUALARON

ALCANTARILLA KM 3+360.000

Q m3/seg	PENDIENTE %	n
0.0395	4	0.013

PROPUESTOS			RESULTADOS	CALCULADO CON DIAMETRO PROPUESTO Q	GASTOS A CONDUCIR Q	
D	R	AREA	CAPACIDAD HIDRAULICA (Velocidad, m/s)	m^3/seg	m^3/seg	
0.0878	0.2758	0.0061	6.5190	0.0395	0.0395	OK SE IGUALARON

ALCANTARILLA KM 3+420.000

Q m3/seg	PENDIENTE %	n
0.0074	4	0.013

PROPUESTOS			RESULTADOS	CALCULADO CON DIAMETRO PROPUESTO Q	GASTOS A CONDUCIR Q	
D	R	AREA	CAPACIDAD HIDRAULICA (Velocidad, m/s)	m^3/seg	m^3/seg	
0.0468	0.1470	0.0017	4.2857	0.0074	0.0074	OK SE IGUALARON

ALCANTARILLA KM 3+480.000

Q m3/seg	PENDIENTE %	n
0.0074	4	0.013

PROPUESTOS			RESULTADOS	CALCULADO CON DIAMETRO PROPUESTO Q	GASTOS A CONDUCIR Q	
D	R	AREA	CAPACIDAD HIDRAULICA (Velocidad, m/s)	m^3/seg	m^3/seg	
0.0468	0.1470	0.0017	4.2857	0.0074	0.0074	OK SE IGUALARON

ALCANTARILLA KM 3+640.000

Q m3/seg	PENDIENTE %	n
0.0121	4	0.013

PROPUESTOS			RESULTADOS	CALCULADO CON DIAMETRO PROPUESTO Q	GASTOS A CONDUCIR Q	
D	R	AREA	CAPACIDAD HIDRAULICA (Velocidad, m/s)	m^3/seg	m^3/seg	
0.0564	0.1772	0.0025	4.8533	0.0121	0.0121	OK SE IGUALARON

ALCANTARILLA KM 3+734.064

Q m3/seg	PENDIENTE %	n
0.0085	4	0.013

PROPUESTOS			RESULTADOS	CALCULADO CON DIAMETRO PROPUESTO Q	GASTOS A CONDUCIR Q	
D	R	AREA	CAPACIDAD HIDRAULICA (Velocidad, m/s)	m^3/seg	m^3/seg	
0.0494	0.1552	0.0019	4.4429	0.0085	0.0085	OK SE IGUALARON

ALCANTARILLA KM 3+780.000

Q m3/seg	PENDIENTE %	n
0.0089	4	0.013

PROPUESTOS			RESULTADOS	CALCULADO CON DIAMETRO PROPUESTO Q	GASTOS A CONDUCIR Q	
D	R	AREA	CAPACIDAD HIDRAULICA (Velocidad, m/s)	m^3/seg	m^3/seg	
0.0502	0.1577	0.0020	4.4908	0.0089	0.0089	OK SE IGUALARON

ALCANTARILLA KM 3+840.000

Q m3/seg	PENDIENTE %	n
0.0074	4	0.013

PROPUESTOS			RESULTADOS	CALCULADO CON DIAMETRO PROPUESTO Q	GASTOS A CONDUCIR Q	
D	R	AREA	CAPACIDAD HIDRAULICA (Velocidad, m/s)	m^3/seg	m^3/seg	
0.0468	0.1470	0.0017	4.2857	0.0074	0.0074	OK SE IGUALARON

ALCANTARILLA KM 3+904.152

Q m3/seg	PENDIENTE %	n
0.013	4	0.013

PROPUESTOS			RESULTADOS	CALCULADO CON DIAMETRO PROPUESTO Q	GASTOS A CONDUCIR Q	
D	R	AREA	CAPACIDAD HIDRAULICA (Velocidad, m/s)	m^3/seg	m^3/seg	
0.0579	0.1819	0.0026	4.9390	0.0130	0.0130	OK SE IGUALARON

ALCANTARILLA KM 3+951.197

Q m3/seg	PENDIENTE %	n
0.0046	4	0.013

PROPUESTOS			RESULTADOS	CALCULADO CON DIAMETRO PROPUESTO Q	GASTOS A CONDUCIR Q	
D	R	AREA	CAPACIDAD HIDRAULICA (Velocidad, m/s)	m^3/seg	m^3/seg	
0.0393	0.1235	0.0012	3.8146	0.0046	0.0046	OK SE IGUALARON

ALCANTARILLA KM 4+015.935

Q m3/seg	PENDIENTE %	n
0.0005	4	0.013

PROPUESTOS			RESULTADOS	CALCULADO CON DIAMETRO PROPUESTO Q	GASTOS A CONDUCIR Q	
D	R	AREA	CAPACIDAD HIDRAULICA (Velocidad, m/s)	m^3/seg	m^3/seg	
0.0170	0.0534	0.0002	2.1818	0.0005	0.0005	OK SE IGUALARON

En el caso de las alcantarillas en los km 3+054.293 y km 3+951.197, son estructuras ubicadas entre las estructuras de proyecto original pero, se procedió con su análisis ya que se cree conveniente llevarlo acabo, determinando que esta tiene las dimensiones necesarias para transportar los gastos tanto de las cunetas como de el gasto de su cuenca de aportación.

5.4.- Análisis de cargas sobre las alcantarillas.

La determinación de las cargas actuantes sobre las estructuras se determinara basados en los aforos vehiculares realizados en la zona de estudio esto para que se considere el tipo de camión de mayor dimensión y peso que circula por el camino en estudio.

5.4.1.- Calculo de las cargas vivas. (Aguas arriba)

Para las condiciones aguas arriba de las alcantarillas se ha establecido una profundidad de 0.60m determinándose dicha profundidad como la tipo para la ubicación de las alcantarillas en la entrada de las mismas. La profundidad de 0.60m se estableció de acuerdo a las condiciones recomendadas para la colocación del las tuberías las cuales establecen que debe de existir un colchón de material de banco compactado de 30cm de espesor sobre el tubo y de acuerdo e los planos del proyecto original se tiene una estructura de 30cm de espesor del pavimento.

Peso bruto del camion.

W = 15,500.00 kg

Distancia entre ejes.

Distancia = 4.27 m

Ancho del camion.

Ancho = 1.83 m

P = Carga de la rueda = 0.4xW (Ejes traseros)
A = Area de la base del cono de transmision de esfuerzos.
h = Profundidad del cono de transmision de esfuerzos.
Donde el esfuerzo será:

$$S = P/A$$

r = h = 0.915 m

Carga transmitida por las ruedas traseras.

$$P = 0.4 \times W$$

P = 6,200.00 kg

$$A = \pi x r^2$$

El esfuerzo cuando los conos se toquen será:

$$S = P/A$$

S = 2,357.21 kg/m^2

Se elaborara una tabla en funcion de h y de la carga viva.

Se supondra que:

h = Altura del terraplen en metros.

S = Esfuerzo proporcionado por la carga viva. (kg/cm^2)

h = Carga viva traducida a altura del terraplen, en metros, igual a S/ γ

d = Altura del terraplen mas carga viva traducida a altura del terraplen, (d = h + h').

Para h = 0.5 m

S = 7,894.07 kg/cm^2

Conocido el esfuerzo, S, se calcula h', así:

$$h' = S/\gamma$$

γ = 1,584.00 kg/m^3

h' = 4.98 m

Se suman h y h' y se obtiene d:

$$d = h + h'$$

d = 5.48 m

A partir de 0.915m los conos se tocaran y por lo tanto los esfuerzos seran dobles.

A aprtir de 0.915m tendremos:

h = 0.915 m

$$S = P/A$$

S = 2,357.21 kg/m^2

$$h' = S/\gamma$$

h' = 1.49 m

$$d = h + h'$$

d = 2.40 m

Para una profundidad de 1.00m la cual es mayor a 0.915m, tendremos:

h = 1.00 m

$$S = 2\left(P/A\right)$$

S = 3,947.03 kg/m^2

$$h' = S/\gamma$$

h' = 2.49 m

$$d = h + h'$$

d = 3.49 m

Determinaremos hasta que profundidad los esfuerzo se deberan de multiplicar por dos.

L = 4.65 m

Finalmente tenemos:

$L/2$ = 2.32 m

De 2.33m en adelante los esfuerzos no deben de ser multiplicados por dos.

h	$S = P/A$	$h' = S/\gamma$	$d = h + h'$	Diametro del tubo total	s
m	**kg/m²**	**m**	**m**	**m**	**kg/m**
0.500	7,894.07	4.98	5.48		
0.600	5,481.99	3.46	4.06	1.15	6304.289
0.770	3,328.58	2.10	2.87		
0.800	3,083.62	1.95	2.75		
0.900	2,436.44	1.54	2.44		
0.915	2,357.21	1.49	2.40		
1.000	1,973.52	1.25	2.25		
1.100	1,631.01	1.03	2.13		
1.200	1,370.50	0.87	2.07		
1.280	1,204.54	0.76	2.04		
1.300	1,167.76	0.74	2.04		
1.400	1,006.90	0.64	2.04		
1.520	854.19	0.54	2.06		
1.600	770.90	0.49	2.09		
1.700	682.88	0.43	2.13		
1.800	609.11	0.38	2.18		
1.900	546.68	0.35	2.25		
2.000	493.38	0.31	2.31		
2.100	447.51	0.28	2.38		
2.200	407.75	0.26	2.46		
2.300	373.07	0.24	2.54		
2.330	363.52	0.23	2.56		
2.400	342.62	0.22	2.62		
2.500	315.76	0.20	2.70		

5.4.2.- Análisis de cargas muertas por medio de la expresión de Marston. (Aguas arriba)

$$W_Z = C_Z \bullet \gamma \bullet B^2$$

Donde:

Wz = Carga sobre el conducto en kilogramos por metro de longitud.

Cz = Coeficiente de carga para "conductos en zanja".

$\gamma =$ Peso volumetrico del material de relleno de la zanja, en kg/m^3 .

B = Ancho de la zanja en la parte superior del conducto, en metros.

H = Altura del terraplen en metros sobre el conducto.

Datos:

$\gamma =$	1584	kg/m^3
B =	1.75	m
H =	0.6	m
H/B =	0.34	

De la figura 33 se obtiene:

Cz =	0.8	
Wz =	3,880.80	kg/m

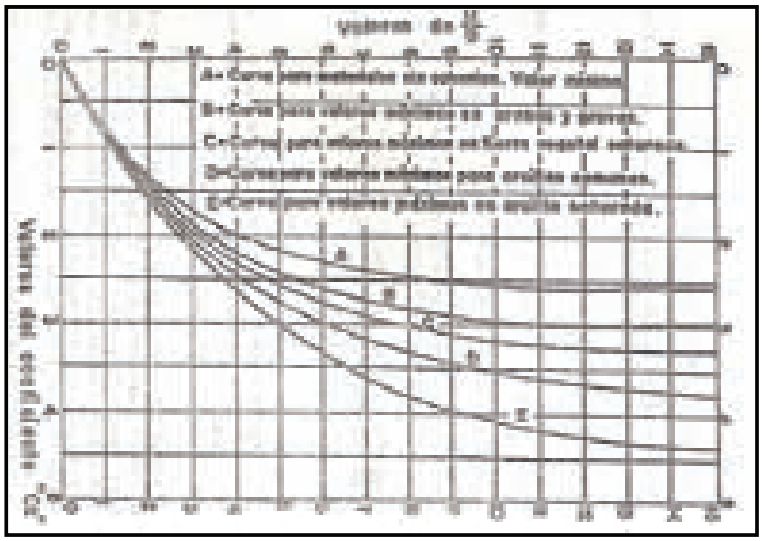


Figura 33.Curvas para coeficientes "Cz" para conductos en zanja. (Fuente: Crespo; 2008)

Total = Carga Viva + Carga Muerta

Total = 10,185.09 kg/m

5.4.3.- Calculo de las cargas vivas. (Aguas abajo)

Para las condiciones aguas abajo de las alcantarillas se ha establecido una profundidad de 0.77m para determinar la carga viva la cual afecta de manera muy considerable a las estructuras por debajo de ellas si esta profundidad es menor por lo tanto, la profundidad de 0.77m es la menor profundidad presentada en cada una de las estructuras. En el caso del análisis de cargas muertas la distancia con la cual se evaluara dicha carga será de 1.52m siendo esta profundidad mayor presentada en las estructuras

Peso bruto del camion.

W = 15,500.00 kg

Distancia entre ejes.

Distancia = 4.27 m

Ancho del camion.

Ancho = 1.83 m

P = Carga de la rueda = 0.4xW (Ejes traseros)
A = Area de la base del cono de transmision de esfuerzos.
h = Profundidad del cono de transmision de esfuerzos.
Donde el esfuerzo será:

$$S = P/A$$

r = h = 0.915 m

Carga transmitida por las ruedas traseras.

$$P = 0.4 \times W$$

P = 6,200.00 kg

$$A = \pi x r^2$$

El esfuerzo cuando los conos se toquen será:

$$S = P/A$$

S = 2,357.21 kg/m^2

Se elaborara una tabla en funcion de h y de la carga viva.

Se supondra que:

h = Altura del terraplen en metros.

S = Esfuerzo proporcionado por la carga viva. (kg/cm^2)

h = Carga viva traducida a altura del terraplen, en metros, igual a S/ γ

d = Altura del terraplen mas carga viva traducida a altura del terraplen, (d = h + h').

Para h = 0.5 m

S = 7,894.07 kg/cm^2

Conocido el esfuerzo, S, se calcula h', así:

$$h' = S/\gamma$$

γ = 1,584.00 kg/m^3

h' = 4.98 m

Se suman h y h' y se obtiene d:

$$d = h + h'$$

d = 5.48 m

A partir de 0.915m los conos se tocaran y por lo tanto los esfuerzos seran dobles.

A aprtir de 0.915m tendremos:

h = 0.915 m

$$S = P/A$$

S = 2,357.21 kg/m^2

$$h' = S/\gamma$$

h' = 1.49 m

$$d = h + h'$$

d = 2.40 m

Para una profundidad de 1.00m la cual es mayor a 0.915m, tendremos:

h = 1.00 m

$$S = 2\left(P/A\right)$$

S = 3,947.03 kg/m^2

$$h' = S/\gamma$$

h' = 2.49 m

$$d = h + h'$$

d = 3.49 m

Determinaremos hasta que profundidad los esfuerzo se deberan de multiplicar por dos.

L = 4.65 m

Finalmente tenemos:

$L/2$ = 2.32 m

De 2.33m en adelante los esfuerzos no deben de ser multiplicados por dos.

h	$S = P/A$	$h' = S/\gamma$	$d = h + h'$	Diametro del tubo total	s
m	**kg/m²**	**m**	**m**	**m**	**kg/m**
0.500	7,894.07	4.98	5.48		
0.600	5,481.99	3.46	4.06		
0.770	3,328.58	2.10	2.87	1.15	3827.870
0.800	3,083.62	1.95	2.75		
0.900	2,436.44	1.54	2.44		
0.915	2,357.21	1.49	2.40		
0.920	2,331.66	1.47	2.39	1.15	5362.817
1.100	1,631.01	1.03	2.13		
1.200	1,370.50	0.87	2.07		
1.280	1,204.54	0.76	2.04		
1.300	1,167.76	0.74	2.04		
1.400	1,006.90	0.64	2.04		
1.520	854.19	0.54	2.06		
1.600	770.90	0.49	2.09		
1.700	682.88	0.43	2.13		
1.800	609.11	0.38	2.18		
1.900	546.68	0.35	2.25		
2.000	493.38	0.31	2.31		
2.100	447.51	0.28	2.38		
2.200	407.75	0.26	2.46		
2.300	373.07	0.24	2.54		
2.330	363.52	0.23	2.56		
2.400	342.62	0.22	2.62		
2.500	315.76	0.20	2.70		

5.4.4.- Análisis de cargas muertas por medio de la expresión de Marston. (Aguas abajo)

$$W_Z = C_Z \bullet \gamma \bullet B^2$$

Donde:

Wz = Carga sobre el conducto en kilogramos por metro de longitud.

Cz = Coeficiente de carga para "conductos en zanja".

$\gamma =$ *Peso volumetrico del material de relleno de la zanja, en kg/m* ^{3} *.*

B = Ancho de la zanja en la parte superior del conducto, en metros.

H = Altura del terraplen en metros sobre el conducto.

Datos:

$\gamma =$	1584	kg/m^3
B =	1.75	m
H =	1.52	m
H/B =	0.87	

De la figura 33 se obtiene:

Cz =	1.5	
Wz =	7,276.50	kg/m

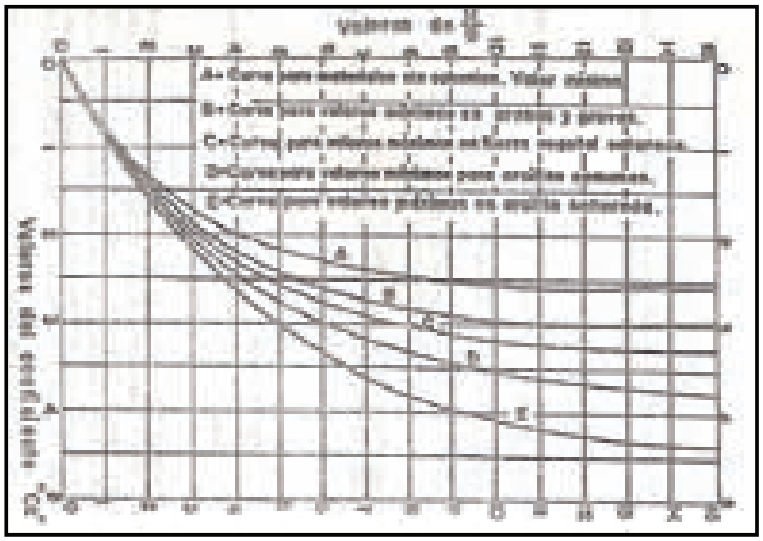


Figura 33.Curvas para coeficientes "Cz" para conductos en zanja. (Fuente: Crespo; 2008)

Total = Carga Viva + Carga Muerta

Total = 11,104.37 kg/m

Total = Carga Viva + Carga Muerta

Total = 12,639.32 kg/m Despues de 0.915m de profundidad

Debido a que se presenta una profundidad mayor a 0.915m se analizo a 0.920m para obtener un comparativo entre dichas profundidades y determinarse cual es la más desfavorable.

5.5.- Análisis de cargas sobre las alcantarillas del proyecto original.

5.5.1.- Calculo de las cargas vivas. (Aguas arriba)

Peso bruto del camion.

W = 15,500.00 kg

Distancia entre ejes.

Distancia = 4.27 m

Ancho del camion.

Ancho = 1.83 m

P = Carga de la rueda = 0.4xW (Ejes traseros)
A = Area de la base del cono de transmision de esfuerzos.
h = Profundidad del cono de transmision de esfuerzos.
Donde el esfuerzo será:

$$S = P/A$$

r = h = 0.915 m

Carga transmitida por las ruedas traseras.

$$P = 0.4 \times W$$

P = 6,200.00 kg

$$A = \pi x r^2$$

El esfuerzo cuando los conos se toquen será:

$$S = P/A$$

S = 2,357.21 kg/m^2

Se elaborara una tabla en funcion de h y de la carga viva.

Se supondra que:

h = Altura del terraplen en metros.

S = Esfuerzo proporcionado por la carga viva. (kg/cm^2)

h = Carga viva traducida a altura del terraplen, en metros, igual a S/ γ

d = Altura del terraplen mas carga viva traducida a altura del terraplen, (d = h + h').

Para h = 0.5 m

S = 7,894.07 kg/cm^2

Conocido el esfuerzo, S, se calcula h', así:

$$h' = S/\gamma$$

γ = 1,584.00 kg/m^3

h' = 4.98 m

Se suman h y h' y se obtiene d:

$$d = h + h'$$

d = 5.48 m

A partir de 0.915m los conos se tocaran y por lo tanto los esfuerzos seran dobles.

A aprtir de 0.915m tendremos:

h = 0.915 m

$$S = P/A$$

S = 2,357.21 kg/m^2

$$h' = S/\gamma$$

h' = 1.49 m

$$d = h + h'$$

d = 2.40 m

Para una profundidad de 1.00m la cual es mayor a 0.915m, tendremos:

h = 1.00 m

$$S = 2\left(P/A\right)$$

S = 3,947.03 kg/m^2

$$h' = S/\gamma$$

h' = 2.49 m

$$d = h + h'$$

d = 3.49 m

Determinaremos hasta que profundidad los esfuerzo se deberan de multiplicar por dos.

L = 4.65 m

Finalmente tenemos:

$L/2$ = 2.32 m

De 2.33m en adelante los esfuerzos no deben de ser multiplicados por dos.

h	$S = P/A$	$h' = S/\gamma$	$d = h + h'$	Diametro del tubo total	s
m	**kg/m²**	**m**	**m**	**m**	**kg/m**
0.470	8,933.98	5.64	6.11	1.15	10274.080
0.600	5,481.99	3.46	4.06		
0.770	3,328.58	2.10	2.87		
0.800	3,083.62	1.95	2.75		
0.900	2,436.44	1.54	2.44		
0.915	2,357.21	1.49	2.40		
1.000	1,973.52	1.25	2.25		
1.100	1,631.01	1.03	2.13		
1.200	1,370.50	0.87	2.07		
1.280	1,204.54	0.76	2.04		
1.300	1,167.76	0.74	2.04		
1.400	1,006.90	0.64	2.04		
1.520	854.19	0.54	2.06		
1.600	770.90	0.49	2.09		
1.700	682.88	0.43	2.13		
1.800	609.11	0.38	2.18		
1.900	546.68	0.35	2.25		
2.000	493.38	0.31	2.31		
2.100	447.51	0.28	2.38		
2.200	407.75	0.26	2.46		
2.300	373.07	0.24	2.54		
2.330	363.52	0.23	2.56		
2.400	342.62	0.22	2.62		
2.500	315.76	0.20	2.70		

5.5.2.- Análisis de cargas muertas por medio de la expresión de Marston. (Aguas arriba)

$$W_Z = C_Z \bullet \gamma \bullet B^2$$

Donde:

Wz = Carga sobre el conducto en kilogramos por metro de longitud.

Cz = Coeficiente de carga para "conductos en zanja".

$\gamma =$ *Peso volumetrico del material de relleno de la zanja, en kg/m* ^{3} *.*

B = Ancho de la zanja en la parte superior del conducto, en metros.

H = Altura del terraplen en metros sobre el conducto.

Datos:

$\gamma =$	1584	kg/m^3
B =	1.75	m
H =	0.78	m
H/B =	0.45	

De la figura 33 se obtiene:

Cz =	0.9	
Wz =	4,365.90	kg/m

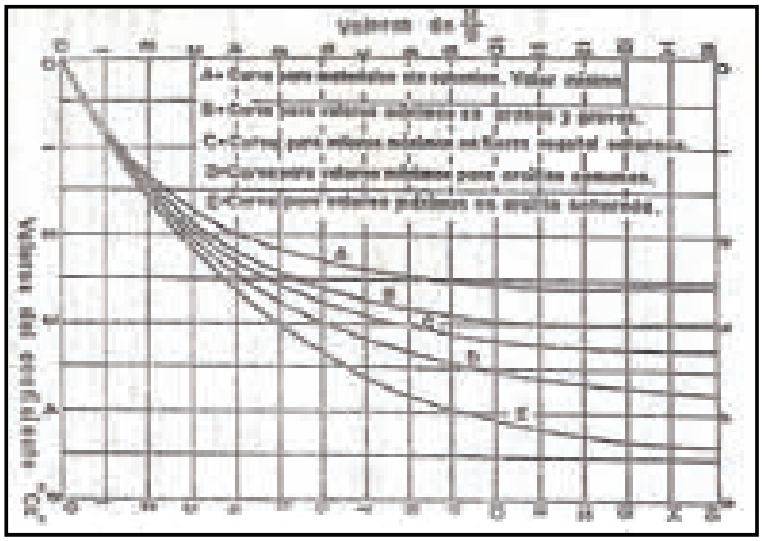


Figura 33.- Curvas para coeficientes "Cz" para conductos en zanja. (Fuente: Crespo; 2008)

Total = Carga Viva + Carga Muerta

Total = 14,639.98 kg/m

5.5.3.- Calculo de las cargas vivas. (Aguas abajo)

Peso bruto del camion.

W = 15,500.00 kg

Distancia entre ejes.

Distancia = 4.27 m

Ancho del camion.

Ancho = 1.83 m

P = Carga de la rueda = 0.4xW (Ejes traseros)
A = Area de la base del cono de transmision de esfuerzos.
h = Profundidad del cono de transmision de esfuerzos.
Donde el esfuerzo será:

$$S = P/A$$

r = h = 0.915 m

Carga transmitida por las ruedas traseras.

$$P = 0.4 \times W$$

P = 6,200.00 kg

$$A = \pi x r^2$$

El esfuerzo cuando los conos se toquen será:

$$S = P/A$$

S = 2,357.21 kg/m^2

Se elaborara una tabla en funcion de h y de la carga viva.

Se supondra que:
h = Altura del terraplen en metros.
S = Esfuerzo proporcionado por la carga viva. (kg/cm^2)
h = Carga viva traducida a altura del terraplen, en metros, igual a S/ γ
d = Altura del terraplen mas carga viva traducida a altura del terraplen, (d = h + h').

Para h = 0.5 m

S = 7,894.07 kg/cm^2

Conocido el esfuerzo, S, se calcula h', así:

$$h' = S/\gamma$$

γ = 1,584.00 kg/m^3

h' = 4.98 m

Se suman h y h' y se obtiene d:

$$d = h + h'$$

d = 5.48 m

A partir de 0.915m los conos se tocaran y por lo tanto los esfuerzos seran dobles.
A aprtir de 0.915m tendremos:

h = 0.915 m

$$S = P/A$$

S = 2,357.21 kg/m^2

$$h' = S/\gamma$$

h' = 1.49 m

$$d = h + h'$$

d = 2.40 m

Para una profundidad de 1.00m la cual es mayor a 0.915m, tendremos:

h = 1.00 m

$$S = 2\left(P/A\right)$$

S = 3,947.03 kg/m^2

$$h' = S/\gamma$$

h' = 2.49 m

$$d = h + h'$$

d = 3.49 m

Determinaremos hasta que profundidad los esfuerzo se deberan de multiplicar por dos.

L = 4.65 m

Finalmente tenemos:

$L/2 =$ 2.32 m

De 2.33m en adelante los esfuerzos no deben de ser multiplicados por dos.

h	$S = P/A$	$h' = S/\gamma$	$d = h + h'$	Diametro del tubo total	s
m	**kg/m²**	**m**	**m**	**m**	**kg/m**
0.470	8,933.98	5.64	6.11		
0.600	5,481.99	3.46	4.06		
0.770	3,328.58	2.10	2.87		
0.800	3,083.62	1.95	2.75		
0.900	2,436.44	1.54	2.44		
0.915	2,357.21	1.49	2.40		
1.050	1,790.04	1.13	2.18	1.15	4117.087
1.100	1,631.01	1.03	2.13		
1.200	1,370.50	0.87	2.07		
1.280	1,204.54	0.76	2.04		
1.300	1,167.76	0.74	2.04		
1.400	1,006.90	0.64	2.04		
1.520	854.19	0.54	2.06		
1.600	770.90	0.49	2.09		
1.700	682.88	0.43	2.13		
1.800	609.11	0.38	2.18		
1.900	546.68	0.35	2.25		
2.000	493.38	0.31	2.31		
2.100	447.51	0.28	2.38		
2.200	407.75	0.26	2.46		
2.300	373.07	0.24	2.54		
2.330	363.52	0.23	2.56		
2.400	342.62	0.22	2.62		
2.500	315.76	0.20	2.70		

5.5.4.- Análisis de cargas muertas por medio de la expresión de Marston. (Aguas abajo)

$$W_Z = C_Z \bullet \gamma \bullet B^2$$

Donde:

Wz = Carga sobre el conducto en kilogramos por metro de longitud.

Cz = Coeficiente de carga para "conductos en zanja".

$\gamma =$ *Peso volumetrico del material de relleno de la zanja, en kg/m* ^{3} *.*

B = Ancho de la zanja en la parte superior del conducto, en metros.

H = Altura del terraplen en metros sobre el conducto.

Datos:

$\gamma =$	1584	kg/m^3
B =	1.75	m
H =	1.28	m
H/B =	0.73	

De la figura 33 se obtiene:

Cz =	1.2	
Wz =	5,821.20	kg/m

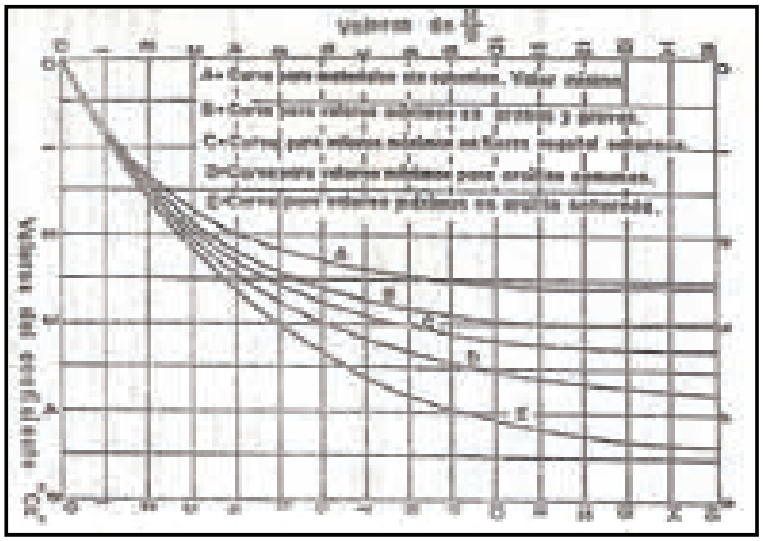


Figura 33.- Curvas para coeficientes "Cz" para conductos en zanja. (Fuente: Crespo; 2008)

Total = Carga Viva + Carga Muerta

Total = 9,938.29 kg/m Despues de 0.915m de profundidad

5.6.- Análisis de resultados.

Durante el análisis de las distintas estructuras que componen el sistema de drenaje en estudio se determinaron los siguientes aspectos:

- Las alcantarillas especificadas en el proyecto original, las cuales se analizaron por medio de un estudio hidrológico tienen la capacidad hidráulica suficiente para poder conducir el gasto de su cuenca hidrográfica ya que en ninguno de los casos se ve sobrepasada su capacidad.
- Las cunetas en conjunto con las cunetas propuestas y las estructuras dispuestas para desalojar el gasto de las mismas no sobrepasan su capacidad en ninguno de sus distintos cadenamientos.
- Las alcantarillas propuestas para transportar el gasto aportado por las cunetas presentan diámetros muy pequeños y por lo cual en acuerdo con lo establecido por Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos por conceptos de mantenimiento no se puede establecer alcantarillas con diámetros interiores menores a 0.91m por los que todas las alcantarilla propuestas en el presente análisis tendrán un diámetro interno igual a 0.91m.
- El análisis de cargas de las alcantarillas tanto propuestas como aquellas contenidas en el proyecto original presentan cargas de consideración. A continuación se indican las cargas mayores obtenidas:
    1. Alcantarillas propuestas
        - 12,369.32 kg/m

2. Alcantarillas de proyecto.

- 14,639.98 kg/m

En el caso de las alcantarillas propuestas se propone implementar un tubo comercial de concreto reforzado grado 4 de 0.91m de diámetro interno y 1.15m de diámetro externo con una resistencia de 13,935.00 kg/m el cual cubre las necesidades arrojadas por los análisis realizados.

Para las alcantarillas contenidas en el proyecto original es necesario implementar una tubería con una resistencia de 14,639.98 kg/m.

CONCLUSIONES

Con la presente investigación se establece la importancia de instaurar en las fajas de camino acondicionada para el tránsito de los vehículos un sistema de drenaje eficiente que nos permita evitar de forma parcial o total la llegada del agua al mismo pero, también poder darle a esta una salida rápida del mismo por medio de la correcta ubicación de estructuras de drenaje como son: cunetas, contra-cunetas, bombeo, lavaderos, alcantarillas y drenes, esto evitando en lo posible su transito a través del camino. Debido a la existencia de áreas drenadas por una corriente o sistemas interconectados de corrientes se desarrollo un análisis matemático para la revisión del sistema de drenaje del tramo carretero "Tarecuato – Los Hucuares, km 2 + 160 al km 4 + 020 en el municipio de Santiago Tangamandapio, Michoacán, estableciendo primeramente las alcantarillas especificadas en el proyecto original, las cuales se analizaron por medio de un estudio hidrológico tomando en cuenta las características de la zona de aportación tales como el tipo de uso del suelo el cual está conformado por área de bosque de pino encino y zonas de agricultura, tienen la capacidad hidráulica suficiente para poder conducir el gasto de su cuenca hidrográfica ya que en ninguno de los casos se ve sobrepasada su capacidad así como aquellas propuestas para transportar el gasto aportado por las cunetas presentan diámetros muy pequeños y por lo cual en acuerdo con lo establecido por Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos por conceptos de mantenimiento no se puede establecer alcantarillas con diámetros interiores menores a 0.91m por los que todas las alcantarilla propuestas en el presente análisis tendrán un diámetro interno igual a 0.91m., las cunetas en conjunto con las cunetas propuestas y las estructuras dispuestas para desalojar el gasto de las

mismas no sobrepasan su capacidad en ninguno de sus distintos tramos, cabe mencionarse que se tomaron en cuenta los gastos acumulados de las secciones del camino tanto aquellas en las cuales se presenta un parteaguas al centro de este como aquellas en las que el bombeo tiene una pendiente hacia un solo sentido del camino presentando estos un mayor gasto de aportación.

El análisis de cargas realizado en las alcantarillas propuestas se convino con la disposición de la pendiente de las alcantarillas estableciendo la pendiente mínima permitida la cual es igual al 4.0% esto con la finalidad de reducir al mínimo la altura del terraplén sobre la alcantarilla evitando así un incremento considerable en las cargas muertas actuantes sobre la estructuras de manera conjunta la disposición de las entradas de las alcantarillas a una altura fija de 0.60m atenuar problemas de socavación y deterioro de las estructuras ya que se evitaran que se presenten velocidades muy elevadas que puedan perjudicar el sistema de drenaje.

El análisis de cargas realizado a las estructuras establecidas en el proyecto original arrojo una carga total conformada por las cargas tanto vivas como muertas de 14,639.98kg/m la cual es una carga que supera a la que posee un tubo comercial del diámetro especificado lo cual limita el determinar si la capacidad del tubo instaurado actualmente es la necesaria, aun así dichas tuberías pueden ser elaboradas a pedido con las capacidades requeridas en el proyecto lo que puede arrojar un resultado positivo en cuanto a su capacidad de carga requerida en la revisión realizada.

En cuanto al diseño de las estructuras adicionales requeridas y analizadas anteriormente en el apartado de cálculos se tiene cargas de 12,639.32kg/m las cuales pueden ser cubiertas por una tubería de concreto reforzado de grado 4

elaborado con concreto f'c = 420kg/cm^2 con un diámetro interno de 0.91m y 1.15m de diámetro externo.

Una ves determinados los parámetros de necesarios para las estructuras se cumplen los objetivos y preguntas formuladas en un principio, dando por concluido el trabajo de investigación para la revisión del sistema de drenaje del tramo carretero "Tarecuato – Los Hucuares, km 2 + 160 al km 4 + 020 en el municipio de Santiago Tangamandapio, Michoacán.

BIBLIOGRAFIA

Chow Ven, Te. (1994)

Hidrología aplicada.

Ed. Mc Graw Hill, México.

Campos Aranda, Daniel Francisco. (2007)

Estimación y aprovechamiento del escurrimiento.

Del Castillo, Rico. (1995)

La ingeniería de suelos en las vías terrestres.

Ed. Limusa. México.

Cosculluela, Sáenz. (1990)

Drenaje superficial.

Ministerio de obras públicas, transportes y medio ambiente de España.

Juárez Badillo, Eulalio. (1995)

Mecánica de suelos.

Ed. Limusa. México.

Sotelo Ávila, Gilberto. (1973)

Drenaje en carreteras y aeropuertos.

U. N. A. M.

Mier S., José Alfonso. (1987)

Introducción a la ingeniería de caminos.

U. M. S. N. H.

Manual de proyecto geométrico de carreteras. (1974)

S. C. T.

Crespo Villaluz, Carlos. (1980)

Vías de comunicación.

Ed. Limusa. México.

Arias Rivera, G. Carlos.

Cuaderno de mecánica de suelos.

U. N. A. M.

Monsalve Saenz, German.

Hidrología en la ingeniería.

Escuela Colmbiana de ingeniería.

Mendieta Alatorre, Ángeles. (2005)

Métodos de investigación y manual académico.

Ed. Porrua. México.

Tamayo y Tamayo, Mario. (2000)

El proceso de la investigación científica.

Ed. Limusa. México.

Hernández Sampierri, Roberto y Cols. (2005)

Metodología de la investigación.

Ed. Mc Graw Hill. México.

Otras Fuentes de información:

http://www.ruralroads.org/roadtranssp.html; 2008

http://www.sct.gob.mx.html; 2008

http://www.inegi.gob.mx.html; 2008

http://www.arqhys.com/construccion/carretera-drenajes.html; 2008

http://www.mexico.pueblosamerica.com/i/tarecuato.html; 2008

http://www.cemexmexico.com/co/pdf/23Trafico.pdf;2008

http://normatividad.sct.gob.mx/index.php?id=762;2008

http://www.imt.gob.mx.html; 2008

http://www.igeograf.unam.mx/instituto/publicaciones/libros/hidrogeografia/cp4.pdf

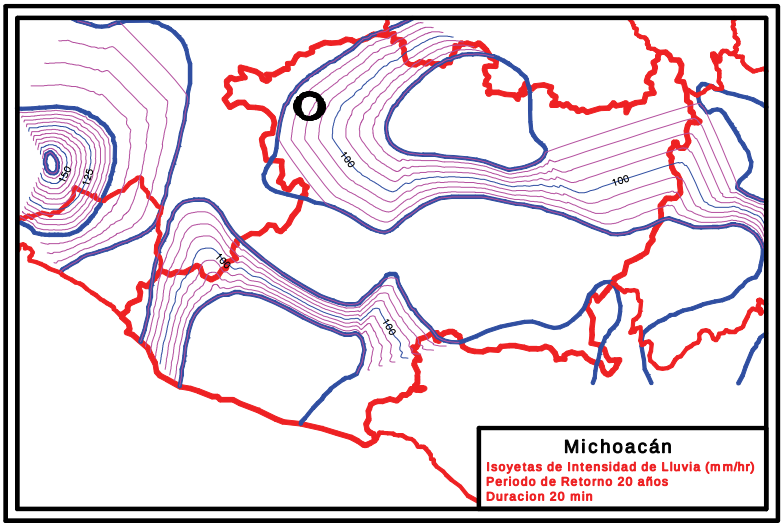
http://www.fing.uach.mx/licenciatura/civil/apuntes

http://www.michoacan.gob.mx/estado/geografia.php

http://www.tubosdeconcreto.com.mx/diseno_tubos.shtml

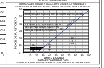
http://www.imt.mx/Espanol/Publicaciones/doctec/dt8.pdf

http://redalyc.uaemex.mx/redalyc/pdf/404/40470302.pdf


150
125
100
100
100
100
Michoacán
Isoyetas de Intensidad de Lluvia (mm/hr)
Periodo de Retorno 20 años
Duracion 20 min

CRITERIOS DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO

División			Símbolo		Criterio
SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL ES RETENIDO EN LA MALLA No 200	ARENAS MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA ES RETENIDA EN LA MALLA No 4	GRAVAS LIMPIAS (POCO O NADA DE PARTICULAS FINAS)	GW	DETERMINENSE LOS PORCENTAJES DE GRAVA Y ARENA DE LA CURVA GRANULOMETRICA. DEPENDIENDO DEL PORCENTAJE DE FINOS (FRACCION QUE PASA LA MALLA No 200) LOS SUELOS GRUESOS SE CLASIFICAN COMO SIGUE: MENOS DE 5%: GW, GP, SW, SP. MAS DE 12%: GM, GC, SM, SC.	COEF. DE UNIFORMIDAD (Cu) $Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ MAYOR DE 4; COEF. DE CURVATURA (Cc) $Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ ENTRE 1 Y 3
			GP		NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACION PARA GW
		GRAVAS CON FINOS (CANTIDAD APRECIABLE DE PARTICULAS FINAS)	GM		LIMITES DE PLASTICIDAD ABAJO DE LA LINEA "A" O Ip MENOR QUE 4
			GC		LIMITES DE PLASTICIDAD ARRIBA DE LA LINEA "A" CON Ip MAYOR QUE 7
	ARENAS MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA PASA LA MALLA No 4	ARENAS LIMPIAS (POCO O NADA DE PARTICULAS FINAS)	SW		COEF. DE UNIFORMIDAD (Cu) $Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ MAYOR DE 6; COEF. DE CURVATURA (Cc) $Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ ENTRE 1 Y 3
			SP		NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACION PARA SW
		ARENAS CON FINOS (CANTIDAD APRECIABLE DE PARTICULAS FINAS)	SM		LIMITES DE PLASTICIDAD ABAJO DE LA LINEA "A" O Ip MENOR QUE 4
			SC		LIMITES DE PLASTICIDAD ARRIBA DE LA LINEA "A" CON Ip MAYOR QUE 7
SUELOS DE PARTICULAS FINAS MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA LA MALLA No 200	LIMOS Y ARCILLAS LIMITE LIQUIDO MENOR DE 50		ML, CL, OL		EQUIVALENCIA DE SIMBOLOS: G. GRAVA, M. LIMO, O. SUELOS ORGANICOS, W. BIEN GRADUADOS, L. BAJA COMPRESIBILIDAD, S. ARENA, C. ARCILLA, Pt. TURBA, P. MAL GRADUADA, H. ALTA COMPRESIBILIDAD
	LIMOS Y ARCILLAS LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50		MH, CH, OH		COMPARANDO SUELOS A IGUAL LIMITE LIQUIDO, LA TENACIDAD Y LA RESISTENCIA EN ESTADO SECO AUMENTAN CON EL INDICE PLASTICO
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS			Pt		



CARTA DE PLASTICIDAD PARA CLASIFICACION DE SUELOS DE PARTICULAS FINAS EN EL LABORATORIO

* CLASIFICACIONES DE FRONTERA - LOS SUELOS QUE POSEAN LAS CARACTERISTICAS DE DOS GRUPOS SE DESIGNARAN CON LA COMBINACION DE LOS DOS SIMBOLOS. EJEMPLO GW - GC MEZCLA DE GRAVA Y ARENA BIEN GRADUADA CON CEMENTANTE ARCILLOSO.

◆ TODOS LOS TAMAÑOS DE LAS MALLAS EN ESTA CARTA SON LOS U. S. STANDARD.

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO

(EXCLUYENDO LAS PARTICULAS MAYORES DE 7.60cms (3" Y BASANDO LAS FRACCIONES EN PESOS ESTIMADOS)

División			Procedimiento de identificación en el campo			Símbolo del grupo *	NOMBRES TIPICOS	INFORMACION NECESARIA PARA LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS
SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL ES RETENIDO EN LA MALLA No 200	ARENAS MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA ES RETENIDA EN LA MALLA No 4	GRAVAS LIMPIAS (POCO O NADA DE PARTICULAS FINAS)	AMPLIA GAMA EN LOS TAMAÑOS DE LAS PARTICULAS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS INTERMEDIOS.			GW	GRAVAS BIEN GRADUADAS, MEZCLAS DE GRAVA Y ARENAS CON POCO O NADA DE FINOS.	DÉSE EL NOMBRE TÍPICO; INDÍQUENSE LOS PORCENTAJES APROXIMADOS DE GRAVA Y ARENA, TAMAÑO MÁXIMO, ANGULOSIDAD, CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE Y DUREZA DE LAS PARTÍCULAS GRUESAS; NOMBRE LOCAL Y GEOLÓGICO; CUALQUIER OTRA INFORMACIÓN DESCRIPTIVA PERTINENTE Y EL SÍMBOLO ENTRE PARÉNTESIS.
			PREDOMINIO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑOS CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS.			GP	GRAVAS MAL GRADUADAS, MEZCLAS DE GRAVA Y ARENA CON POCO O NADA DE FINOS.	
		GRAVAS CON FINOS (CANTIDAD APRECIABLE DE PARTICULAS FINAS)	FRACCION FINA POCO O NADA PLASTICA (PARA IDENTIFICACION VEASE GRUPO " ML " ABAJO).			GM	GRAVAS LIMOSAS, MEZCLAS DE GRAVA, ARENA Y LIMO.	PARA LOS SUELOS INALTERADOS AGRÉGUESE INFORMACIÓN SOBRE ESTRATIFICACIÓN, COMPACIDAD, CEMENTACIÓN, CONDICIONES DE HUMEDAD Y CARACTERÍSTICAS DE DRENAJE.
			FRACCION FINA PLASTICA (PARA IDENTIFICACION VEASE GUPO CL ABAJO).			GC	GRAVAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE GRAVA, ARENA Y ARCILLA.	
	ARENAS MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA PASA LA MALLA No 4	ARENAS LIMPIAS (POCO O NADA DE PARTICULAS FINAS)	AMPLIA GAMA EN LOS TAMAÑOS DE LA PARTICULAS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS INTERMEDIOS.			SW	ARENAS BIEN GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA CON POCO O NADA DE FINOS.	EJEMPLO: ARENA LIMOSA CON GRAVA, COMO UN 20% DE GRAVA DE PARTÍCULAS DURAS ANGULOSAS Y DE 1.5CM. DE TAMAÑO MÁXIMO; ARENA GRUESA A FINA DE PARTÍCULAS REDONDEADAS A SUBANGULOSAS, ALREDEDOR DE 15% DE FINOS NO PLÁSTICOS DE BAJA RESISTENCIA EN EDO. SECO; COMPACTA Y HUMEDAD EN EL LUGAR; ARENA ALUVIAL (SM).
			PROMEDIO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑOS CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS.			SP	ARENAS MAL GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA CON POCO O NADA DE FINOS.	
		ARENAS CON FINOS (CANTIDAD APRECIABLE DE PARTICULAS FINAS)	FRACCION FINA POCO NADA PLASTICA (PARA IDENTIFICACION VEASE GRUPO ML ABAJO).			SM	ARENAS LIMOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y LIMO.	
			FRACCION FINA PLASTICA (PARA IDENTIFICACION VEASE GRUPO CL ABAJO).			SC	ARENAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y ARCILLA.	
SUELOS DE PARTICULAS FINAS MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA LA MALLA No 200	PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION EN LA FRACCION QUE PASA LA MALLA No 40		RESISTENCIA EN ESTADO SECO (CARACTERISTICAS AL ROMPIMIENTO)	DILATANCIA (REACCION AL AGITADO)	TENACIDAD (CONSISTENCIA CERCA DEL LIMITE PLASTICO)			
	LIMOS Y ARCILLAS LIMITE LIQUIDO MENOR DE 50		NULA A LIGERA	RAPIDA A LENTA	NULA	ML	LIMOS INORGANICOS, POLVO DE ROCA, LIMOS ARENOSOS O ARCILLOSOS LIGERAMENTE PLASTICOS.	DÉSE EL NOMBRE TÍPICO, INDÍQUENSE EL GRADO Y CARÁCTER DE LA PLASTICIDAD, CANTIDAD Y TAMAÑO MÁXIMO DE LAS PARTÍCULAS GRUESAS, COLOR DEL SUELO HUMEDAD, OLOR, NOMBRE LOCAL Y GEOLÓGICO; CUALQUIER OTRA INFORMACIÓN DESCRIPTIVA PERTINENTE Y EL SÍMBOLO ENTRE PARÉNTESIS.
			MEDIA A ALTA	NULA O MUY LENTA	MEDIA	CL	ARCILLAS INORGANICAS DE BAJA A MEDIA PLASTICIDA, ARCILLAS CON GRAVA, ARCILLAS ARENOSAS, ARCILLAS LIMOSAS, ARCILLAS POBRES.	
			LIGERA A MEDIA	LENTA	LIGERA	OL	LIMOS ORGANICOS Y ARCILLAS LIMOSAS ORGANICAS DE BAJA PLASTICIDAD.	
	LIMOS Y ARCILLAS LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50		NULA A LIGERA	LENTA A NULA	LIGERA A MEDIA	MH	LIMOS INORGANICOS Y ARCILLAS LIMOSAS ORGANICAS DE BAJA PLASTICIDAD.	PARA LOS SUELOS INALTERADOS AGRÉGUESE INFORMACIÓN SOBRE LA ESTRUCTURA, ESTRATIFICACIÓN, CONSISTENCIA TANTO EN ESTADO INALTERADO COMO REMOLDEADO, CONDICIONES DE HUMEDAD Y DE DRENAJE.
			ALTA A MUY ALTA	NULA	ALTA	CH	ARCILLAS INORGANICAS DE ALTA PLASTICIDAD ARCILLAS FRANCAS.	
			MEDIA A ALTA	NULA A MUY LENTA	LIGERA A MEDIA	OH	ARCILLAS ORGANICAS DE MEDIA A ALTA PLASTICIDAD, LIMOS ORGANICOS DE MEDIA PLASTICIDAD.	
			FACILMENTE IDENTIFICABLES POR COLOR Y OLOR SENSACION ESPONJOSA Y FRECUENTEMENTE POR SU TEXTURA FIBROSA.			P_t	TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS.	EJEMPLO: LIMO ARCILLOSO, CAFÉ, LIGERAMENTE PLÁSTICO PORCENTAJE REDUCIDO DE ARENA FINA; NUMEROSOS AGUJEROS VERTICALES DE RAÍCES, FIRME Y SECO EN EL LUGAR; LOESS (ML)

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION PARA SUELOS FINOS 0 FRACCIONES FINAS DE SUELO EN EL CAMPO.

ESTOS PROCEDIMIENTOS SE EJECUTAN CON LA FRACCIÓN QUE PASE POSA MALLA NO 40 (APROXIMADAMENTE 0.5 MM).

PARA FINES DE CLASIFICACIÓN EN EL CAMPO, SI NO SE USA LA MALIA, SIMPLEMENTE SE QUITAN A MANA LAS PARTÍCULAS GRUESAS QUE OBSTRUYAN O DIFICULTEN LAS PRUEBAS.

DILATANCIA (REACCIÓN AL AGITADO)

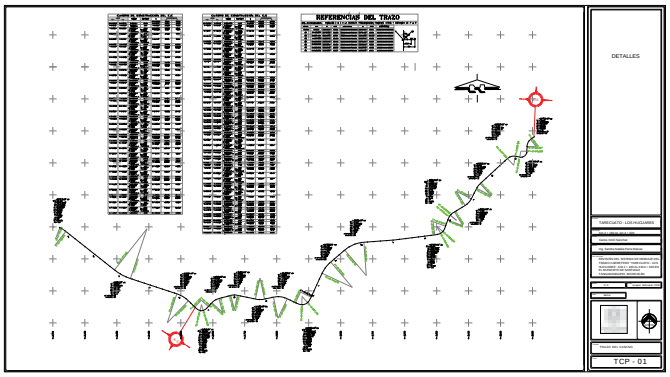
DESPUÉS DE QUITAR LAS PARTÍCULAS MAYORES QUE LA MALLA NO 40, PREPÁRESE UNA PASTILLA DE SUELO HÚMEDO DE APROXIMADAMENTE 10CM3 SI ES NECESARIO, AÑÁDASE SUFICIENTE AGUA PARA DEJAR EL SUELO SUAVE, PERO NO PEGAJOSO. COLÓQUESE LA PASTILLA EN LA PALMA DE LA MANO Y AGÍTESE HORIZONTALMENTE, GOLPEANDO VIGOROSAMENTE VARIAS VECES CONTRA LA OTRA MANO. UNA REACCIÓN POSITIVA CONSISTE EN LA APARICIÓN DE AGUA EN LA SUPERFICIE DE LA PASTILLA, LA CUAL CAMBIA ADQUIRIENDO UNA APARIENCIA DE HÍGADO Y SE VUELVE LUSTROSA. CUANDO LA PASTILLA SE OPRIME ENTRE LOS DEDOS, EL AGUA Y EL LUSTRE DESAPARECEN DE LA SUPERFICIE, LA PASTILLA SE VUELVE TIESA Y FINALMENTE SE AGRIETA Y SE DESMORONA. LA RAPIDEZ DE LA APARICIÓN DEL AGUA DURANTE EL AGITADO Y DE SU DESAPARICIÓN DURANTE LA OPRESIÓN SIRVE PARA IDENTIFICAR EL CARÁCTER DE LOS FINOS EN UN SUELO.

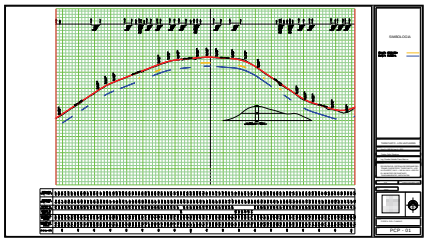
RESISTENCIA EN ESTADO SECO (CARACTERÍSTICA AL ROMPIMIENTO)

DESPUÉS DE ELIMINAR LAS PARTÍCULAS MAYORES QUE LA MALLA NO 40, MOLDÉESE UN CILINDRO DE SUELO DE 2.5CM DE DIÁMETRO POR 2.5CM DE ALTURA HASTA ALCANZAR UNA CONSISTENCIA DE MASILLA, AÑADIENDO AGUA SI ES NECESARIO. DÉJESE SECAR COMPLETAMENTE LA PASTILLA EN UN HORMO, AL SOL O AL AIRE Y PRUÉBESE SU RESISTENCIA ROMPIÉNDOLA Y DESMORONÁNDOLA ENTRE LOS DEDOS. ESTA RESISTENCIA ES UNA MEDIDA DEL CARÁCTER Y LA CANTIDAD DE LA FRACCIÓN COLOIDAL QUE CONTIENE EL SUELO. LA RESISTENCIA EN ESTADO SECO AUMENTA CON LA PLASTICIDAD.

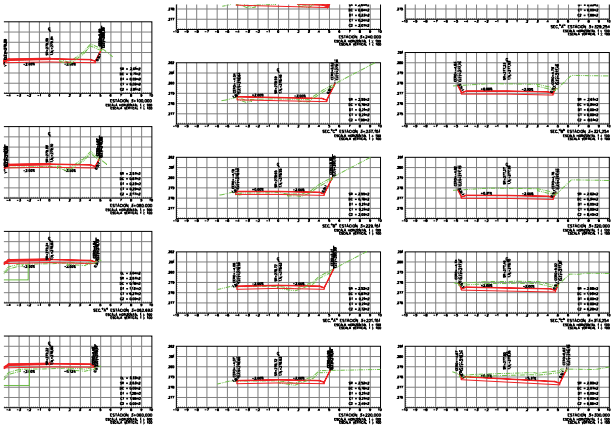
TENACIDAD (CONSISTENCIA CERCA DEL LÍMITE PLÁSTICO)

DESPUÉS DE ELIMINAR LAS PARTÍCULAS MAYORES QUE LA MALLA NO 40, MOLDÉESE UN ESPÉCIMEN DE APROXIMADAMENTE 10CM3 HASTA ALCANZAR LA CONSISTENCIA DE MASILLA. SI EL SUELO ESTA MUY SECO DEBE AGREGARSE AGUA, PERO SI ESTA PEGAJOSO DEBE EXTENDERSE EL ESPÉCIMEN FORMANDO UNA CAPA DELGADA QUE PERMITA ALGO DE PERDIDA DE HUMEDAD POR EVAPORACIÓN. POSTERIORMENTE EL ESPÉCIMEN SE ROLA A MANO SOBRE UNA SUPERFICIE LISA O ENTRE LAS PALMAS, HASTA HACER UN ROLLITO APROXIMADAMENTE 3MM DE DIÁMETRO; SE AMASA Y SE VUELVE A ROLAR VARIAS VECES. DURANTE ESTAS OPERACIONES EL CONTENIDO DE AGUA SE REDUCE GRADUALMENTE Y EL ESPÉCIMEN LLEGA A PONERSE TIESO, PIERDE FINALMENTE SU PLASTICIDAD Y SE DESMORONA CUANDO SE ALCANZA EL LÍMITE PLÁSTICO. DESPUÉS QUE EL ROLLO SE HA DESMORONADO, LOS PEDAZOS DEBEN JUNTARSE Y CONTINUAR EL AMASADO ENTRE LOS DEDOS EN FORMA LIGERA, HASTA QUE LA MASA SE DESMORONA NUEVAMENTE.


REFERENCIAS DEL TRAZO
DETALLES
TRAZO DEL CAMINO
TCP - 01


EMBLOCA
PCP - 01

DETALLES
DETALLE TIPICO DEL CAMPO
DETALLE TIPICO DE LA PISTA
PISTA DE ATLETISMO
CAMPO DE FUTBOL
CAMPO DE FUTBOL
CAMPO DE FUTBOL



Proyecto:
TARECUATO - LOS HUCUARES

Localidad:
Km 2 + 160 AL km 4 + 020

Estado:
Carlos Colín Sánchez

Autor:
Ing. Sandra Natalia Parra Macías

Título de la lámina:
REVISIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE DEL TRAMO CARRETERO "TARECUATO - LOS HUCUARES", KM 2 + 160 AL KM 4 + 020 EN EL MUNICIPIO DE SANTIAGO TANGAMANDAPIO, MICHOACÁN

Escala: S / E

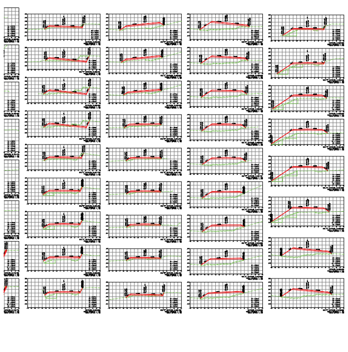
Fecha: Uruapan, Michoacán, 2008

Unidades: Metros

NORTE

Contenido:
SECCIONES TRANSVERSALES DE PROYECTO

Plano:
T - 02



DETALLES

SECCION TIPO DEL CAMINO

COTAS: METROS

SECCION TIPO DE LA CUNETA

AREA DE LA CUNETA: 0.1944 m2

COTAS: METROS

TARECUATO - LOS HUCUARES

Km 2 + 160 AL km 4 + 020

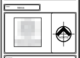
Carlos Colín Sánchez

Ing. Sandra Natalia Parra Macias

REVISIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE DEL TRAMO CARRETERO "TARECUATO - LOS HUCUARES", KM 2 + 160 AL KM 4 + 020 EN EL MUNICIPIO DE SANTIAGO TANGAMANDAPIO, MICHOACÁN

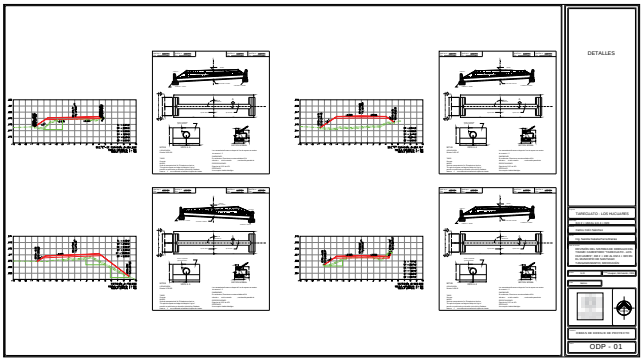
S / E | Uruapan, Michoacán, 2009

Metros



SECCIONES TRANSVERSALES DE PROYECTO

T - 03


DETALLES
TARIQUEO - LOS NACIMIENTOS
ODP - 01