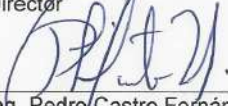


**CONSTANCIA DE DEFENSA PÚBLICA DE
PROYECTO DE GRADUACIÓN**

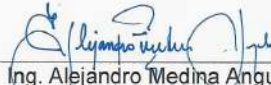
Proyecto de Graduación defendido públicamente ante el Tribunal Evaluador, integrado por los profesores Ing. Gustavo Rojas Moya, Ing. Alejandro Medina Angulo Ing. Pedro Castro Fernández, Ing. Álvaro Aguilar Dondi, como requisito parcial para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción, del Instituto Tecnológico de Costa Rica.



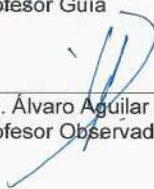
Ing. Gustavo Rojas Moya.
Director



Ing. Pedro Castro Fernández.
Profesor Lector



Ing. Alejandro Medina Angulo.
Profesor Guía



Ing. Álvaro Aguilar Dondi.
Profesor Observador

**Mejoramiento de la Ruta Nacional
No.616, sección cruce hacia
Villanueva - Londres,
Longitud = 3,37 km,
para CONAVI**

Abstract

The present work involves the design of the paving strategy and geometric design for a section belonging to the National Route No.616, from intersection a Villanueva to Londres, Quepos, Puntarenas, Costa Rica.

The design process consisted of the pavement structure, according to the AASHTO guide for design of pavement structures (1993); also the geometric design was conducted based on the guidelines of the Central American Manual of Norms for the Geometric Design of Roads. Likewise, the sizing of the minor drainage structures was based on the Rational Method and the Inlet Control Method, created by FHWA. Also, plans and specifications were generated according the designs, which are necessary for the construction. The quantification of payment lines, stipulated by the Manual of technical specifications for the construction of roads, roads and bridges CR-2010, was done with the purpose of the estimation of project's cost.

Considerations that influenced the design, were the limited width of the right of way, the quality of subgrade material, CBR = 2 %, and the need to build a new bridge over the Naranjo River.

As part of the results, a pavement structure was obtained which satisfies load requirements for the design period of 20 years. The geometric design of the road to be built, designed to the landscape of the existing site, complies the functional requirements in terms of service and speed, 60 km/h. Vehicular containment systems were considered to promote road safety, according to national regulations. Finally, the drainage structures were designed in order to regulate the depth of water at the entrance of the culverts.

Keywords:

Ruta Nacional 616, Pavement Structures, Geometric Design, Drainages.

Resumen

El presente trabajo consiste en el diseño del mejoramiento de la sección de la Ruta Nacional No. 616, sección: cruce hacia Villanueva hasta Londres, situada en el distrito de Naranjito, cantón de Quepos, provincia de Puntarenas, Costa Rica.

El proceso de diseño abarcó el diseño estructural del pavimento, conforme a la Guía de Diseño para Estructuras de Pavimento de AASHTO (1993), el diseño geométrico según lineamientos presentes en el Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras, así como el diseño de las estructuras de drenajes menores, con base en el método Racional y el método de Control de Entrada, creado por FHWA. Además, se generaron planos y especificaciones acordes al diseño de la vía, necesarios para la construcción. De igual manera se realizó la cuantificación de renglones de pago, estipulados por el Manual de especificaciones técnicas para la construcción de carreteras, caminos y puentes CR-2010, necesarios para la estimación del costo del proyecto.

Las consideraciones que influyeron el diseño en mayor forma fueron el limitado ancho del derecho de vía, la calidad del material de sub rasante, CBR = 2 % y la necesidad de construcción de un nuevo puente sobre el Río Naranjo.

Como parte de los resultados, se obtuvo una estructura de pavimento que cumple con requerimientos de carga para el periodo de diseño de 20 años. El ordenamiento geométrico de la carretera a construir, adecuándose a la topografía del sitio existente, cumplió con requerimientos funcionales en cuanto a servicio y velocidad, 60 km/h. Asimismo, se obtuvieron sistemas de contención vehicular para propiciar la seguridad en carreteras, según normativas nacionales; se dimensionaron las estructuras de drenajes, limitando las condiciones de tirante en la entrada de los pasos de alcantarilla.

Palabras clave:

Ruta Nacional 616, Pavimento, Diseño geométrico, Drenajes menores.

Mejoramiento de la Ruta Nacional No.616, sección cruce hacia Villanueva - Londres, Longitud = 3,37 km, para CONAVI

CHRISTOPHER DELGADO JIMÉNEZ

Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Setiembre del 2018

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

Mejoramiento de la Ruta Nacional No.616, sección cruce hacia Villanueva - Londres, Longitud = 3,37 km,
para CONAVI

Contenido

Prefacio	2	Método de área final promedio	32
Objetivos	3	Seguridad en carreteras.....	32
Objetivo general	3	Sistemas de contención vehicular.....	32
Objetivos específicos.....	3	Metodología	36
Resumen ejecutivo	4	Diseño estructural del pavimento	36
Introducción	7	Análisis estructural del pavimento	37
Marco teórico.....	8	Diseño geométrico	38
Concepto de Mejoramiento.....	8	Diseño de drenajes menores	40
Diseño estructural de pavimento.....	8	Renglones de pago.....	42
Índice de servicio	9	Especificaciones técnicas	43
Ejes equivalentes de diseño.....	9	Elaboración de planos	43
Nivel de confianza.....	10	Barreras de seguridad	43
Número estructural (SN)	10	Resultados	44
Módulo resiliente de la sub rasante	12	Diseño de estructura de pavimento	44
Análisis estructural del pavimento.....	12	Diseño geométrico	47
Diseño geométrico.....	13	Seguridad en carreteras.....	49
Clasificación de carreteras	13	Diseño de drenajes menores	50
Criterios de diseño	14	Renglones de pago.....	51
Elementos de la sección transversal	16	Análisis de resultados.....	52
Distancias de visibilidad	18	Estructura de pavimento	52
Alineamiento horizontal.....	19	Diseño geométrico	53
Alineamiento vertical.....	23	Seguridad en carreteras.....	56
Intersecciones a nivel.....	25	Drenajes menores	56
Diseño de drenajes menores	26	Renglones de pago.....	57
Hidrología	26	Conclusiones	58
Método racional	26	Conclusiones	58
Coeficiente de escorrentía	27	Recomendaciones	59
Intensidad de lluvia	27	Apéndices	60
Hidráulica.....	28	Anexos.....	99
Drenajes longitudinales.....	28	Referencias.....	104
Drenajes transversales	29		
Cálculo de cantidades	32		

Prefacio

El presente trabajo surge de la necesidad de las comunidades de Naranjito, Villanueva y Londres de Quepos, Puntarenas, por contar con una vía de comunicación terrestre que permita un tránsito de vehículos a bajo costo, efectivo y seguro.

La ruta que comunica estos centros de población es la Ruta Nacional No.616, la cual comprende desde el centro de servicio La Managua hasta Londres de Quepos. La construcción de esta ruta se planificó en dos etapas, en primer lugar, desde el cruce con la Ruta Nacional No.34 al cruce hacia Villanueva, sección que se encuentra en construcción en la actualidad, seguido desde el cruce hacia Villanueva hasta Londres, que comprende la sección diseñada en este trabajo.

Actualmente, las condiciones de la carretera presentan una notable deficiencia, la calzada se encuentra en material producto de un "lastreado"; geométricamente, la vía no permite un nivel de servicio adecuado debido al limitado ancho de calzada y pequeños radios de giro; algunas de las estructuras del sistema de drenajes se encuentran obstruidas y otras no cumplen con los requerimientos de caudal a trasegar.

El alcance del proyecto consta del diseño del mejoramiento geométrico, drenajes menores y estructura de pavimento, así como la confección de los planos y especificaciones necesarias para la construcción, además del sumario de cantidades para la estimación de costos.

El desarrollo de esta tarea propicia que, una vez construida la carretera, se potencien las actividades socioeconómicas en la zona, la cual posee un alto potencial turístico por la cercanía al Río Naranjo.

Dicha labor se gestionó con el apoyo de la Dirección de Diseño de Vías y Puentes, del Consejo Nacional de Vialidad, CONAVI, del Ministerio de Obras Públicas y Transportes, MOPT, de Costa Rica.

Por medio de CONAVI se obtuvieron los datos preliminares necesarios para el diseño del proyecto, asimismo, facilitaron las instalaciones, equipo de cómputo, *software* de diseño y transporte para efectuar visitas de campo.

Por lo tanto, se extiende un sincero agradecimiento a la Ing. Gabriela Baltodano Vargas, supervisora por parte de CONAVI del proceso de diseño, como a todo el personal de la Dirección de Vías y Puentes que participó por medio de asesorías en la ejecución del proyecto.

Objetivos

Objetivo general

Ejecutar el diseño del mejoramiento en las áreas de estructura de pavimento, trazado geométrico y drenajes menores de la sección cruce hacia Villanueva – Londres, de la Ruta Nacional 616.

Objetivos específicos

- Dimensionar una estructura de pavimento, que atienda a las solicitudes de carga de tránsito, usando la metodología del Guía de Diseño de Estructuras de Pavimento AASHTO (1993).
- Evaluar la capacidad de carga, por resistencia a la fatiga de la carpeta asfáltica y deformación plástica de la subrasante, mediante modelos de falla mecanísticos-empíricos.
- Trazar el alineamiento horizontal y vertical de la carretera, siguiendo las recomendaciones del Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras, de modo que satisfaga, de la mejor forma posible, los requerimientos de servicio según el tipo de vía.
- Implementar sistemas de contención para vehículos que garanticen la seguridad para la operación de los usuarios.
- Diseñar los componentes del sistema de drenajes menores, según las solicitudes de caudal para cada elemento, mediante la teoría de Manning y el método de control de entrada de FHWA.
- Confeccionar los planos (planta-perfil, detalles constructivos, secciones típicas, secciones transversales, planta de señalización, perfiles de accesos) y especificaciones especiales según el Manual de Especificaciones Técnicas para la Construcción de Carreteras, Caminos y Puentes CR-2010, que faciliten la construcción del proyecto.
- Cuantificar los renglones de pago del Manual de Especificaciones Técnicas para la Construcción de Carreteras, Caminos y Puentes CR-2010, que se consideren aplicables al proyecto diseñado.

Resumen ejecutivo

El proyecto consiste en el diseño del mejoramiento de una sección (cruce a Villanueva – Londres) de la Ruta Nacional No.616, la cual se extiende desde el Cruce con la Ruta Nacional No. 34, en la Estación de Servicio La Managua, hasta Londres, en el distrito No. 3 (Naranjito), del cantón No. 6 (Quepos), de la provincia de Puntarenas.

Dicho proyecto, se realizó con el apoyo de la Dirección de Diseño de Vías y Puentes del Consejo Nacional de Vialidad, CONAVI, perteneciente al Ministerio de Obras Públicas y Transportes, MOPT.

La importancia de la ejecución de este proyecto radicó en la necesidad de las comunidades de Naranjito, Villanueva y Londres, de contar con una carretera que permita un tránsito fluido y seguro. Asimismo, representó un empuje en la agenda de proyectos por diseñar de la Dirección de Diseño de Vías y Puentes.

Dentro del alcance se abarcó el dimensionamiento de la estructura del pavimento, el ordenamiento geométrico de la carretera, el sistema de drenajes menores, la cuantificación de los renglones de pago, planos constructivos y especificaciones especiales.

En el caso del diseño de pavimento, se utilizó la guía de diseño AASHTO (1993) para determinar los espesores de capas necesarios acorde con las solicitaciones de carga. Por otra parte, se evaluó la capacidad de carga de las capas, en términos de resistencia al agrietamiento por fatiga de la capa asfáltica y resistencia a la deformación plástica de la subrasante, conforme a modelos de falla mecánicos-empíricos.

Se analizaron dos alternativas de pavimento, una con base granular y otra con base estabilizada y se obtuvieron los espesores producto del método de AASHTO, indicados en la tabla A.

Tabla A. Alternativas de pavimentos analizadas con metodología AASHTO 1993.

	Pav. Base granular (cm)	Pav. Base estabilizada (cm)
Carpeta asfáltica	10.0	10.0
Base	15.0	20.0
Sub base	30.0	20.0
TOTAL	55.0	50.0

Fuente: Autor.

De igual forma, al evaluar de forma iterativa las capacidades de carga de las estructuras diseñadas, con los datos de deformaciones unitarias obtenidas con el uso del *software* PITRA Pave, se determinó que la estructura con base granular debió incrementarse; contrariamente, la estructura con base estabilizada podía disminuirse. En la tabla B se muestran los resultados del análisis mecánico-empírico.

Tabla B. Alternativas de pavimentos ajustadas por modelo mecánico-empírico.

	Pav Base granular (cm)	Pav. Base estabilizada (m)
Carpeta asfáltica (cm)	10.0	8.0
Base (cm)	20.0	15.0
Sub base (cm)	40.0	10.0
TOTAL	70.0	33.0

Fuente: Autor.

Conforme a las solicitaciones de carga, se obtuvieron la capacidad estructural del pavimento, tabla C.

Tabla C. Capacidad de carga de alternativas de pavimento.

EEQdiseño	422 986	
Alternativa	Pav. Base granular	Pav. Base estabilizada
Nf	20 978 061	32 377 143
Nr	640 040	560 355

Fuente: CONAVI Oficio DVOP-6152-07, 2007.

Se optó por seleccionar para el proyecto la estructura con base granular, por facilidad constructiva y la prevención de no propiciar asentamientos, por el peso propio del pavimento, debido a la capacidad de soporte de la sub rasante, CBR = 2 %.

Con relación al diseño geométrico de la Ruta Nacional No.616, se optó por seguir los lineamientos del Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras, el cual constituye una adaptación para la región, de la normativa AASHTO empleada de Estados Unidos.

Los parámetros de diseño geométrico se determinaron tomando en cuenta factores como la importancia de la carretera, cantidad y composición del tránsito según el Anuario de Información de Tránsito 2017, nivel de servicio deseado y seguridad de los usuarios. Los mismos, se presentan en la tabla D.

Tabla D. Parámetros de diseño geométrico.

Parámetros de diseño	
Velocidad de diseño (km/h)	60
Sección transversal	
Vehículo de diseño	BUS
Ancho de carril (m)	3.6
Ancho de espaldón (m)	1.2
Ancho de acera (m)	1.2
Distancias de visibilidad	
Distancia de visibilidad de parada (m)	83
Distancia de visibilidad de adelantamiento (m)	410
Alineamiento horizontal	
Peralte máximo (%)	6
Radio mínimo de curva (m)	123
Sobre ancho en curva (m)	0.7
Alineamiento vertical	
Pendiente máxima (%)	8
Parámetro K (crestas)	11
Parámetro K (cóncavas)	18
Intersecciones	
Radio de giro BUS (m)	15
Radio de giro automóvil (m)	6
Lado mínimo isla canalizadora (m)	3.5
Área mínima isla canalizadora (m²)	7

Fuente: Autor.

Definidos estos criterios, se trazó el alineamiento horizontal y vertical, haciendo uso del *software* AutoCAD Civil 3D, figura 1.



Figura 1. Trazado geométrico, sección cruce Villanueva a Londres, Ruta Nacional 616.

Fuente: Google Earth, 2018.

Con el fin de preservar la seguridad durante la operación, se diseñaron los sistemas de contención para vehículos que se desvían de la carretera, en los puntos que se consideró necesario. Se tomó como referencia, para el diseño, el Manual SCV de Costa Rica (Valverde, 2011). Se evaluaron tanto las condiciones de riesgo como la severidad de los posibles accidentes, para así determinar el nivel de contención, ubicación y especificaciones de las barreras. Fueron necesarias barreras semirrígidas doble onda y rígidas tipo New Jersey.

Para el diseño de los drenajes menores, se implementó el método racional para estimar los caudales en los puntos de concentración.

Se delimitaron las áreas tributarias de la cuenca total del proyecto, partiendo de las curvas de nivel cada 2 m provistas por el Sistema Nacional de Información Territorial. La división inicial de las subcuencas se efectuó con el *software* ILWIS, de la Universidad de Twente, Holanda. Los resultados arrojados se contrastaron con ortofotos y características indagadas en las visitas de campo, de modo que se obtuvieron cuencas corregidas con estos factores.

Respecto a la intensidad de precipitación máxima, se investigaron registros de estaciones del Instituto Meteorológico Nacional ubicadas en las cercanías del proyecto; de igual forma, se analizó el modelo de intensidad de precipitación máxima determinado por Vahrson (1992), realizándose la homologación con el área de Puntarenas. Se decantó por usar los datos de Vahrson, los cuales son más representativos de la zona. Se estableció una duración de lluvia de diseño de 10 min y un periodo de retorno de 25 años, de modo que se tuvo un 55,80 % de probabilidad de ocurrencia de esta.

Por medio del *software Storm and Sanitary Analysis*, de *Autodesk*, se confeccionó el modelo hidráulico-hidrológico del sistema de drenajes menores, cuyos datos de entrada fueron las subcuencas previamente dimensionadas, la precipitación máxima calculada y las diferentes estructuras de drenajes menores.

En total, el sistema de drenajes menores consta de 14 pasos de alcantarilla, con 11 cabezales, 2 tomas para alcantarillas y 1 tragante. De igual forma, se implementaron cunetas revestidas con concreto hidráulico a lo largo de la ruta, para la captación de agua de escorrentía que no tributa a los puntos de concentración.

Como parte del análisis hidráulico, se asignaron las magnitudes del caudal a trasegar en cada elemento con la teoría de Manning, para posteriormente ejecutar el diseño por control de entrada, propuesto por *Federal Highway Administration*, FHWA, y ejecutado con el *software* HY8.

Las premisas de diseño hidráulico fueron la operación de los tubos con un tirante máximo de 85 % del diámetro interno, inexistencia de resalto hidráulico dentro del tubo y control de velocidad a la salida para evitar socavación.

Al final, se obtuvieron secciones de tubo de alcantarilla de concreto clase III, de 460 mm, 800 mm, 1000 mm, 1200 mm y 2100 mm, según las solicitudes de caudal. Asimismo, tres tipos de sección de cunetas, con pendiente transversal de 1:3, con profundidades de 25 cm, 35 cm y 45 cm.

Producto de las áreas de diseño comprendidas, se generaron los planos del proyecto, con las respectivas anotaciones y detalles para la construcción. Igualmente, se redactaron especificaciones especiales, según el Manual de especificaciones generales para la construcción de carreteras, caminos y puentes CR-2010, en el cual se estipularon requerimientos de construcción y calidades de materiales necesarios.

Asimismo, debido al enfoque del proyecto, se cuantificaron los renglones de pago, según el CR-2010, a criterio del diseñador aplicables al proyecto, con el fin de generar la estimación de costos por parte de CONAVI.

Introducción

El mejoramiento de la Ruta Nacional No.616, sección cruce hacia Villanueva hasta Londres, abarca las áreas de dimensionamiento de la estructura de pavimento, diseño geométrico, mejora del sistema de drenajes menores y la generación de documentos necesarios para la construcción, como el sumario de cantidades, planos y especificaciones de cantidades.

El trabajo realizado en conjunto con la Dirección de Vías y Puentes de CONAVI, se fundamenta a partir de la necesidad apremiante en la zona de una carretera que cumpla los requerimientos mínimos de servicio y seguridad.

El diseño de esta sección constituye la segunda parte del diseño a la intervención de la ruta que, actualmente, se encuentra en construcción la sección La Managua – cruce hacia Villanueva.

En la actualidad, las condiciones de la carretera no son aptas para el tránsito, no se cuenta con estructura de pavimento, la geometría de la vía no permite un tránsito fluido y los drenajes son de muy pobre calidad.

De esta forma, las mejoras diseñadas constituyen una estructura de pavimento competente según el requerimiento de tránsito de la vía, la cual cumple con resistencia al agrietamiento por fatiga de la carpeta asfáltica y deformación plástica de la sub rasante. Las metodologías para el diseño de pavimento fueron la propuesta por la guía de diseño AASHTO (1993) y modelos de capacidad de carga conforme a criterios mecanísticos-empíricos oficializados por CONAVI.

Respecto al reordenamiento geométrico efectuado, a nivel horizontal, se propició una vía que cumpliera, en la medida que fuera posible, con requerimientos de servicio en términos de velocidad y la frecuencia con la que transitan vehículos en la vía.

De esta manera, se instauró una velocidad de diseño de 60 km/h, apta para la naturaleza de la carretera. Asimismo, ésta se comparó con la velocidad ponderada a lo largo del proyecto, la cual se calculó tomando en cuenta los radios de cada curva horizontal y se determinó que se cumple con la sollicitación de velocidad de diseño. Concerniente al alineamiento vertical, se procuró garantizar distancias de visibilidad conforme a la curvatura de las curvas verticales y velocidad de diseño. En el caso de las intersecciones, la geometría del derecho de vía no permitió un cumplimiento total de los lineamientos de SIECA, sin embargo, se consideró primordial cumplir con los radios de giro necesarios para los vehículos.

La evacuación de aguas se dimensionó con el método racional, basándose en el tamaño de la cuenca del proyecto y la importancia del camino, que no requiere un análisis de mayor precisión. Se limitó la operación de los tubos a condiciones adecuadas de tirante, que, en el caso de posibles obstrucciones, se mantenga la capacidad hidráulica. Dicho diseño se efectuó con la teoría de Manning de flujo uniforme y el método de control de entrada de FHWA.

Complementando la labor de evacuar agua de escorrentía de los pasos de alcantarilla, se diseñaron cunetas revestidas con concreto hidráulico, encargadas de captar el agua que no tributa a los puntos de concentración y que se establecieron como tramos con un talud próximo.

Marco teórico

Concepto de Mejoramiento

La Real Academia Española (2018) define el verbo mejorar como “adelantar, acrecentar algo, haciéndolo pasar a un estado mejor” (s. p.).

Análogamente, a nivel del Ministerio de Obras Públicas y Transportes, CONAVI, un mejoramiento de una carretera consiste en la construcción, rehabilitación o reconstrucción de diferentes componentes de la infraestructura de la vía, con una mejoría de capacidad vehicular y construcción de infraestructura adicional. Por consiguiente, el nivel de servicio de la carretera intervenida, se incrementará.

El diseño del mejoramiento, abarca el diseño de la estructura de pavimento, diseño geométrico, diseño de estructuras para drenajes, diseño de obras geotécnicas, dispositivos de seguridad y estudio de impacto ambiental.

Producto del mejoramiento de una ruta, se genera un tránsito con una operación más efectiva, mayor seguridad en la conducción y promoción de actividades humanas.

Diseño estructural de pavimento

La metodología de diseño de espesores de pavimento empleada, es la propuesta por *American Association of State Highway and Transportation Officials*, en adelante AASHTO, (1993), considera el desempeño del pavimento, las características del tráfico, capacidad de soporte del suelo, materiales a utilizar para la construcción, condiciones ambientales, calidad de drenajes, confiabilidad del diseño, periodo de diseño según clasificación del proyecto, costo, entre otros. El diseño mediante dicho método, se realiza con la ecuación 1, la cual relaciona las variables mencionadas anteriormente.

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_r * S_0 + 9,36 * \log_{10}(SN + 1) - 0,20 + \frac{\log_{10}\left(\frac{\Delta PSI}{4,2 - 1,5}\right)}{0,40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5,19}}} + 2,32 * \log_{10}(M_R) - 8,07$$

Donde:

W_{18} : Aplicaciones de eje equivalente de 18 kip.

Z_r : Desviación normal estándar.

S_0 : Desviación estándar.

SN : Número estructural.

ΔPSI : Cambio en el índice de servicio.

M_R : Modulo resiliente de la sub rasante.

Ecuación 1. Ecuación de diseño estructural de pavimento AASHTO.

Fuente: AASHTO, 1993.

Índice de servicio

El desempeño del pavimento se basa en el índice de servicio, PSI, el cual depende de la rugosidad del pavimento, grado de desviación de la superficie de pavimento con respecto a una superficie plana perfecta, el área agrietada, área cubierta por grietas expresada en pies cuadrados por cada mil pies cuadrados, los baches, área cubierta por baches expresada en pies cuadrados por cada mil pies cuadrados y las roderas, profundidad de deformación ponderada, en cada sección transversal.

Según AASHTO (1993) el índice de servicio inicial para pavimentos flexibles es 4,2 y para pavimentos rígidos 4,5, el cual se va mermando conforme el periodo de diseño. Dependiendo de la importancia de la vía, se determina el PSI terminal necesario, de modo que, para carreteras importantes, 2,5 a 3, y para carreteras de menor calificación, 2,0 (AASHTO, 1993). AASHTO ha cuantificado por medio de modelos de regresión lineal el índice de servicio, ecuación 2.

$$PSI = 5.03 - 1,91 * \log(1 + SV) - 1,32 * (\overline{RD})^2 - 0.01 * (C + P)^{0.5}$$

Donde:

PSI: Índice de servicio.

SV: Varianza de pendientes.

RD: Profundidad promedio de roderas (in).

C: Área agrietada (ft²/1000 ft²).

P: Área de baches (ft²/1000 ft²).

Ecuación 2. Índice de servicio para pavimentos flexibles.

Fuente: AASHTO, 1993.

Ejes equivalentes de diseño

La ecuación de diseño de AASHTO, se encuentra calibrada para un determinado tipo de aplicaciones de eje equivalente dual de 18 kip. De esta manera, el efecto de la carga de un eje diferente a éste puede calibrarse mediante el uso de factores camión o de equivalencia de carga, en los cuales se compara el daño al pavimento de un determinado eje con uno de 18 kip (AASHTO, 1993).

Los factores de equivalencia de carga a utilizar pueden ser los propuestos en la guía de diseño AASHTO, según el tipo de pavimento, PSI terminal, tipo de eje, número estructural y carga por eje, o por medio de mediciones y registros históricos. En el cuadro 1, se muestran los factores camión empleados en el presente proyecto.

Cuadro 1. Factores camión para diseño estructural empleados en CONAVI.

Vehículo	Factor camión		
	Mínimo	Máximo	Usado
Liviano	0.01	0.02	0.01
Pick-up	0.01	0.02	0.02
Camión C2	0.45	1.16	0.75
Camión C3	0.99	1.28	1.10
Bus	1.25	2.29	1.71
Camión T3-S2	1.51	2.38	1.71

Fuente: LANAMME, 2007; LANAMME, 2015.

El cálculo de los ejes equivalentes de diseño parte desde la composición y volumen del tráfico, registrada por el Ministerio de Obras Públicas y Transportes, Anuario de Información de Tránsito 2017. Dependiendo del periodo de diseño y el porcentaje de crecimiento, se calculan los ejes equivalentes finales, con los factores de crecimiento de AASHTO, anexo 1. Los cuales deben ser ajustados por un factor direccional, LD, dependiendo del sentido del tránsito y un factor de número de carriles, LC, según los requerimientos de la vía (AASHTO, 1993).

Para la determinación de los ejes equivalentes de diseño, es necesario conocer el periodo de diseño, el cual debe darse acorde con la naturaleza de la vía y la precisión asociada de las estimaciones, ver cuadro 2.

Cuadro 2. Período de diseño

Tipo de carretera	Período de diseño
Autopista regional	20 – 40 años
Troncales suburbanas	15 – 30 años
Troncales rurales	
Colectoras suburbanas	10 – 20 años
Colectoras rurales	

Fuente: SIECA, 2002.

Nivel de confianza

El método AASHTO se basa, en gran parte, en cálculos probabilísticos, de modo que se tiene un nivel de confianza en que el pavimento va a cumplir las solicitaciones a lo largo de su período de diseño. Este factor considera las posibles desviaciones en la estimación del volumen de tránsito, variabilidad de materiales empleados, espesores de capas, entre otros. En el cuadro 3 se muestran los diferentes porcentajes de confiabilidad según el tipo de vía y región.

Cuadro 3. Nivel de confiabilidad según la clasificación funcional de la carretera.

Clasificación funcional	Nivel de confiabilidad (%)	
	Urbano	Rural
Interestatal	85-99.9	80-99.9
Principal arterial	80-99	75-95
Colectora	80-95	75-95
Local	50-80	50-80

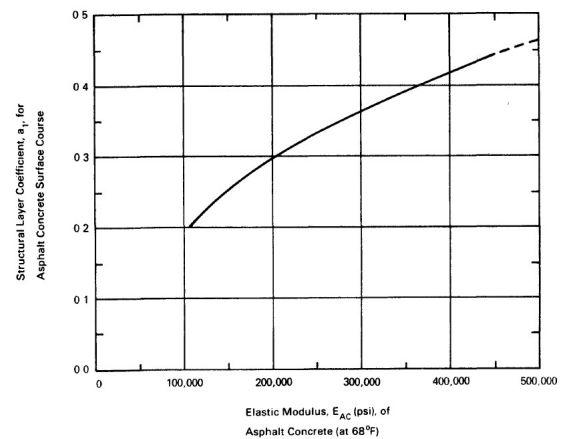
Fuente: AASHTO, 1993.

Asociado al nivel de confianza, se encuentra la desviación estándar del modelo de regresión para estimar el PSI terminal, la cual debe ser representativa de las condiciones locales de la obra. Según pruebas ejecutadas por AASHTO (1993), los valores de desviación estándar usuales para pavimentos rígidos y pavimentos flexibles son 0,35 y 0,45 respectivamente.

Número estructural (SN)

Describe la capacidad estructural del pavimento diseñado. Este considera los coeficientes estructurales de cada capa, a_i , coeficientes de drenaje, m_i , y espesores de capas, D_i .

Se asignan coeficientes estructurales a cada capa del pavimento; para esto, la guía de diseño AASHTO presenta nomogramas para la estimación según las características del material, para los casos del concreto asfáltico, base granular, base estabilizada con cemento y sub base granular, estos nomogramas se muestran en las figuras 1, 2, 3 y 4 respectivamente.

**Figura 1.** Coeficiente estructural del concreto asfáltico (a_1) basado en el módulo resiliente.

Fuente: AASHTO, 1993.

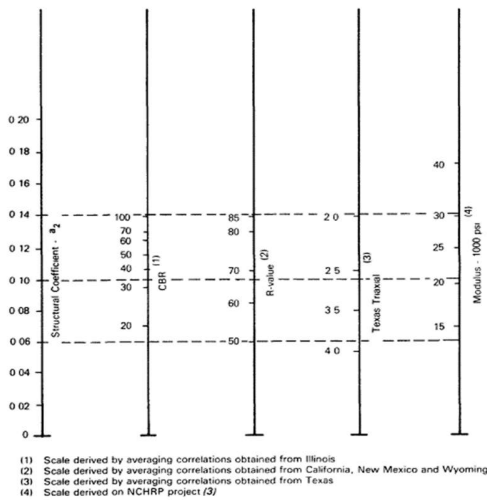


Figura 2. Variación del coeficiente estructural (a_2) para base granular.
Fuente: AASHTO, 1993.

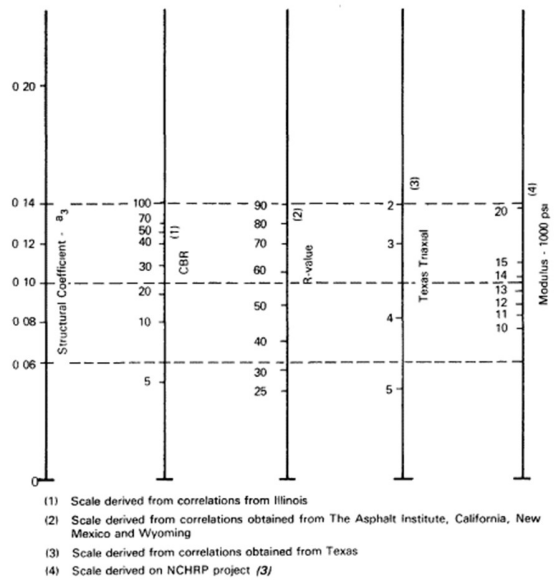


Figura 4. Variación en el coeficiente estructural (a_3) de la sub base granular.
Fuente: AASHTO, 1993.

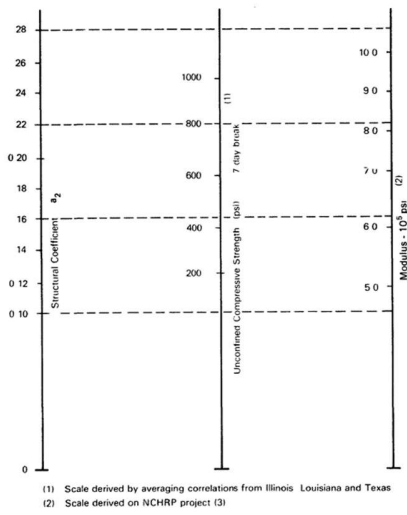


Figure 2.8. Variation in a for Cement-Treated Bases with Base Strength Parameter (3)

Figura 3. Variación del coeficiente estructural (a_2) para base estabilizada con cemento.
Fuente: AASHTO, 1993.

El coeficiente de drenaje considera la calidad de cómo se evacúa el agua de la carretera; asimismo el tiempo de precipitación usual en el sitio; de esta forma, en el cuadro 4, se muestran los coeficientes de drenaje, m_i , para un pavimento flexible.

Cuadro 4. Coeficiente m_i recomendado en pavimentos flexibles.

Calidad de drenaje	Porcentaje de tiempo que la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad que se aproximan a la saturación			
	Menos de 1 %	1-5 %	5-25 %	Mayor a 25 %
Excelente	1,40-1,35	1,35-1,30	1,30-1,20	1,20
Buena	1,35-1,25	1,25-1,15	1,15-1,00	1,00
Confiable	1,25-1,15	1,15-1,05	1,00-0,80	0,80
Pobre	1,15-1,05	1,05-0,80	0,80-0,60	0,60
Muy pobre	1,05-0,95	0,95-0,75	0,75-0,40	0,40

Fuente: AASHTO, 1993.

La ecuación con la cual se determina el aporte de cada capa del pavimento al número estructural, se muestra en la ecuación 3.

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$$

Donde:
SN: Número estructural.
 a_i : Coeficiente estructural.
 m_2 : Coeficiente de drenaje.
 D_i : Espesor de capa.

Ecuación 3. Ecuación para el cálculo del número estructural.
Fuente: AASHTO, 1993.

Mejoramiento de la Ruta Nacional No.616, sección cruce hacia Villanueva - Londres, Longitud = 3,37 km, para CONAVI

Módulo resiliente de la sub rasante

Este parámetro es un indicador de la capacidad de soporte de la sub rasante, el cual puede estimarse mediante correlaciones según los estudios de la sub-rasante que se hayan efectuado. En la figura 5, se muestra el nomograma que relaciona diversas pruebas con el módulo resiliente de un material de sub-rasante.

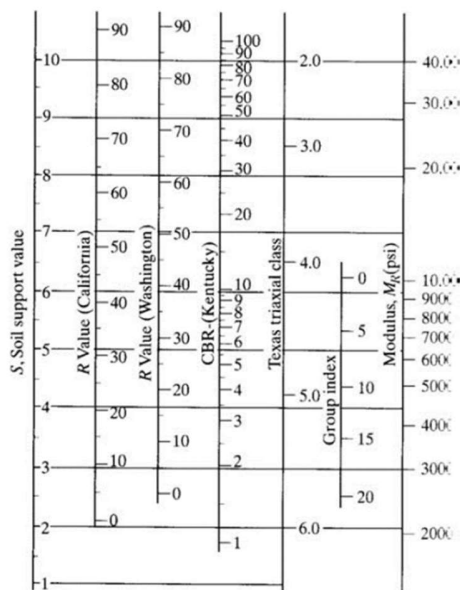


Figura 5. Nomograma de correlación del módulo resiliente de la sub rasante.

Fuente: Huang, 2004.

Análisis estructural del pavimento

La resistencia al agrietamiento por fatiga de la superficie de rodadura y la resistencia a la deformación plástica en la sub-rasante, se determina mediante el criterio de diseño mecanístico-empírico, en el que se requieren datos de cómo reacciona el pavimento a la acción de las cargas a modo de esfuerzos, deformaciones unitarias y deflexiones, con la cual se modela el desempeño a través del tiempo (AASHTO, 2015).

Los principios que abarca el método mecanístico-empírico son la teoría para predecir las respuestas del pavimento a cargas conforme al tráfico y clima, la caracterización de los materiales, y la correlación de las respuestas calculadas matemáticamente conforme a observaciones de campo (AASHTO, 2015).

Entre las características de los materiales a tomar en cuenta para el método mecanístico-empírico, se encuentra el coeficiente de Poisson, el cual se define como la relación entre la deformación unitaria lateral y la deformación unitaria axial, obtenidas de la prueba de laboratorio de módulo resiliente (Huang, 2004). En el cuadro 5 se muestran diferentes valores de coeficiente de Poisson para materiales usados en pavimentos.

Cuadro 5. Coeficientes de Poisson para materiales usados en pavimentos.

Material	Rango	Típico
Mezcla asfáltica en caliente	0,30-0,40	0,35
Concreto hidráulico con cemento Portland	0,15-0,20	0,15
Material granular sin tratar	0,30-0,40	0,35
Material granular tratado con cemento	0,10-0,20	0,15
Material fino tratado con cemento	0,15-0,35	0,25
Limo estabilizado	0,10-0,25	0,20
Mezcla de limos y cenizas	0,10-0,15	0,15
Arena suelta o arena limosa	0,20-0,40	0,30
Arena densa	0,30-0,45	0,35
Suelos de grano fino	0,30-0,50	0,40
Arcillas blandas saturadas	0,40-0,50	0,45

Fuente: Huang, 2004.

Las ecuaciones empleadas para estimar la capacidad de carga del pavimento son las siguientes:

$$N_F = 1,0226 \times 10^{25} \left(\frac{1}{\epsilon_t} \right)^{6,308} \left(\frac{1}{M_R} \right)^{0,810}$$

Donde:

NF: Número de repeticiones de carga para la falla por fatiga.

ϵ_t : deformación unitaria máxima a la tensión en la capa asfáltica (x10-6 mm/mm).

MR: módulo resiliente del concreto asfáltico (MPa) a 25°C.

Ecuación 4. Capacidad de carga por fatiga de la capa asfáltica.

Fuente: CONAVI Oficio DVOP-6152-07, 2007.

$$N_R = 1,365 \times 10^{-9} \left(\frac{1}{\epsilon_{ps}} \right)^{4,477}$$

Donde:

N_R : número de repeticiones de carga para la falla por deformación de la sub-rasante.

ϵ_{ps} : deformación unitaria máxima a la compresión en la sub-rasante (mm/mm).

Ecuación 5. Capacidad de carga deformación plástica de la sub rasante.

Fuente: CONAVI Oficio DVOP-6152-07, 2007

Los datos de deformación unitaria se obtienen mediante el principio de multicapa elástica, el cual constituye un análisis mecánico que permite analizar las respuestas mecánicas del pavimento ante cargas en determinados puntos, de modo que se suponen estructuras de capas múltiples en espacios semi-infinitos (LANAMME, 2018). En la figura 6 se muestra gráficamente el fundamento del sistema multicapa.

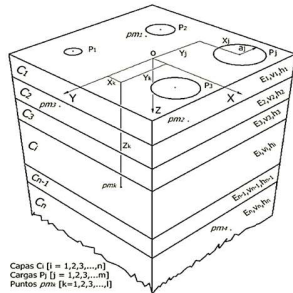


Figura 6. Representación gráfica del sistema multicapa.

Fuente: LANAMME, 2018.

Dentro de los supuestos principales que se incluyen en esta metodología, el sistema se encuentra compuesto de capas horizontales de espesor uniforme y extensión infinita, con una última capa infinita verticalmente, materiales homogéneos e isotrópicos, materiales linealmente elásticos, aplicación de cargas en geometrías circulares semejantes llantas de vehículos con una presión uniforme y todas las capas son continuas, es decir, se encuentran unidas (LANAMME, 2018).

Diseño geométrico

Clasificación de carreteras

Las carreteras representan un componente de vital importancia en materia de transporte, cuya finalidad es la comunicación efectiva entre diferentes puntos. Debido a esto, es necesario efectuar una clasificación adecuada de las mismas, bajo diferentes criterios, según sus sistemas operacionales, su clase, su función, geometría, características orográficas del terreno o según la región (SIECA, 2011).

De esta forma, la metodología de clasificación predominante es la clasificación funcional, la cual abarca características de servicio según el tráfico. Las características a evaluar dentro de la clasificación incluyen la jerarquía de movimiento, la clasificación respecto al tipo de servicio y las necesidades de accesos.

Existen diferentes categorizaciones en áreas urbanas y rurales, ya sea arterial principal o arterial menor, asimismo colectora mayor y menor, calle o camino local.

Las clasificaciones pueden emplearse en el ámbito administrativo. A modo de inventario de rutas, en Costa Rica, se clasifican en primarias, secundarias y terciarias (MOPT, 2016). Por otra parte, el Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras (2011), implica en su clasificación el nivel de servicio, cuadro 6, asimismo la clasificación tomando en cuenta el TPD al final del periodo de diseño, cuadro 7.

Cuadro 6. Nivel de servicio en carreteras.

Nivel de servicio	Descripción
A	Flujo libre de vehículos, bajos volúmenes de tránsito y relativamente altas velocidades de operación (90 km/h o más).
B	Flujo libre razonable, pero la velocidad empieza a ser restringida por las condiciones del tránsito (80 km/h).
C	Se mantiene en zona estable, pero muchos conductores empiezan a sentir restricciones en su libertad para seleccionar su propia velocidad (70 km/h).
D	Acercándose a flujo inestable, los conductores tienen poca libertad para maniobrar. La velocidad se mantiene alrededor de 60 km/h.
E	Flujo inestable, suceden pequeños embotellamientos. La velocidad cae hasta 40 km/hr.
F	Flujo forzado, condiciones de "pare y siga", congestión de tránsito.

Fuente: SIECA, 2011.

Cuadro 7. Sistema de clasificación funcional.

FUNCIÓN	CLASE DE CARRETERA(1)	NOMECLATURA	TPD(2) (AÑO FINAL DE DISEÑO)	Número de Carriles
ARTERIAL PRINCIPAL	AUTOPISTA	AA	>20,000	6-8
	ARTERIAL RURAL	AR	10,000-20,000	4-6
	ARTERIAL URBANA	AU	10,000-20,000	4-6
ARTERIAL MENOR	ARTERIAL MENOR RURAL	AMR	3,000-10,000	2
	ARTERIAL MENOR URBANA	AMU	3,000-10,000	2
COLECTOR MAYOR	COLECTOR MAYOR RURAL	CMR	10,000-20,000	4-6
	COLECTOR MAYOR URBANA	CMU	10,000-20,000	4-6
COLECTOR MENOR	COLECTOR MENOR RURAL	CR	500-3,000	2
	COLECTOR MENOR URBANA	CU	500-3,000	2
LOCAL	LOCAL RURAL	LR	100-500	2
	LOCAL URBANO	LU	100-500	2
	RURAL	R	<100	1-2

Fuente: SIECA, 2011.

Criterios de diseño

El diseño geométrico se ve influenciado por diferentes criterios. Entre estos se encuentra el vehículo de diseño, parámetro que debe evaluar el diseñador con base en los estudios de tránsito promedio diario (TPD) y eligiendo el vehículo que tenga mayor probabilidad de circular. En el cuadro 8 se muestran las dimensiones típicas establecidas para cada tipología de vehículo.

Cuadro 8. Dimensiones de los vehículos de diseño

Vehículo de Diseño	Simbolo	Altura	Ancho	Longitud	Voladizo Delantero	Voladizo Trasero	WB1	WB2
Vehículo Liviano	P	1.30	2.10	5.80	0.90	1.50	3.40	
Camión	SU	4.10	2.40	9.20	1.20	1.80	6.10	
Bus	BUS-14	3.70	2.60	12.20	1.80	2.60	7.30	
Bus Articulado	A-BUS	3.40	2.60	18.30	3.10	6.70	5.90	
Cabezal con Semirremolque	WB-15	4.10	2.60	16.80	0.60	4.50	10.80	
Cabezal con Semirremolque	WB-19	4.10	2.60	20.90	0.90	0.60	4.50	10.80
Cabezal con Semirremolque	WB-20	4.10	2.60	22.40	1.20	1.40-0.80	6.6	13.20-13.80

Fuente: SIECA, 2011.

Aunado al criterio anterior, las trayectorias de giro de vehículos de diseño deben evaluarse con el fin de garantizar una operación correcta, sea en curvas, rampas o intersecciones. En el cuadro 9 se muestran los requerimientos por tipología de vehículo de diseño, para radios de giro en intersecciones a una velocidad estándar de 15 km/h.

Cuadro 9. Radios mínimos de giro para los vehículos de diseño.

Vehículo de Diseño	Simbolo	Radio de Giro Mínimo de Diseño (m)	Radio en la Línea Central RMG (m)	Radio Interior Mínimo (m)
Vehículo Liviano	P	7.30	6.40	4.40
Camión	SU	12.80	11.60	8.60
Bus	BUS-14	13.70	12.40	7.80
Bus Articulado	A-BUS	12.10	10.80	6.50
Cabezal con Semirremolque	WB-15	13.70	12.50	5.20
Cabezal con Semirremolque	WB-19	13.70	12.50	2.40
Cabezal con Semirremolque	WB-20	13.70	12.50	1.30

Fuente: SIECA, 2011.

Otro aspecto relevante es la conducción y maniobras esperadas por parte de los usuarios, de manera que la vía sea apta para los conductores según sus capacidades, incluyendo personas de la tercera edad. Por esto, se tiene que tomar en consideración las aristas de la tarea de conducir: control, conducción y navegación.

El manejo sencillo y el control de la velocidad están en un extremo de la escala (control). El seguimiento del camino y el mantenimiento de un curso seguro es respuesta al camino y a las condiciones del tránsito en el nivel medio (conducción). En el más complejo nivel de la escala está la planificación del viaje y el seguimiento del recorrido (navegación). (SIECA, 2011, p. 42).

Para garantizar el cumplimiento de los niveles de la conducción, dentro de las maniobras se debe prever la ubicación del vehículo en el carril, seguimiento de los vehículos, adelantamientos, cambios de dirección accidentales o voluntarios, tiempos de reacción, prioridades de paso y experticia de los conductores (SIECA, 2011).

Un parámetro de gran influencia, es la composición y volumen de tránsito. El análisis de los tipos de vehículos que circulan típicamente en la vía está estrechamente relacionado con las actividades humanas que se realizan en la zona, ya sea rural o urbana. Esto debido a que los efectos de los vehículos sobre el tránsito varían de manera notoria según su tipología.

Por otra parte, el volumen de tránsito juega un papel fundamental en los criterios de diseño de vías. La unidad de medida de éste es el tránsito promedio diario anual (TPDA), la cantidad de vehículos que pasan en un año, entre la cantidad de días, por lo que es necesario tener un registro representativo de esta medida. El volumen debe valorarse a lo largo de todo el periodo de diseño, de modo que una opción para realizar esta proyección es la de la Secretaría de Comunicación y Transportes de México (2016), ecuación 6.

$$TPDA = TPDA_0 * (1 + \%crecimiento)^5 * (1 + \%crecimiento)^{N-5}$$

Donde:

N: años del periodo de diseño.

Ecuación 6. Proyección de TPDA al final del periodo de diseño.

Fuente: Secretaría de comunicaciones y transportes, 2016.

En Costa Rica, el Ministerio de Obras Públicas y Transportes, por medio de la Secretaría de Planificación Sectorial, genera información del volumen y composición del tránsito para las rutas nacionales por medio del Anuario de Información de tránsito.

Al considerar los criterios previamente mencionados, se establece la velocidad deseada a la que va a operar el tránsito. "El diseño, en todo caso, busca satisfacer razonablemente los requerimientos de los usuarios en lo relativo a velocidades, bajo condiciones de seguridad y economía en las operaciones, sin dejarse llevar por incómodos extremos" (SIECA, 2011, p. 54).

Se instauran tres clasificaciones de velocidad; la velocidad de operación es a la cual los conductores operan bajo las condiciones ideales para las cuales se diseña, la velocidad de ruedo representa el promedio de la distancia recorrida entre el tiempo para diferentes vehículos en una determinada carretera, ésta se ve influenciada por las horas pico y por la intermitencia en el flujo vehicular, se usa para análisis de servicio y costos.

Es de suma importancia la velocidad de diseño, ésta es la que dicta todas las características geométricas de la carretera, mediante la cual se logra crear una relación de la seguridad, movilidad y eficiencia con el ámbito económico, estético y socio-político. Para implementarla, se deben considerar factores como distribuciones y tendencias de velocidades, tipo de área, relieve, volúmenes de tránsito, clasificación funcional, condiciones ambientales, entre otros (SIECA, 2011). Asimismo, se desea que la velocidad de diseño sea menor a la velocidad de ruedo, esto con el fin de generar una holgura que brinde mayor seguridad.

Elementos de la sección transversal

La delimitación de la sección transversal de las carreteras obedece a los diferentes criterios de diseño y requerimientos de operación de la vía y se encuentra compuesta por varias características geométricas.

La plataforma o corona comprende diferentes componentes como la rasante, la cual es la elevación a la cual se situará la carpeta asfáltica, la misma posee pendiente transversal dependiendo del requerimiento, ya sea bombeo normal para escurrir el agua que cae en la plataforma, cuadro 10, o peralte o sobreelevación, que “se le da a la corona de una carretera en los tramos en curva para contrarrestar parcialmente el efecto de la fuerza centrípeta que actúa sobre un vehículo en movimiento” (SIECA, 2011, p. 139).

Cuadro 10. Bombeo normal de la calzada.

Tipo de superficie	Rango de pendiente transversal
Alto	1,5 – 2,0
Bajo	2,0 – 6,0

Fuente: SIECA, 2011.

Para implementar estas pendientes transversales y pasar de tangente a curva, se toman en cuenta la distancia de bombeo (Db) y la distancia de transición (Ls) (SIECA, 2011).

Una característica fundamental en la seguridad y confort de las carreteras, es el ancho de carril. Este define, tomando en consideración el tipo de vehículos que van a circular, la zona en que se encuentra la carretera, el derecho de vía, condiciones del terreno, requerimientos de transporte público y características de operación de los vehículos. En zonas rurales o urbanas, SIECA (2011), se recomienda un ancho de carril de 3,60 m, es decir, ancho de calzada mínimo de 7,2 m, en el caso de un carril por sentido. En ocasiones, el derecho de vía es limitado, por lo que se puede variar a un valor de 3,30 m, o en casos especiales, bajo un previo análisis de composición de tráfico, puede reducirse a 3,0 m, a criterio del diseñador. En el caso de las autopistas, se permiten anchos máximos en carriles externos de 3,90 m, para generar seguridad con vehículos como bicicletas o motocicletas. En el caso de los carriles reversibles o carriles de giro situados en el centro de la vía, se manejan anchos desde 3,0 m a 4,8 m (SIECA, 2011). Por último, en el caso de

requerir carriles de aceleración, se establece un ancho mínimo de 3,30 m.

Los hombros o espaldones, son espacios destinados en los costados de los carriles, los cuales tienen como función ser un espacio para vehículos que requieren detenerse, ya sea por averías o necesidad del conductor; constituye un espacio adicional para que los usuarios hagan maniobras para esquivar accidentes o reducir velocidad, asimismo, brinda confinamiento al pavimento de los carriles, representa un espacio que sirve para el tránsito de peatones y bicicletas, además que permite la ubicación de señales y dispositivos de seguridad de la carretera. Es importante reconocer que este elemento de la sección transversal no constituye un carril, sino un refugio, asimismo la pendiente de estos debe ir acorde a la pendiente de la calzada. En el cuadro 11 se muestran las dimensiones típicas, para las diferentes clasificaciones de vías.

Cuadro 11. Anchos mínimos de espaldones y aceras.

Tipo de carretera	Acceso	Tipo de superficie	Ancho de hombros (m)		Ancho de aceras
			Internos	Externos	
Autopista	Controlado	Alto	1,0 – 1,5	2,5 – 3,0	
Arterial rural	Controlado	Alto	1,0 – 1,5	2,5 – 3,0	2,0
Arterial urbana	Controlado	Alto	1,0 – 1,5	2,5 – 3,0	2,0
Arterial menor rural	-	Alto	-	1,2 – 1,6	1,0 – 1,2
Arterial menor urbano	-	Alto	-	1,2 – 1,6	1,0 – 1,2
Colector mayor rural	Controlado	Alto	1,0 – 1,5	2,5 – 3,0	1,0 – 1,2
Colector mayor urbana	-	Alto	0,5 – 1,0	1,2 – 1,8	1,2 – 1,5
Colector menor rural	-	Intermedio	-	1,2 – 1,6	1,0 – 1,2
Colector menor urbana	-	Intermedio	-	1,2 – 1,6	1,0 – 1,2
Local rural	-	Intermedio	-	0,75 – 1,6	1,0 – 1,2
Local urbana	-	Intermedio	-	0,75 – 1,6	1,0 – 1,2
Rural	-	Bajo	-	-	-

Fuente: SIECA, 2011.

La subcorona es la superficie que se genera posterior al afinado en el movimiento de tierras, en esa se apoyan las diferentes capas de la estructura de pavimentos y demás elementos de la sección transversal. Esta sección se encuentra compuesta por elementos como la subrasante, la que debe tener la misma pendiente que la rasante, con el fin de propiciar la uniformidad de espesores de capa, igualmente las estructuras de terracería deben seguir la misma línea de los elementos que se les va a colocar encima.

Mediante los taludes se determina la cantidad de corte o relleno que se debe realizar para la construcción de la carretera, su diseño debe seguir a estudios previos del tipo y condición del suelo, características climáticas, especialmente lluvia y topografía del sitio. En su diseño se cuantifica la altura, pendiente, requerimiento de gradas o bermas, contra cunetas, con el fin de evitar derrumbes.

El manejo del agua en las vías es un tema de gran relevancia a la hora del diseño vial, de modo que se debe mitigar el efecto del agua, independientemente de su naturaleza, con los componentes adecuados de la sección transversal.

Existen diferentes tipos de sistemas de drenaje, como cunetas, las cuales son canales abiertos para el trasiego y desfogue de aguas; para su diseño se debe considerar la precipitación que cae sobre la corona, las contracunetas, que igualmente son canales que se emplean fuera de los límites de la sección transversal, paralelas a las cunetas y se usan para realizar un primer manejo del agua, antes de que llegue a la carretera.

Los sub-drenajes captan las aguas de los taludes e inferiores al nivel de terracería; por medio de tuberías perforadas, material granular y geotextiles, estos deben estar conectados a los tragantes y pozos, para posteriormente ser evacuados a los cuerpos de agua.

Los elementos de la sección transversal en tangente y curvas se muestran en la figura 7.

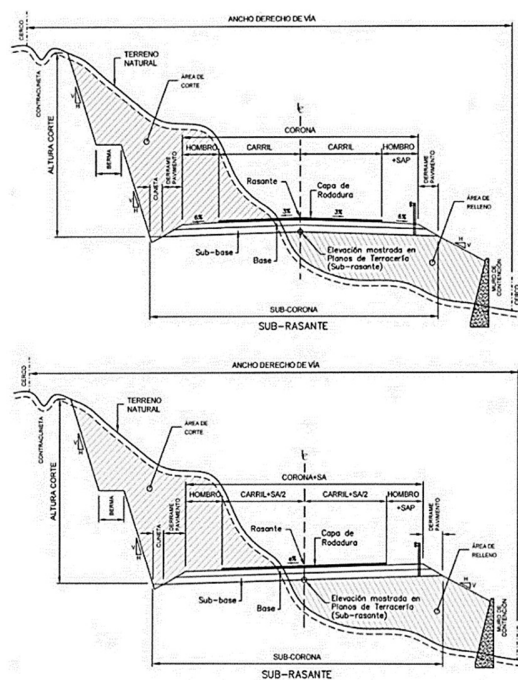


Figura 7. Sección transversal típica en tangente y en curva.
Fuente: (SIECA, 2011).

Distancias de visibilidad

Las distancias de visibilidad, la sobreelevación o peralte, el ancho de calzada, los alineamientos horizontal y vertical y algunos otros, son elementos comunes para todas las clases de calles y carreteras. Dichos elementos son fundamentales para efectuar el diseño geométrico, y juntos, crean la carretera para servir al tráfico de manera eficiente y con seguridad, debiendo ser consistente con la función que se intenta servir. (SIECA, 2011, p. 75).

Existen varios casos típicos de distancias de visibilidad, las cuales garantizan la correcta y segura ejecución de la maniobra por parte del conductor. La distancia de visibilidad de parada es la requerida para detener el vehículo en caso que se perciba una situación de peligro o algún obstáculo, ésta se calcula sumando la distancia recorrida durante el tiempo de percepción-reacción y la distancia recorrida durante el frenado, ya sea en terreno horizontal, ecuación 7, o terreno con pendiente, ecuación 8.

$$d = 0,278 * V * t + 0,039 * \frac{V^2}{a}$$

Ecuación 7. Distancia de visibilidad de parada en terreno plano.

Fuente: SIECA, 2011.

$$d = 0,278 * V * t + \frac{V^2}{254 \left(\left(\frac{a}{9,81} \right) \pm G \right)}$$

Ecuación 8. Distancia de visibilidad de parada en terreno con pendiente.

Fuente: SIECA, 2011.

Donde:

V: velocidad de diseño (km/h).

t: tiempo percepción-reacción, 2,5 s.

a: 3,4 m/s².

G: pendiente en valor absoluto, (grado en porcentaje/100).

La distancia de visibilidad de decisión es la requerida por los conductores para reconocer algo inusual en la vía y tomar una decisión de la maniobra a ejecutar, bajo un marco de seguridad.

Mejoramiento de la Ruta Nacional No.616, sección cruce hacia Villanueva - Londres, Longitud = 3,37 km, para CONAVI

Esta considera un margen adicional de error respecto a la distancia de visibilidad de parada, de modo que se emplean las ecuaciones 7 y 8, con las siguientes variaciones, detención en carretera rural t = 3,0 s, detención en calle urbana t = 9,1 s, asimismo los cambios de velocidad, trayectoria y dirección en carretera rural t = [10,2 s, 11,2 s], carretera suburbana t = [12,1 s, 12,9 s] y carretera urbana t = [14,0 s, 14,5 s].

La distancia de visibilidad de adelantamiento se enfoca a carreteras de dos carriles, ya que se debe mantener la seguridad en el momento de realizar la maniobra de abandonar el carril, posicionarse en el carril de sentido contrario, adelantar y reincorporarse al carril. No toda la vía a diseñar va a tener distancia de visibilidad de adelantamiento adecuada; resulta antieconómico; por lo que se deben planificar los tramos adecuados para que se garantice la operación correcta de los vehículos.

En el cuadro 12 se muestran las distancias de visibilidad de adelantamiento por velocidad de diseño, las cuales son mayores a las de visibilidad de parada, debido a la complejidad de la maniobra.

Cuadro 12. Distancias de visibilidad de adelantamiento.

Velocidad de diseño (km/h)	Distancia de visibilidad de adelantamiento (m)
30	200
40	270
50	345
60	410
70	485
80	540
90	615
100	670
110	730
120	775

Fuente: SIECA, 2011.

Se deben tener claras las premisas bajo las cuales se determinan las diferentes distancias de visibilidad, considerar la altura del ojo del conductor, ya sea un vehículo de pasajeros (1080 mm sobre la superficie) o un vehículo tipo camión (2330 mm). Igualmente, se considera la altura del obstáculo a evitar, dependiendo de la situación, en adelantamiento y parada o si es de día o de noche. Además, se consideran las obstrucciones de visibilidad, las cuales pueden ser la misma geometría de la carretera, por medio de curvas verticales o curvas horizontales muy agudas o por elementos del entorno.

Por otra parte, se cuenta con la distancia de visibilidad de decisión, la cual se fundamenta en distancias necesarias para evitar ejecutar una serie de maniobras, manteniendo una seguridad y velocidad idónea. Los escenarios que SIECA (2011) considera son detención en carretera rural en 3,0 s (A), detención en calles urbanas en 9,1 s (B), cambio de velocidad, trayectoria y dirección en carretera rural en 10,2 s a 11,2 s (C), cambio de velocidad, trayectoria y dirección en carretera suburbana en 12,1 s a 12,9 s (D), cambio de velocidad, trayectoria y dirección en carretera urbana en 14,0 s a 14,5 s (E), cuadro 13.

Cuadro 13. Distancias de visibilidad de decisión

VELOCIDAD DE DISEÑO (KPH)	DISTANCIA DE DECISIÓN PARA EVITAR LA MANIOBRA (m)				
	A	B	C	D	E
50	70	155	145	170	195
60	95	195	170	205	235
70	115	235	200	235	275
80	140	280	230	270	315
90	170	325	270	315	360
100	200	370	315	355	400
110	235	420	330	380	430
120	265	470	360	415	470

Fuente: SIECA, 2011.

Alineamiento horizontal

El diseño geométrico horizontal debe abarcar la mayoría de las consideraciones a las cuales se va a adaptar la vía, como la categoría de la carretera, topografía del área, velocidad de diseño, distancia de visibilidad, coordinación con el perfil y costos de construcción, operación y mantenimiento.

Dentro del alineamiento horizontal se encuentran variados componentes, los cuales deberá dimensionarlos el diseñador, bajo las premisas previamente citadas.

“La tendencia actual en el diseño de carreteras se orienta hacia la utilización de curvas amplias que se adaptan a la topografía del terreno, haciendo casi desaparecer las rectas” (SIECA, 2011, p. 82). De modo que con esta se evita la monotonía de la conducción y la pérdida de atención por parte del conductor, la misma se calcula mediante la ecuación 8.

$$Lr = 20 * V$$

Donde:

Lr: Longitud máxima en recta (m).

V: Velocidad de diseño (km/h).

Ecuación 9. Longitud máxima en recta

Fuente: SIECA, 2011.

Producto de la implementación de las curvas surge el requerimiento de que la carretera posea un peralte o sobreelevación, de modo que garantice que el componente del peso del vehículo y la fuerza de fricción entre las llantas y el pavimento, que están en sentido contrario a la aceleración centrípeta, se contrarresten y no se produzca un efecto que tienda al vehículo a abandonar la calzada (SIECA, 2011).

Se consideran aquí las siguientes tasas:

- (1) tasa máxima de 0.10 en áreas rurales montañosas, siempre que no exista nieve o hielo, también 0.12 puede utilizarse en algunos casos.
- (2) generalmente, 0.08 es reconocido como valor máximo razonable (3) 0.06 en área suburbana y (4) 0.04 en áreas urbanas. El peralte puede omitirse en calles urbanas de baja velocidad. (SIECA, 2011, p. 83).

El movimiento de los automotores en las curvas se ve gobernado bajo la ecuación 10.

$$\frac{0,01e + f}{1 - 0,01ef} = \frac{v^2}{gR} = \frac{0,0079V^2}{R} = \frac{V^2}{127R}$$

Donde:

e: tasa de peralte de la carretera (%).

f: factor de fricción lateral.

v: velocidad del vehículo (m/s).

g: aceleración de la gravedad (9,81 m/s²).

V: velocidad del vehículo (km/h).

R: radio de la curva.

Ecuación 10. Movimiento de los automotores en curvas.

Fuente: SIECA, 2011.

La escogencia de la tasa de peralte máxima, e_{max} , se determina con el fin de lograr una consistencia y uniformidad entre los diseños, la cual debe ajustarse a las condiciones climáticas y topográficas, tipo de zona, composición y frecuencia del tráfico, como velocidad de diseño.

Igualmente, influenciado por la ecuación 5, se encuentra el radio mínimo de curvatura, el cual se basa en la implementación del peralte máximo y el factor de fricción máximo, de modo que se propicie la conducción efectiva y segura. El radio mínimo de curvatura se calcula mediante la ecuación 11.

$$R_{min} = \frac{V^2}{127(e_{max} + f_{max})}$$

Donde:

R_{min} : radio mínimo de curva (m).

e_{max} : tasa de sobreelevación en fracción decimal.

f_{max} : factor de fricción lateral.

V: velocidad de diseño (km/h).

Ecuación 11. Radio mínimo de curvatura.

Fuente: SIECA, 2011

En el cuadro 14, SIECA (2011) ha logrado delimitar los radios mínimos para cada condición de peralte.

Cuadro 14. Radios mínimos y grados máximos de curvas horizontales para distintas velocidades de diseño, usando valores límites de “e” y “f”.

VELOCIDAD DE DISEÑO (KPH)	FACTOR DE FRICCIÓN MÁXIMA	Peralte Máximo = 4%		GRADO DE CURVATURA (Degree)	Peralte Máximo = 6%		GRADO DE CURVATURA (Degree)
		RADIO (m)			RADIO (m)		
		CALCULADO	RECOMENDADO	CALCULADO	RECOMENDADO	CALCULADO	RECOMENDADO
20	0.35	8.1	8	143°14'	7.7	8	143°14'
30	0.28	22.1	22	52°05'	20.8	21	54°34'
40	0.23	46.7	47	34°23'	43.4	43	26°39'
50	0.19	85.6	86	13°19'	78.7	79	14°30'
60	0.17	135.0	135	08°29'	123.2	123	09°19'
70	0.15	203.1	203	05°39'	183.7	184	06°14'
80	0.14	280.0	280	04°06'	252.0	252	04°33'
90	0.13	375.2	375	03°03'	335.7	336	03°25'
100	0.12	492.1	492	02°20'	437.4	437	02°37'
110	0.11				560.4	560	02°03'
120	0.09				755.9	756	01°31'

VELOCIDAD DE DISEÑO (KPH)	FACTOR DE FRICCIÓN MÁXIMA	Peralte Máximo = 8%		GRADO DE CURVATURA (Degree)	Peralte Máximo = 10%		GRADO DE CURVATURA (Degree)
		RADIO (m)			RADIO (m)		
		CALCULADO	RECOMENDADO	CALCULADO	RECOMENDADO		
20	0.35	7.3	7	163°42'	7.0	7	163°42'
30	0.28	19.7	20	57°18'	18.6	19	60°19'
40	0.23	40.6	41	27°57'	38.2	38	30°09'
50	0.19	72.9	73	15°42'	67.9	68	16°51'
60	0.17	113.4	113	10°08'	105.0	105	10°55'
70	0.15	167.8	168	06°49'	154.3	154	07°26'
80	0.14	229.1	229	05°00'	210.0	210	05°27'
90	0.13	303.7	304	03°46'	277.3	277	04°08'
100	0.12	393.7	394	02°55'	357.9	358	03°12'
110	0.11	501.5	501	02°17'	453.7	454	02°31'
120	0.09	667.0	667	01°43'	596.8	597	01°55'

NOTA: Por condiciones de seguridad, el Peralte Máximo de 4% debe limitarse a áreas urbanas
Fuente: AASHTO 2004, p. 147

Fuente: SIECA, 2011.

Para proveer peralte a las curvas, se tiene que definir la longitud de transición, la cual es la suma de la distancia de bombeo y la distancia de transición.

La distancia de bombeo (Db), la cual es la longitud de carretera en la cual el peralte negativo de la sección transversal en tangente se gira hasta un peralte 0 % y (2) la Distancia de Transición (Ls) en la cual el peralte 0 % continúa girando hasta el peralte e% que le corresponde a la curva según la velocidad de diseño. (SIECA, 2011, p. 92).

La longitud de transición mínima que se desea, según SIECA (2011), se calcula con la ecuación 12.

$$L_s = \frac{(wn_1)e_d}{\Delta} (b_w)$$

Donde:

- Ls: longitud mínima de transición en peralte (m).
- Δ : máxima pendiente relativa (%).
- n_1 : número de carriles a rotar.
- b_w : factor de ajuste por número de carriles rotados
- w: ancho de carril.
- e_d : tasa de peralte de diseño (%).

Ecuación 12. Longitud máxima de transición de peralte.

Fuente: SIECA, 2011.

La longitud de desarrollo de bombeo, que se emplea para obtener un "borde suave en la orilla del pavimento" (SIECA, 2011, p. 94), se calcula con la ecuación 13.

$$Db = \frac{e_{NC}}{e_d} L_s$$

Donde:

- Db: distancia de bombeo (m).
- e_{NC} : pendiente transversal (%).
- e_d : peralte de diseño (%).
- Ls: longitud mínima de transición en peralte (m).

Ecuación 13. Distancia de bombeo.

Fuente: SIECA, 2011.

Una vez calculadas las variantes de la longitud de transición, en las figuras 8, 9, 10 y 11, se muestran diferentes métodos para proveer peralte en curvas circulares.

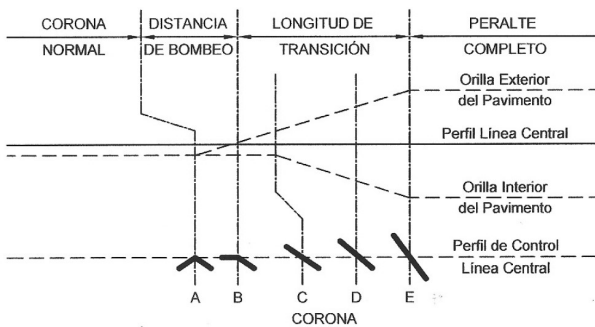


Figura 8. Giro alrededor de la línea central.

Fuente: SIECA, 2011.

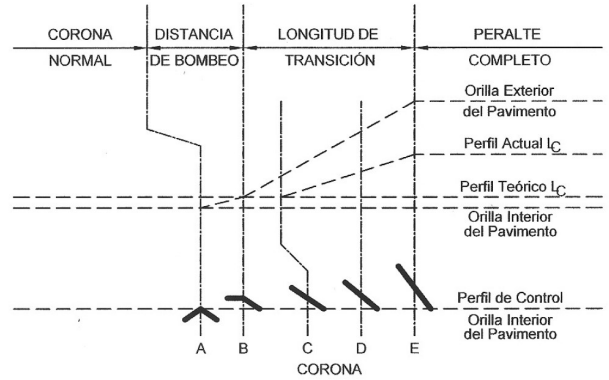


Figura 9. Giro alrededor de la orilla interior del pavimento.

Fuente: SIECA, 2011.

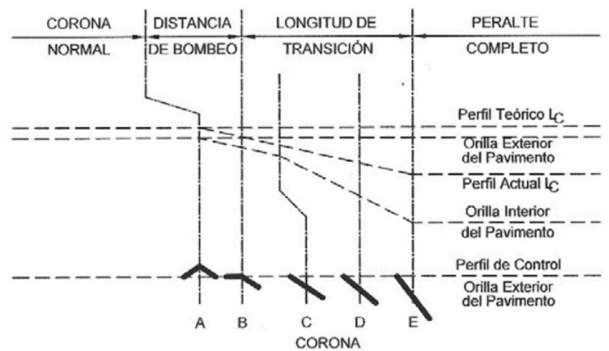


Figura 10. Giro alrededor de la orilla exterior.

Fuente: SIECA, 2011.

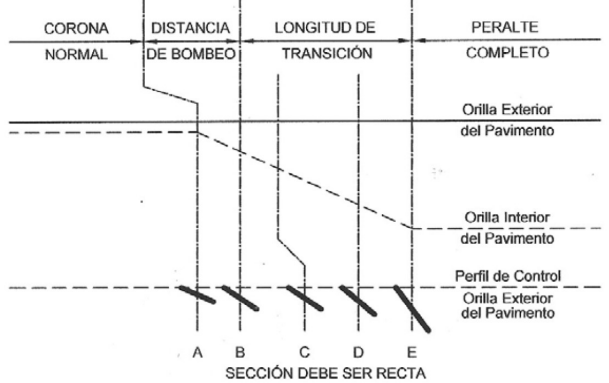


Figura 11. Giro alrededor de la orilla exterior del pavimento.

Fuente: SIECA, 2011.

El alineamiento horizontal incluye también el sobreancho en curvas, “los sobreanchos son necesarios para acomodar la mayor curva que describe el eje trasero de un vehículo pesado y para compensar la dificultad que enfrenta el conductor al tratar de ubicarse en el centro de su carril de circulación” (SIECA, 2011, p. 108).

En el caso de las carreteras de dos carriles, en las curvas circulares sin curva de transición, el sobreancho debe ubicarse en el extremo interior de la curva, mientras que el extremo exterior y la línea de centro deben ser concéntricos. Igualmente, deben tener un acabado suave que no haga notar su diferencia con la dimensión establecida de la calzada y para el proceso de construcción debe estar especificado correctamente en planos. Se debe evaluar que sobreanchos mayores a 0,60 m pueden ser despreciado, esto se calcula con las siguientes ecuaciones:

$$W_c = N(U + C) + (N - 1)F_A + Z$$

Donde:

N: número de carriles.

U: ancho de huella de vehículo de diseño, exterior a exterior de llantas, (m).

C: claro lateral (m).

F_A: ancho de la saliente frontal en el carril interior (m).

Z: ancho extra recomendable (m).

C: es asumido 0,60, 0,75 y 0,90 para anchos de calzada de 6,0 m, 6,5 m y 7,2 m correspondientemente.

Ecuación 14. Ancho necesario de carril en curva según vehículo de diseño.

Fuente: SIECA, 2011.

$$U = u + R - \sqrt{R^2 - \sum L_i^2}$$

Donde:

U: ancho de la huella del vehículo en curva (m).

u: ancho de huella de vehículo de diseño, exterior a exterior de llantas, (m).

R: radio de la curva (m).

L_i: Distancia entre ruedas del vehículo de diseño, entre ejes consecutivos, o conjunto de ejes en tándem, (m).

Ecuación 15. Ancho de huella del vehículo de diseño en curva.

Fuente: SIECA, 2011.

$$F_A = \sqrt{R^2 + A(2L + A)} - R$$

Donde:

A: saliente frontal del eje del vehículo, en el carril interior (m).

L: distancia entre ruedas de la unidad (m).

Ecuación 16. Ancho de saliente frontal del vehículo de diseño.

Fuente: SIECA, 2011.

$$Z = 0,1 \left(\frac{V}{\sqrt{R}} \right)$$

Donde

V: velocidad de diseño (km/h).

Ecuación 17. Ancho de carril extra recomendable en curva.

Fuente: SIECA, 2011.

Finalmente, las curvas horizontales circulares, tienen diferentes elementos, los cuales son el PI, punto de intersección entre tangentes; PC, punto de curvatura; PT, punto de tangencia; Δ, ángulo de la curva; L, longitud de curva; T, distancia entre el PC y PI o PI y PT, llamada tangente; CL, cuerda larga la distancia entre el PC y el PT; E, la externa es la distancia entre el PI y el punto medio de la curvatura; M, la flecha es la distancia entre punto medio de curvatura y la cuerda larga (Dobles, 2013). En la figura 12, se pueden identificar cada una de estas partes.

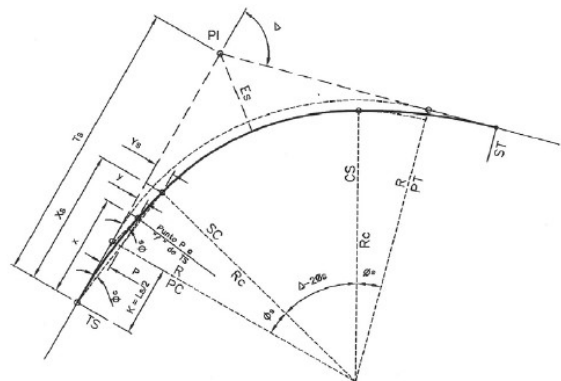


Figura 12. Elementos de una curva circular.

Fuente: (SIECA, 2011).

Cada uno de estos componentes puede calcularse mediante las siguientes ecuaciones:

$$L = \frac{\pi \Delta R}{180}$$

Ecuación 18. Longitud de curva (m).
Fuente: Dobles, 2013.

$$ST = R \tan\left(\frac{\Delta}{2}\right)$$

Ecuación 19. Longitud de tangente (m).
Fuente: Dobles, 2013.

$$CL = 2R \sin\left(\frac{\Delta}{2}\right)$$

Ecuación 20. Cuerda larga (m).
Fuente: (Dobles, 2013).

$$E = R \left[\sec\left(\frac{\Delta}{2}\right) - 1 \right]$$

Ecuación 21. Externa de curva (m).
Fuente: Dobles, 2013.

$$M = R \left[1 - \cos\left(\frac{\Delta}{2}\right) \right]$$

Ecuación 22. Flecha de curva (m).
Fuente: Dobles, 2013.

Una vez diseñado el alineamiento horizontal, a partir de la ecuación 11 y de la ecuación 18, debe hacerse una ponderación de velocidad en la carretera, de modo que se compara la velocidad permitida con los radios existentes o propuestos, con la velocidad de diseño estipulada y así evaluar la efectividad del diseño. De esta forma, la velocidad ponderada se calcula tomando en cuenta las longitudes de curva horizontal y los radios de las mismas, ecuación 23.

$$\bar{v} = \frac{\sum_{i=1}^n L_i * V_i}{\sum_{i=1}^n L_i}$$

Donde:

V: velocidad ponderada (km/h).

L: longitud de curva horizontal, ecuación 18 (m).

V: velocidad condiciones máxima de e y f (km/h).

n: número de curva.

Ecuación 23. Velocidad ponderada.

Alineamiento vertical

Al proyectar sobre un plano vertical las distintas elevaciones del eje de la carretera, se obtiene el alineamiento vertical o perfil del eje de la carretera” (SIECA, 2011, p. 115). En este, se ve representado el terreno natural, la rasante que es el nivel en que se encuentra el acabado del pavimento y la sub-rasante, perteneciente al nivel de terracería. Esto se logra mediante curvas y tangentes, que medidas horizontalmente constituyen, en ocasiones, la proyección de las curvas horizontales.

Conforme a la pendiente, se puede clasificar el tipo de terreno, en el cuadro 14 se presenta la clasificación por parte de SIECA.

Cuadro 14. Clasificación de los terrenos en función de las pendientes naturales.

Tipo de terreno	Rango de pendientes (%)
Llano o plano	$P \leq 5$
Ondulado	$5 < P \leq 15$
Montañoso	$15 < P \leq 30$

Fuente: SIECA, 2011.

La pendiente de la carretera es otro factor importante en la escogencia de la velocidad de diseño y velocidad de ruedo. Dependiendo del tipo de vehículo, la operación se ve afectada en menor o mayor medida, en el cuadro 15 se muestra la relación entre la pendiente y la velocidad de diseño, considerando el tipo de terreno.

Cuadro 15. Pendiente máxima para carreteras colectoras rurales.

TIPO DE TERRENO	Máxima Pendiente (%) para la Velocidad de Diseño Especificada, KPH							
	30	40	50	60	70	80	90	100
Plano	7	7	7	7	7	6	6	5
Lomerío	10	10	9	8	8	7	7	6
Montañoso	12	11	10	10	10	9	9	8

Fuente: SIECA, 2011.

Aunada a la escogencia de la pendiente máxima, está la longitud crítica en pendiente, la cual es la longitud máxima en ascenso o descenso que un camión puede operar sin variar la velocidad de ruedo (SIECA, 2011). Se toman dos escenarios, un cambio de velocidad de 25 km/h o un cambio de velocidad de 40 km/h. De modo que en el cuadro 16 se establecen las longitudes para cada escenario y pendiente.

Mejoramiento de la Ruta Nacional No.616, sección cruce hacia Villanueva - Londres, Longitud = 3,37 km, para CONAVI

Cuadro 16. Longitud crítica en pendiente.

PENDIENTE (P%)	LONGITUD CRÍTICA (m)	
	$\Delta V < 25$ KPH	$\Delta V < 40$ KPH
3	900	--
4	600	--
5	460	740
6	360	670
7	300	475
8	260	400
9	230	350

Fuente: SIECA, 2011.

El otro elemento son las curvas verticales, las cuales se emplean para contribuir en la estética de la carretera, por lo que brindan comodidad de operación y drenaje del agua (SIECA, 2011). Estas poseen una geometría parabólica y reciben dos clasificaciones, en cresta o convexas y en columpio o cóncavas, figura 12.

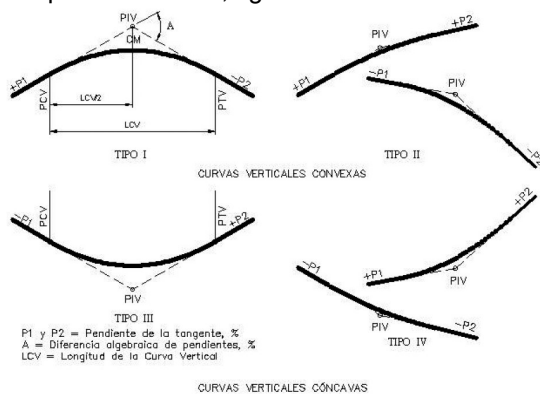


Figura 12. Tipos de curvas verticales.

Fuente: (SIECA, 2011).

El diseño de las curvas verticales en cresta se basa en la distancia de visibilidad, por otra parte, las curvas en columpio se diseñan tomando en cuenta la altura a la cual alumbran los focos de los automotores. De esta forma, la longitud de las curvas verticales es regida por la curvatura de la parábola que forma, con lo que se propicia la distancia de visibilidad. Por medio de la ecuación 24 se calcula la longitud de curva vertical.

$$L = K * A$$

Donde:

L: longitud de curva vertical (m).

A: diferencia de pendientes (%).

K: tasa de curvatura vertical.

Ecuación 24. Longitud de curva vertical.

Fuente: SIECA, 2011.

$$A = |g_2 - g_1|$$

Donde:

g1: pendiente de entrada (%).

g2: pendiente de salida.

Ecuación 25. Diferencia de pendientes de curva vertical.

Fuente: SIECA, 2011.

La constante K, varía dependiendo de la naturaleza de la curva, el Manual Centroamericano de Diseño Geométrico, propone diferentes valores, en los cuadros 17, 18 y 19.

Cuadro 17. Control de diseño para curva vertical en cresta para distancia de visibilidad de parada.

Velocidad de Diseño KPH	Distancia de Visibilidad de Parada (m)	Tasa de Curvatura Vertical K	
		Calculada	Para Diseño
20	20	0.6	1
30	35	1.9	2
40	50	3.8	4
50	65	6.4	7
60	85	11.0	11
70	105	16.8	17
80	130	25.7	26
90	160	38.9	39
100	185	52.0	52
110	220	73.6	74
120	250	95.0	95

Fuente: SIECA, 2011.

Cuadro 18. Control de diseño para curva vertical en cresta para distancia de adelantamiento.

Velocidad de Diseño KPH	Distancia de Visibilidad de Adelantamiento (m)	Tasa de Curvatura Vertical, K
		Para Diseño
30	200	46
40	270	84
50	345	138
60	410	195
70	485	272
80	540	338
90	615	438
100	670	520
110	730	617
120	775	695

Fuente: SIECA, 2011.

Cuadro 19. Control de diseño para curva vertical en columpio.

Velocidad de Diseño KPH	Distancia de Visibilidad de Parada (m)	Tasa de Curvatura Vertical K	
		Calculada	Para Diseño
20	20	2.1	3
30	35	5.1	6
40	50	8.5	9
50	65	12.2	13
60	85	17.3	18
70	105	22.6	23
80	130	29.4	30
90	160	37.6	38
100	185	44.6	45
110	220	54.4	55
120	250	62.8	63

Fuente: SIECA, 2011.

Intersecciones a nivel

“Se denomina intersección el área donde dos o más carreteras se intersecan, ya sea uniéndose o simplemente cruzándose. A cada vía que sale o llega a una intersección se le puede identificar como ramal o acceso de la intersección” (SIECA, 2011, p. 163).

En las intersecciones se realizan diversas maniobras, como la divergencia, la cual se ve influenciada por la aceleración del vehículo que se incorpora a la otra vía, la convergencia, que implica la invasión momentánea del carril contrario y el entrecruzamiento, en el que se cruzan dos flujos de tránsito y se tienen que implementar maniobras para brindar la mayor continuidad a los mismos (SIECA, 2011).

La elección del tipo de intersección debe fundamentarse en factores como las características geométricas de las vías que confluyen, clasificación funcional de las vías, las condiciones topográficas del sitio, el espacio disponible, la composición del tránsito, la visibilidad, el requerimiento de dispositivos de seguridad, entre otros, figura 13.

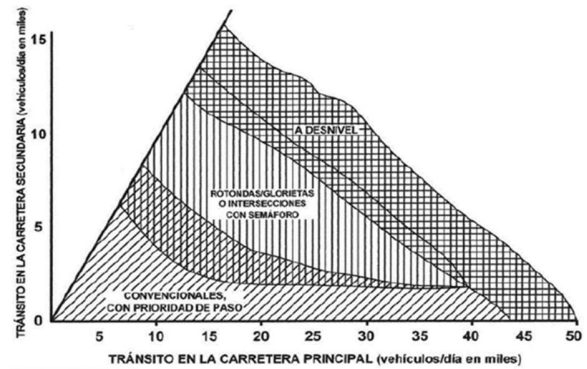


Figura 13. Elección del tipo de intersección.

Fuente: SIECA, 2011.

Asimismo, la asignación de las características geométricas debe comprender el radio de curvatura de los giros conforme al vehículo de diseño, la sobreelevación, transición de peralte, canalizaciones o islas, carriles dobles, carriles auxiliares, distancias de visibilidad para giros (SIECA, 2011).

En las intersecciones convencionales con prioridad de paso se debe procurar tener distancias de visibilidad adecuadas, dependiendo del tipo de maniobra a realizar, figura 14.



Figura 14. Distancia de visibilidad en intersecciones.

Fuente: (SIECA, 2011).

Las distancias de visibilidad graficadas en la figura 14, se rigen bajo los lineamientos de SIECA, presentes en el cuadro 20.

Cuadro 20. Distancia de visibilidad para giros en intersecciones.

Velocidad de diseño (m)	Derecha		Izquierda			
	Auto	Camión	Auto		Camión	
	A	A	B	C	B	C
30	76	204	83	76	209	204
40	105	275	104	105	262	275
50	140	359	124	140	314	359
55	184	462	145	184	366	462
60	238	591	166	238	419	591
70	302	757	187	302	471	757
80	376	975	207	376	523	975
80	461	ND	228	461	576	ND
90	558	ND	249	558	628	ND
100	670	ND	269	670	680	ND
110	796	ND	290	796	733	ND

Fuente: SIECA, 2011.

Por otra parte, se deben considerar las maniobras a realizar por los vehículos de diseño en las intersecciones, de este modo SIECA (2011) considera los radios de giro según la geometría de la intersección y vehículos de diseño, anexo A.2.1. Otro parámetro de diseño en intersecciones es la pendiente longitudinal de las vías confluyentes. En condiciones ideales, la diferencia entre estas debe ser mínima, la cual se define según SIECA (2011) en función de la velocidad de diseño y el ancho de carril, cuadro 21.

Cuadro 21. Diferencia máxima de pendiente longitudinal.

Velocidad KPH	Diferencia de Pendiente Máxima Longitudinal (%)		
	Ancho a rotar (m)		
	3.60 m	5.40 m	7.20 m
20	0.90	0.96	1.00
30	0.75	0.90	1.00
40	0.70	0.84	0.93
50	0.65	0.78	0.87
60	0.60	0.72	0.80
70	0.55	0.66	0.73
80	0.50	0.60	0.67
90	0.47	0.57	0.63
100	0.44	0.53	0.59
110	0.41	0.49	0.55
120	0.38	0.46	0.51

Fuente: SIECA, 2011.

Diseño de drenajes menores

Hidrología

Un sistema hidrológico se define como una estructura o volumen en el espacio, rodeada por una frontera que acepta agua y otras entradas opera en ellas intermitentemente y las produce como salidas (Chow, 1994). A partir de esta definición, es necesario, en primer lugar, conocer y delimitar el volumen de control, en el cual el agua se va a transportar, es decir, cuencas, sub cuencas o micro cuencas.

Entre las características que se deben conocer de la cuenca, se encuentran la pendiente, permeabilidad del suelo, punto de concentración, forma, tamaño, uso de suelo, cauce, presencia de lagos, accidentes geográficos (SIECA, 2016). Lo anterior se realiza con mapas de curvas de nivel, hojas cartográficas, planos, fotografías aéreas, modelos de elevación digital (DEM), sistemas de información geográfica (GIS), entre otros. En la figura 15, se grafica el concepto del sistema hidrológico.

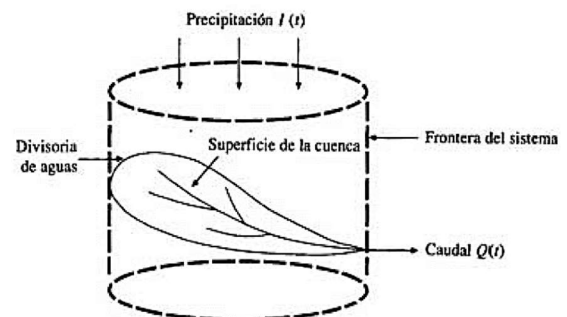


Figura 15. Modelo de sistema hidrológico.

Fuente: Chow, 1994.

Método racional

Para realizar la estimación del caudal máximo en un punto de salida de las cuencas, en el presente trabajo se empleó el método racional. El cual representa una relación empírica entre el área de la cuenca, la intensidad de la precipitación y las características del terreno (SIECA, 2016). Esta metodología se basa en el supuesto que la

precipitación se distribuye uniformemente en toda la superficie de la cuenca, por esto, se limita a cuencas de extensiones máximas de 20 km². La ecuación para determinar la descarga máxima en cada punto de concentración o punto de salida, según el método racional se aplica con la ecuación 26.

$$Q = 0,278 * C * i * A$$

Donde:

Q: Descarga máxima (m³/s).

C: Coeficiente de escorrentía (adimensional).

i: Intensidad de lluvia de diseño (mm/h).

A: Área de la cuenca (km²).

Ecuación 26. Caudal máximo según método racional.

Fuente: SIECA, 2016.

Coeficiente de escorrentía

Este parámetro adimensional se define como la relación entre la escorrentía y la precipitación en un periodo determinado (SIECA, 2016). Su valor depende de la pendiente del terreno, la porosidad y permeabilidad del suelo, la vegetación, entre otros. En el apéndice 1 se muestran los coeficientes de escorrentía empleados.

Intensidad de lluvia

El método racional demanda conocer la intensidad de la lluvia en el área que se encuentra el proyecto, para así determinar la tormenta de diseño, en la cual las estructuras de drenajes se encontrarán con la solicitación máxima de trasiego de agua.

Este dato se obtiene por medio registros históricos de pluviómetros ubicados en la zona. Mediante un análisis estadístico de los datos hidrológicos (SIECA, 2016), el diseñador puede generar las curvas de intensidad-duración-frecuencia, con sus respectivas ecuaciones, siendo estos las especificaciones de diseño de sistema de drenajes.

La intensidad de lluvia depende de dos medidas fundamentales: el período de retorno, se determina basado en los registros de precipitación, generando un ordenamiento según la magnitud y evaluando de manera probabilística la frecuencia de cada evento (SIECA, 2016), por otra parte, el tiempo de concentración se define como el tiempo

mínimo necesario para que todos los puntos de una cuenca aporten agua de escorrentía de forma simultánea al punto de salida de esta (SIECA, 2016).

En Costa Rica, existe reglamentación por parte del Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados (AyA), en materia de periodo de retornos y tiempos de concentración. El AyA (2007), establece que para drenajes pluviales el período de retorno mínimo para diseño es 5 años, igualmente el tiempo de concentración mínimo es 10 minutos. De esta forma, el periodo de retorno, queda a criterio del diseñador, según la vida útil requerida del sistema, por otra parte, el tiempo de concentración se calcula mediante la ecuación Kirpich-Ramser, ecuación 27.

$$t_c = 0,0195L^{0,77}S^{-0,385}$$

Donde:

t_c: Tiempo de concentración (min).

L: Longitud del cauce principal (m).

S: Pendiente media del cauce analizado.

Ecuación 27. Tiempo de concentración Kirpich-Ramser.

Fuente: SIECA, 2016.

$$S = \frac{H_{máx} - H_{mín}}{L}$$

Donde:

S: Pendiente media del cauce analizado.

H_{máx}: cota del punto más alejado y alto de la cuenca (m).

H_{mín}: cota en la salida de la cuenca (m).

L: longitud del cauce principal (m).

Ecuación 28. Pendiente media del cauce.

Fuente: SIECA, 2016.

En Costa Rica se han realizado mediciones y registros históricos de precipitación con los cuales se ha logrado diseñar. La intensidad de lluvia empleada en el proyecto es la propuesta por Varhson, Alfaro y Aráuz (1992), para la región de Puntarenas, ecuación 29.

$$I = 175,65 - (29,58 * \ln(D)) + (34,05 - (5,32 * \ln(D))) * \ln(T)$$

Donde:

I: Intensidad de lluvia de diseño (mm/h).

D: Duración de tormenta de diseño (min).

T: Período de retorno de tormenta de diseño (min).

Ecuación 29. Intensidad de lluvia máxima Puntarenas.

Fuente: Vahrson *et al.*, 1992.

Mejoramiento de la Ruta Nacional No.616, sección cruce hacia Villanueva - Londres, Longitud = 3,37 km, para CONAVI

Por medio de la ecuación 29, es posible generar las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia para Puntarenas, figura 16, necesarias para el diseño.

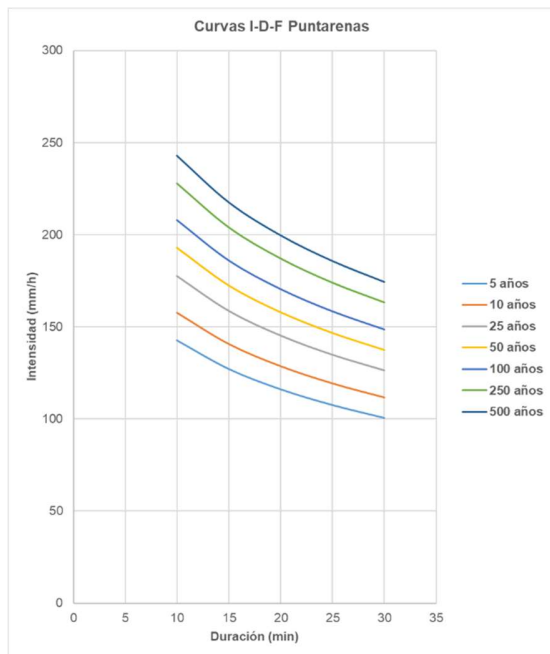


Figura 16. Curvas I-D-F Puntarenas.
Fuente: Vahrson *et al.*, 1992.

Conforme a la figura 16, el período de retorno de diseño es 25 años, asimismo, la duración de esta tormenta es 10 minutos, el tiempo de concentración mínimo establecido por el ICAA.

La probabilidad de ocurrencia de la tormenta de diseño en el período de vida útil, 20 años, se rige con la ecuación 30.

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^n$$

Donde:
T: Período de retorno.
n: Vida útil.
R: Probabilidad de ocurrencia.

Ecuación 30. Probabilidad de ocurrencia de tormenta de diseño.
Fuente: IMN, 2015.

Hidráulica

Al conocer los caudales en los puntos de concentración es posible dimensionar cada componente de la red de drenaje. Principalmente, existen dos tipos de elementos de drenaje, los drenajes superficiales (longitudinales y transversales) y los drenajes subsuperficiales o subterráneos (SIECA, 2016).

Drenajes longitudinales

Los drenajes longitudinales abarcan obras como cunetas, contracunetas, bordillos, derramaderos, tragantes, entre otros. El tipo de drenaje utilizado principalmente en zona rural son las cunetas y tomas para alcantarillas, las cuales son necesarias en zonas de corte donde se requiera controlar la erosión en la cara del talud, cuya capacidad depende de su forma, rugosidad y pendiente (SIECA, 2016).

Respecto a las cunetas, puede establecerse la analogía con un canal abierto y el caudal que esta puede trasegar se estima mediante la ecuación de Manning, ecuación 31.

$$Q = \frac{1,49}{n} AR^{2/3} \sqrt{S}$$

Donde:
Q: Caudal en la cuneta (cfs).
A: Área transversal (sqft).
n: Coeficiente de rugosidad de Manning.
R: Radio hidráulico (ft).
S: Pendiente de la cuneta (ft/ft).

Ecuación 31. Formula de Manning para flujo uniforme.

Fuente: SIECA, 2016.

Chow (1994) propone diferentes valores de coeficiente de rugosidad de Manning, los cuales se determinan según el material de la cuneta, cuadro 22.

Cuadro 22. Coeficientes de rugosidad de Manning para canales abiertos.

Tipo de superficie	n
Cuneta de hormigón con buen acabado	0,012
Revestimiento de asfalto con textura lisa	0,013
Revestimiento de asfalto con textura áspera	0,016
Revestimiento con lechada de cemento	
a) Acabado con frotachado	0,014
b) Acabado manual alisado	0,016
c) Acabado manual áspero	0,020
Revestimiento con adoquines	0,020
Cunetas con pequeñas pendientes longitudinales (hasta 2 %) sujetas a la acumulación de sedimentos, los valores "n" indicados deben ser incrementados en + 0.002 a 0.005	n

Fuente: Chow, 1994.

Drenajes transversales

Los drenajes transversales entenderán como toda estructura que tenga como función la de evacuar, desalojar o trasladar el flujo superficial proveniente de cualquier curso natural o artificial que atraviese al alineamiento y entorno de un proyecto vial (SIECA, 2016). Entre los cuales se citan las alcantarillas de tubo, alcantarillas de cuadro, puentes, entre otros.

El diseño hidráulico de estas secciones se realiza en conjunto con la ecuación de Manning y el método de control a la entrada y a la salida de FHWA (2012).

En primer lugar, se diseña bajo el supuesto de que una alcantarilla con un tirante menor al 85 % del diámetro, se comporta como un canal abierto, por lo que con la ecuación de Manning se estima preliminarmente el caudal a ser trasegado por la alcantarilla, ecuación 32.

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

Donde:

V: Velocidad de flujo (m/s).

n: coeficiente de rugosidad de Manning.

R_n: Radio hidráulico (m).

S: pendiente del conducto (m/m).

Ecuación 32. Ecuación de Manning para velocidad en un conducto.

Fuente: SIECA, 2016.

En el caso de los tubos para alcantarillas, el coeficiente de rugosidad de Manning se presenta en el cuadro 23.

Cuadro 23. Coeficiente de rugosidad de Manning para tubos de alcantarillas.

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
Conductos cerrados que fluyen parcialmente llenos			
Metal			
Acero			
Estrizado soldado	0,010	0,012	0,014
Ribeteado en espiral	0,013	0,016	0,017
Hierro fundido			
Recubierto	0,010	0,013	0,014
No recubierto	0,011	0,014	0,016
Hierro forjado			
Negro	0,012	0,014	0,015
Galvanizado	0,013	0,016	0,017
Metal corrugado			
Subdrenaje	0,017	0,019	0,021
Drenaje de aguas lluvias	0,021	0,024	0,030
No metal			
Cemento			
Superficie pulida	0,010	0,011	0,013
Mortero	0,011	0,013	0,015
Concreto			
Alcantarilla recta y libre de basuras	0,010	0,011	0,013
Alcantarilla con curvas, conexiones y algo de basuras	0,011	0,013	0,014
Bien terminado	0,011	0,012	0,014
Alcantarillas de aguas residuales	0,013	0,015	0,017

Fuente: Chow, 1994.

La velocidad a la cual el agua pasa por los drenajes, es un aspecto el cual debe controlarse, debido a que puede provocar socavación, si la misma es muy elevada o sedimentación, si esta es muy baja (SIECA, 2016). En Costa Rica, el AyA (2007), establece una velocidad máxima de 5 m/s para tubos de concreto, por otra el SIECA (2016), sugiere un rango de velocidad máxima de 3 m/s a 6 m/s, la velocidad mínima recomendada por SIECA es 0,5 m/s.

Asimismo, se debe tener muy en cuenta la velocidad de flujo a la salida de la alcantarilla, generalmente esta velocidad es mayor que la velocidad de escurrimiento en el cauce natural y debe limitarse con el fin de evitar procesos de

socavación, aguas abajo de la estructura y no afecte su estabilidad (SIECA, 2016), cuadro 24.

Cuadro 24. Velocidades permisibles en canales no revestidos.

Tipo de terreno	Flujo intermitente (m/s)	Flujo permanente (m/s)
Arena fina (no coloidal)	0,75	0,75
Arcilla arenosa (no coloidal)	0,75	0,75
Arcilla limosa (no coloidal)	0,9	0,9
Arcilla fina	1,0	1,0
Ceniza volcánica	1,2	1,0
Grava fina	1,5	1,2
Arcilla dura (coloidal)	1,8	1,4
Material graduado (no coloidal)		
Desde arcilla a grava	2,0	1,5
Desde limo a grava	2,1	1,7
Grava	2,3	1,8
Grava gruesa	2,4	2,0
Desde grava a piedras (<15 cm)	2,7	2,1
Desde grava a piedras (> 20 cm)	3,0	2,4

Fuente: SIECA, 2016.

Para el presente proyecto, el método de control empleado para el diseño hidráulico de las alcantarillas es el control a la entrada. Cuando impone la sección de control a la entrada, se presentan flujos categorizados como supercríticos dentro del tubo, con altas velocidades y profundidades bajas (FHWA, 2012).

El control a la entrada, se ve influido por factores como la profundidad de la cabeza de agua a la entrada, medida desde el fondo de la alcantarilla hasta la superficie de agua, el área y configuración de la entrada, la forma de la entrada y la pendiente del tubo (FHWA, 2012). El factor que influye en mayor medida es la configuración de la entrada, ya sea que tenga cabezal o se encuentre únicamente el tubo. En la figura 17 se muestran diferentes casos que se pueden presentar en el momento de aplicar el control en la entrada de una alcantarilla.

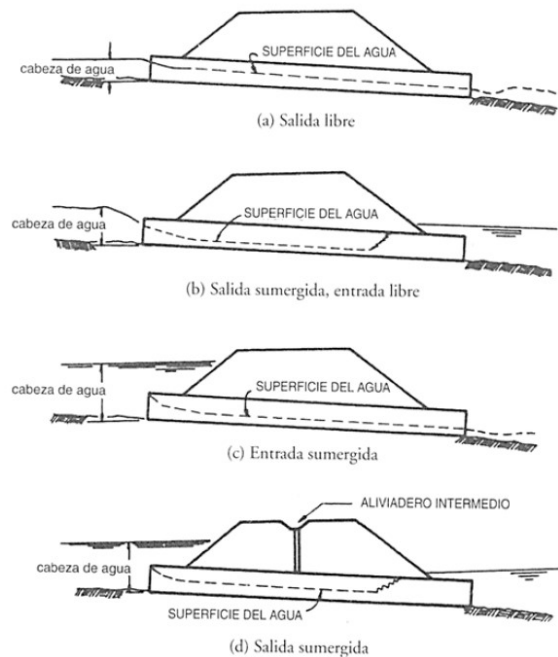


Figura 17. Tipos de entrada de agua a una alcantarilla transversal.

Fuente: SIECA, 2016.

El diseño hidráulico del control de entrada varía dependiendo de la condición de la entrada a la alcantarilla, ya sea sumergida o no. En el caso de que la alcantarilla no se encuentre operando a tubo lleno, la entrada se comporta como un vertedor, el cual actúa como una sección de control, mediante la cual se puede predecir la profundidad de cabeza de agua con relación a la descarga (FHWA, 2012).

Para el cálculo del control de entrada, en condición no sumergida, pueden emplearse dos ecuaciones, la ecuación 33 basada en la carga específica producto de la profundidad crítica en la entrada del tubo y la ecuación 34, con una estructura exponencial relacionada con la ecuación de un vertedor.

$$\frac{HW_i}{D} = \frac{H_c}{D} + K \left[\frac{K_u Q}{AD^{0.5}} \right]^M + K_s S$$

Ecuación 33. Ecuación de control de entrada no sumergida.

Fuente: FHWA, 2012.

$$\frac{HW_i}{D} = K \left[\frac{K_u Q}{AD^{0.5}} \right]^M$$

Ecuación 34. Ecuación de control de entrada no sumergida.

Fuente: FHWA, 2012.

Donde:

HW_i: Cabeza de agua sobre sección de control en la entrada (m).

D: Diámetro interior del tubo (m).

H_c: Cabeza de agua a la profundidad crítica (m).

Q: Descarga (m³/s).

A: Área transversal del tubo (m²).

S: Pendiente del tubo (m/m).

K, M, c, Y: Constantes para diferentes condiciones, cuadro 21.

K_u: Constante de conversión de unidades (1,811 para SI).

K_s: Corrección de pendiente (-0,5).

La cabeza de agua crítica se calcula mediante la ecuación 35.

$$H_c = d_c + \frac{V_c^2}{2g}$$

Donde:

H_c: Cabeza de agua a la profundidad crítica (m).

d_c: Profundidad crítica (m).

V_c: Velocidad crítica (m/s).

g: Gravedad de la tierra (m/s²).

Ecuación 35. Cabeza de agua crítica.

Fuente: FHWA, 2012.

En el apéndice 2 se presentan las constantes necesarias para aplicar las ecuaciones de diseño para control de entrada.

Por otra parte, el análisis por control de entrada considera los perfiles de flujo que se pueden presentar dentro del drenaje transversal. El tipo de flujo que se ocasiona es gradualmente variado, el cual varía su profundidad a lo largo de toda la longitud, tanto para flujo permanente como para flujo intermitente (Chow, 1994).

La ecuación que explica el comportamiento del flujo gradualmente variado, es una derivación de la ecuación para flujo uniforme, en esta se considera la variación de la profundidad de agua respecto a la longitud del cauce, ecuación 36.

$$\frac{dd}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{\cos \theta + \alpha d \left(\frac{V^2}{2g} \right) / dd}$$

Donde:

S₀: pendiente del fondo.

S_f: pendiente de energía.

θ: ángulo de la pendiente del fondo.

α: coeficiente de energía.

g: constante gravitacional.

d: profundidad.

x: longitud.

V: velocidad.

Ecuación 36. Ecuación general flujo gradualmente variado.

Fuente: Chow, 1994.

De esta forma, según el signo del diferencial, así se va a dar el cambio en la profundidad de agua. De modo que, según la energía y el tirante de agua, pueden darse flujos supercríticos o subcríticos. Igualmente, se puede identificar la existencia o no de un salto hidráulico y el tipo general de curva de la superficie de agua, figura 18.

	Zona 1 $Y > Y_m; Y > Y_c$	Zona 2 $Y_m \geq Y \geq Y_c; Y_c \geq Y \geq Y_m$	Zona 3 $Y < Y_m; Y < Y_c$
Pendiente Horizontal $S_m = 0; Y_m > Y_c$	Ninguno	Caida-subcritico	Remanso-supercritico
Pendiente Moderada $0 < S_m < S_c; Y_m > Y_c$	Remanso-subcritico	Caida-subcritico	Remanso-supercritico
Pendiente critica $S_m = S_c > 0; Y_m = Y_c$	Remanso-subcritico	Crítico	Remanso-supercritico
Pendiente pronunciada $S_m > S_c > 0; Y_m < Y_c$	Remanso-subcritico	Caida-supercritico	Remanso-supercritico
Pendiente Adversa $S_m < 0$	Ninguno	Caida-subcritico	Remanso-supercritico

Figura 18. Clasificación de perfiles de flujo gradualmente variado.

Fuente: Chow, 1994.

Cálculo de cantidades

Método de área final promedio

El método de área final promedio es una herramienta útil para estimar cantidades en la construcción de proyectos lineales. Es un método aproximado para calcular el volumen y es lo suficientemente exacto para la mayoría de las situaciones.

El concepto general es que se calcula el volumen total (V) de un material dado, el área de dos extremos (A) y la distancia perpendicular entre las dos caras de área (L). Para un volumen compuesto por varias secciones, los resume la ecuación 37:

$$V = \sum L \frac{A_1 + A_2}{2}$$

Ecuación 37. Ecuación para cálculo de volúmenes

Fuente: Epps y Corey, 1990.

Seguridad en carreteras

Sistemas de contención vehicular

Independientemente del lugar donde se sitúen las carreteras, siempre se van a presentar condiciones o características que pongan en riesgo la integridad de los usuarios. Esto se debe solventar con modificaciones geométricas mientras sea posible, de lo contrario se implementan sistemas de contención vehicular.

Los sistemas de contención vehicular son dispositivos que se instalan en los márgenes de una carretera; su finalidad es retener y redireccionar los vehículos que salen fuera de control de la vía, de manera que se limiten los daños y lesiones, tanto para los ocupantes como para los otros usuarios de la carretera y personas u objetos situados en las cercanías. (Valverde, 2011).

“Las barreras de tránsito se utilizan para minimizar la gravedad de potenciales accidentes que comprenden a vehículos que dejan la calzada, en donde las consecuencias por chocar la barrera son menores que las de dejar la plataforma” (SIECA, 2011). Por esto, el diseñador debe evaluar las zonas de la carretera que requiera las barreras, igualmente su tipología.

Existen barreras en las medianas y barreras longitudinales. Las cuales se subdividen en: flexibles, que al ser impactadas presentan deformación para amortiguar el impacto; semirrígidas, que producen igualmente deflexión con la diferencia que la mayor rigidez de los postes, en relación con las flexibles, tiende a restituir el vehículo en la vía, por último; las rígidas, que representan piezas de concreto instaladas, las cuales al ser colisionadas absorben el impacto y frenan el vehículo. En fin, se evalúa la relación entre los esfuerzos que pueden resistir, la deformación a presentar y la capacidad de direccionamiento de vehículos en caso de impacto

En el cuadro 25 se muestran los rangos de deflexión por tipología de barrera.

Cuadro 25. Rangos de deflexión de barreras de seguridad.

Clasificación	Deflexión (m)	Ejemplos
Flexible	2,0 – 3,5	Barreras de cables
Semirrígido	0,6 – 2,0	Barreras de viga triple onda
Rígido	0,0 – 0,6	Barreras de concreto ancladas

Fuente: Valverde, 2011.

Para el diseño de una barrera de contención se deben evaluar primero las condiciones de los márgenes de la carretera, ya que pueden presentarse taludes con condiciones de pendiente o profundidad críticas, obstáculos que propicien una colisión y la zona libre en la cual un vehículo podría invadir; Figura 19.

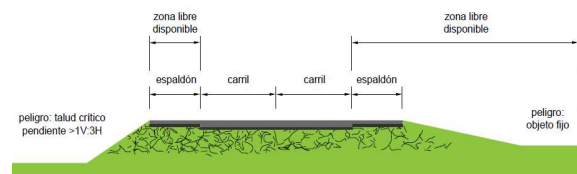


Figura 19. Condiciones en márgenes de carreteras.

Fuente: Valverde, 2011.

Los taludes se clasifican según la pendiente, para determinar si son traspasables y la posibilidad de vuelco del vehículo; Cuadro 26. Asimismo, al considerar la altura de la depresión se siguen los criterios expuestos en el cuadro 27.

Cuadro 26. Clasificación de taludes en función de la pendiente.

Clasificación	Descripción	Pendiente (S)
Preferible	Plano	$S \leq 1V:6H$
Seguro	Traspasable y recuperable	$1V:6H < S \leq 1V:4H$
Aceptable	Traspasable pero no recuperable	$1V:4H < S \leq 1V:3H$
Crítico	No traspasable	$S > 1V:3H$

Fuente: Valverde, 2011.

Cuadro 27. Clasificación de taludes en función de la pendiente y altura.

Clasificación	Descripción	Pendiente (S)	Altura (H)
Seguro	Traspasable	$S \leq 1V:2H$	-
Aceptable	Traspasable	$S > 1V:2H$	$H \leq 1,2m$
Crítico	No traspasable	$S > 1V:2H$	$H \geq 1,2m$

Fuente: Valverde, 2011.

Se deben identificar los peligros potenciales, los cuales pueden ser discontinuos, como árboles, postes, luminarias, pilares de puentes, terminales de drenajes, cuerpos de agua, Asimismo, los peligros continuos representan terraplenes paralelos a la vía, filas de árboles, cuerpos de agua, cunetas, bordillos, entre otros.

La gravedad del posible accidente (severidad del impacto) se determina a partir del tipo de elemento potencialmente peligroso localizado al lado de la vía y de las condiciones de operación de la carretera (Valverde, 2011). De esta forma, en el cuadro 28, se especifica la gravedad del accidente con relación a las condiciones.

Cuadro 28. Clasificación de la gravedad de los accidentes.

Gravedad del accidente	Condiciones
Muy grave	<ul style="list-style-type: none"> •Caídas por precipicios. •Caídas desde la plataforma de un puente u otra estructura similar. •Colisiones con estructuras a nivel inferior, donde se preste un servicio o se almacenen mercancías peligrosas. •Nudos e intersecciones complejas.
Accidente grave para terceros	<ul style="list-style-type: none"> •Invasión de otras vías paralelas (líneas férreas, carreteras, ciclovías). •Irrupción en zonas donde se localizan terceros vulnerables (parques recreativos, por ejemplo). •Choque con elementos que puedan producir la caída de objetos de gran masa sobre la plataforma de la vía o puente.
Accidente grave	<ul style="list-style-type: none"> •Caídas en masas de agua. •Choque con pilares de puentes o entradas a túneles. •Colisiones con laderas rocosas.
Accidente normal.	<ul style="list-style-type: none"> • Choque con elementos como: <ul style="list-style-type: none"> -Árboles. -Postes y soportes de luminarias, señales, rótulos y vallas. -Muros, paredes, muros de retención, muros de suelo reforzado, muros de tierra armada, tablestacas, pantallas antirruido. -Estructuras del sistema de drenaje. Cunetas o canales de sección no traspasable. -Taludes transversales. •Vuelco (paso por taludes paralelos no traspasables).

Fuente: Valverde, 2011.

La capacidad estructural de la barrera de seguridad para contener y re direccionar vehículos de manera segura se conoce como nivel de contención. La determinación de este parámetro se basa en la severidad del accidente proyectado, velocidad de diseño, tránsito promedio diario y tránsito promedio diario de vehículos pesados; Cuadro 29.

Cuadro 29. Niveles de contención.

Accidente	Velocidad	TPD	TPDp	Nivel de contención
Muy grave	>60	>2000	>2000	H4b, TL5, TL6
Muy grave	>60	>2000	500<T PDp< 2000	H3
Muy grave	>60	>2000	<500	H2
Muy grave	>60	>2000	-	H1, TL3, TL4
Grave para terceros	80-100	>2000	>2000	H4b, TL5, TL6
Grave para terceros	80-100	>2000	<2000	H3
Grave para terceros	80-100	>2000	>500	H2
Grave para terceros	80-100	>2000	<500	H1, TL3, TL4
Grave para terceros	60-80	>2000	>500	H2
Grave para terceros	60-80	>2000	<500	H1, TL3, TL4
Grave para terceros	60-80	>2000	-	N2, TL2
Grave	80-100	-	>2000	H3
Grave	80-100	-	<2000	H2
Grave	60-80	-	>2000	H1, TL3, TL4
Grave	60-80	-	<2000	N2, TL2
Normal	80-100	-	>500	H1, TL3, TL4
Normal	80-100	-	<500	N2, TL2
Normal	60-80	-	-	N2, TL2

Fuente: Valverde, 2011.

La ubicación espacial de la barrera se rige bajo diversas consideraciones, la distancia al borde de la calzada y la distancia a obstáculos y desniveles. La primera consiste en que la separación mínima entre la calzada y la barrera debe ser por lo menos 0,50 m y se debe procurar que sea mayor a la distancia de preocupación, "Ls", donde "Ls" es la distancia en que un conductor percibe un obstáculo como peligroso (Valverde, 2011), "Ls" se calcula con el cuadro 30.

Cuadro 30. Distancia de preocupación

Velocidad (km/h)	Distancia entre el borde de la vía y la línea de preocupación, LS (m)
50	1,1
60	1,4
70	1,7
80	2,0
90	2,2
100	2,4
110	2,8

Fuente: Valverde, 2011.

Para determinar la distancia hacia obstáculos y desniveles se debe tomar en cuenta la deflexión dinámica, D, y el ancho de trabajo, W. La deflexión dinámica consiste en lo que se deforma la barrera cuando es impactada; por otra parte, el ancho de trabajo es la deflexión con la suma del ancho de la barrera; Figura 19.

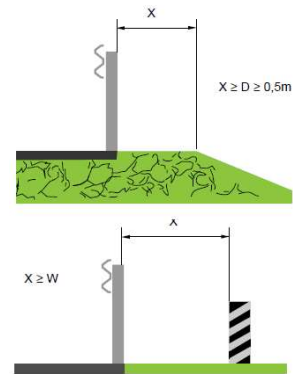


Figura 19. Ubicación de la barrera con respecto a obstáculos.

Fuente: Valverde, 2011.

Asimismo, la disposición en altura de las barreras la establece el fabricante, de acuerdo con los prototipos ensayos a escala real de forma exitosa bajo la norma EN 1317 o la norma NCHRP Reporte 350, que se realizan para aprobar y clasificar un obstáculo sistema de contención vehicular (Valverde, 2011). La ubicación en altura se dispone en la figura 20, donde "L2" es la distancia entre el borde de la calzada y la cara de la barrera.

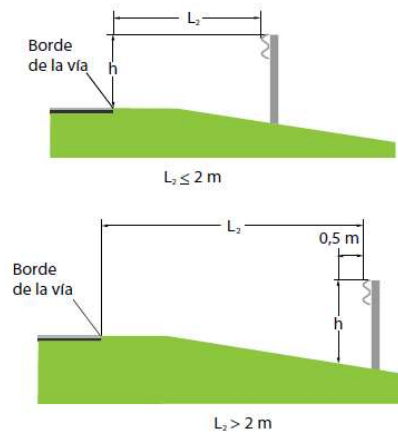


Figura 20. Pautas para la disposición en altura de la barrera.

Fuente: Valverde, 2011.

Otro aspecto de importancia en el diseño de las barreras de seguridad son las terminales, de modo que no deben representar un peligro para los usuarios. Existen diferentes tipos, el más recomendado es el empotramiento en talud (Valverde, 2011), siempre y cuando las condiciones lo permitan. Si no se puede empotrar en un talud hay opciones como las terminales abatidas, que terminan a nivel de terreno. Se deben evitar las terminales bruscas, es decir, la barrera en sí, sin ningún sistema de atenuación, ya que claramente representa un peligro para los usuarios.

Metodología

El alcance del presente proyecto abarcó el dimensionamiento de la estructura del pavimento, diseño geométrico, drenajes menores, renglones de pago, planos y especificaciones especiales, para el mejoramiento de la Ruta Nacional 616, específicamente, la sección desde el cruce hacia Villanueva hasta Londres, en el distrito de Naranjito del cantón de Quepos, Puntarenas, Costa Rica.

Diseño estructural del pavimento

La estructura de pavimento se diseñó siguiendo la metodología propuesta por AASHTO (1993). Se analizaron dos alternativas, una estructura de pavimento con base granular y otra con base estabilizada.

En primer lugar, se indagó información respecto a la demanda de la vía, en cuanto a tránsito, la cual fue suministrada por la Secretaría de Planificación Sectorial del Ministerio de Obras Públicas y Transportes, MOPT, mediante el Anuario de Información de Tránsito 2017. Se categorizó la Ruta Nacional 616, conforme a la clasificación del Anuario, en función de su importancia. Asimismo, se seleccionaron los datos de TPD correspondientes al proyecto, en cuanto a cantidad y composición de tránsito, vehículos livianos, vehículos de carga liviana, buses y camiones de dos ejes.

Una vez con los datos de cantidad y composición de tránsito, se estimó la cantidad de ejes equivalentes de diseño de 18 kips, a la cual se someterá el pavimento a lo largo de su período de diseño. Para esto, se calculó el tránsito promedio anual, (TPA), para cada tipología de vehículo.

Posteriormente, se aplicaron los factores camión presentes en el cuadro 1, para convertir el TPA por tipo de vehículo a repeticiones de eje equivalente. Producto de que el registro de tránsito que se tiene corresponde al 2015, se implementó el factor de crecimiento de AASHTO, anexo 1, y se interpoló con base en el porcentaje de crecimiento y el periodo de diseño escogido. Con esto, se obtuvieron ejes equivalentes para el periodo de vida útil.

Los ejes equivalentes estimados, fueron corregidos por el factor direccional, LD y el factor de número de carriles, LC.

Consecutivamente, se calculó el cambio en el índice de servicio de la carretera, para lo cual se contempló el tipo de estructura de pavimento propuesto y así se estableció el PSI inicial; igualmente se evaluó la importancia de la carretera, según su clasificación funcional y por ende, el PSI final.

El nivel de confianza se determinó con el cuadro 3, según la zona y tipo de vía. Ligado a este parámetro, se asignó el nivel de confianza y la desviación estándar del modelo de regresión, S_0 .

Por otra parte, se contó con estudios de la subrasante, realizados por el Departamento de Pavimentos del MOPT, el cual realizó pruebas por cada estacionamiento, en intervalos de 1 km. Los ensayos realizados por el Departamento de Pavimentos fueron el ensayo de compactación Proctor, determinación del California Bearing Ratio (CBR), límites de Atterberg, clasificación de suelo AASHTO y SUCS, y estructura granulométrica.

Empleando la figura 5 se correlacionó el CBR de la subrasante y se obtuvo el módulo resiliente de esta, el cual es necesario en la ecuación de diseño estructural de pavimento AASHTO, ecuación 1.

Una vez con estos datos se aplicó la ecuación 1, de modo que los datos de entrada fueron los ejes equivalentes para el periodo de diseño, los parámetros de nivel de confianza, el cambio en el PSI y el módulo resiliente de la

subrasante y se despejó el número estructural (SN) requerido por la estructura de pavimento.

Con la ecuación 3, se propuso un SN para la estructura, que cumpliera con la solicitud. Se consideró el aporte estructural de cada capa, conforme a su espesor, ajustado por los coeficientes estructurales y de drenaje.

Los coeficientes estructurales para cada capa se asignaron según los requerimientos mínimos estipulados por el Manual de especificaciones generales para la construcción de carreteras, caminos y puentes (CR-2010), en cuanto a CBR de la base y sub base del pavimento, por lo que se utilizaron las figuras 2,3 y 4. Para la carpeta asfáltica se determinó un módulo resiliente, según consulta a experto (Castro, consulta personal, marzo de 2018) y el coeficiente estructural de ésta se estimó con la figura 1.

Análisis estructural del pavimento

Con la estructura de pavimento propuesta se evaluó la capacidad de carga, considerando la resistencia al agrietamiento por fatiga de la carpeta asfáltica, ecuación 4, y la resistencia a la deformación plástica de la sub rasante, ecuación 5.

De este modo, por medio del *software* PITRA Pave de LANAMME UCR, se obtuvieron los datos de deformación unitaria en los puntos de análisis.

El empleo del *software* radica en cuatro etapas, en primer lugar, se introdujeron las propiedades de las capas del pavimento, el módulo resiliente, coeficiente de Poisson, espesor y descripción de la capa; Figura 21.

#	Módulo E (psi)	Poisson ν (1)	Espesor h (in)	Descripción
1	450000.0	0.35	3.937	Carpeta asfáltica
2	30000.0	0.35	7.874	Base
3	15000.0	0.35	13.78	Sub base
4	3000.0	0.4		Sub rasante

Figura 21. Propiedades de capas del pavimento.
Fuente: PITRA Pave.

Consecutivamente, se introdujeron las cargas circulares correspondientes a un eje equivalente de diseño de 18 kip, con una presión de llanta de 70 psi y una separación de 12 pulgadas (SIECA, 2002), figura 22.

#	Carga P (lb)	Presión q (psi)	X (in)	Y (in)
1	4500.0	70.0	4.524	4.524
2	4500.0	70.0	4.524	16.524

Figura 22. Cargas sobre el pavimento.
Fuente: PITRA Pave.

Luego de proponer las cargas de diseño, se establecieron los puntos de medición, en los cuales se va a analizar la deformación unitaria, Figura 23; la última fibra de la carpeta asfáltica y la primera fibra de la sub rasante.

#	X (in)	Y (in)	Z (in)	Capa #
1	4.524	4.524	3.937	1
2	4.524	10.524	3.937	1
3	4.524	4.524	25.591001	4
4	4.524	10.524	25.591001	4

Figura 23. Puntos de medición en el pavimento.
Fuente: PITRA Pave.

Finalmente, se realizó el cálculo de las deformaciones unitarias en los puntos de análisis; Figura 24. Para aplicar la ecuación 4 fue necesaria la deformación unitaria máxima a la tensión en la capa asfáltica, “ ϵ_t ”, la cual corresponde a “Eyy”. Por otra parte, la ecuación 5 requiere de la deformación unitaria máxima a la compresión en la sub-rasante, “ ϵ_{vs} ”, la que concierne a “Ezz”.

#	Esfuerzos			Deformaciones		
	Exx (1)	Eyy (1)	Ezz (1)	Exy (1)	Exz (1)	Eyz (1)
1	-2.5903e-04	-1.6633e-04	2.5988e-04	3.4057e-20	-3.7337e-21	-2.0325e-05
2	-2.6304e-04	-1.9072e-05	1.7776e-04	5.9754e-20	-4.3034e-21	0.0000e+00
3	-2.5010e-04	-2.1003e-04	5.5469e-04	1.2519e-20	-3.9023e-20	-2.1243e-04
4	-2.5443e-04	-2.3289e-04	5.8868e-04	5.2748e-21	-1.5984e-20	-5.4210e-20

Figura 24. Modelo estructural del pavimento.
Fuente: PITRA Pave.

Los resultados de las ecuaciones 4 y 5 se contrastaron con los ejes equivalentes de diseño.

Con los resultados de las ecuaciones 4 y 5, correspondientes a los modelos de falla de la metodología diseño mecánica-empírica, se determinaron las modificaciones necesarias conforme al método AASHTO (1993) que se debían realizar para tener la configuración idónea para resistir la deformación por fatiga y la deformación plástica.

Diseño geométrico

El diseño geométrico se realizó apejándose a los lineamientos del Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras (2011), normativa oficializada por parte de CONAVI. Asimismo, se tomaron en cuenta detalles geométricos de componentes de la carretera del Manual de Normas y Diseños para la Construcción de Carreteras del MOPT (1996), el Manual de Diseños Estándar para la Construcción de Estructuras Conexas en Carreteras (2011) y el Manual CSV de Costa Rica (Valverde, 2011).

En primer lugar, con los datos del Anuario de Información de Tránsito y las visitas de campo efectuadas se determinó el nivel de servicio, Cuadro 6; asimismo, se clasificó funcionalmente la carretera, cuadro 7, tomando en cuenta parámetros como la intermitencia del flujo, el tipo de zona en la que se encuentra el proyecto, la importancia de la vía, la velocidad de diseño requerida y el TPD al final del periodo de diseño.

El TPD al final del periodo se calculó con la ecuación 6, en la cual consideró el TPD del Anuario de Información de Tránsito, además se estableció un porcentaje de crecimiento.

Las dimensiones de los diferentes componentes de la sección transversal se establecieron con base en el tipo de zona, el

derecho de vía disponible y consideraciones de diseño para adecuar la vía al tránsito, tanto de vehículos como de peatones, en el caso de la comunidad de Londres.

Por esto, con el fin de la evacuación de aguas llovidas sobre la calzada, se implementó un bombeo conforme al cuadro 10. Adicionalmente, se dimensionaron aceras, carriles y espaldones, según el cuadro 11.

Entre los criterios de diseño contemplados se encuentra la distancia de visibilidad, considerando diversos escenarios para los conductores. En primer lugar, se determinó la distancia de visibilidad de decisión para evitar maniobras no deseadas o aminorar su efecto, según el cuadro 13. Se consultó la distancia mínima para realizar un adelantamiento según la velocidad de diseño de la carretera, cuadro 12. Igualmente, con las ecuaciones 7 y 8, se calcularon las distancias de visibilidad de parada.

Respecto al alineamiento horizontal, SIECA (2011) propone diversos elementos de diseño. Inicialmente, con la ecuación 9, se calculó la distancia máxima en recta para evitar distracciones en los conductores. También, producto de la topografía del terreno y la zona, se determinó el peralte adecuado en curvas, el cual se rige con la ecuación 10 y valores propuestos por SIECA conforme a experiencias anteriores.

Para aplicar el peralte y el bombeo, se calculó la distancia de bombeo, "Db", necesaria para girar un carril del bombeo normal a 0 %, ecuación 13, luego se calculó la longitud de transición, "Ls", necesaria para girar la sección transversal de la carretera al peralte máximo en curva, ecuación 12. El método utilizado para distribuir la distancia de bombeo y la longitud de transición se muestra en el diagrama de superelevación de la figura 8.

Luego de la escogencia del peralte a utilizar, tomando lo sugerido en el cuadro 14, se determinó el radio de curvatura mínimo requerido para las curvas horizontales.

Adicionalmente, se calculó el sobrancho de la calzada en las curvas horizontales. Por esto, en primer lugar, se aplicó la ecuación 15, para obtener el ancho de huella del vehículo de diseño en curva, consecutivamente, mediante la ecuación 16, se estimó el ancho de saliente frontal del vehículo de diseño en la curva; y conforme a la ecuación 17, el ancho extra recomendable considerando velocidad de diseño y radio de curvatura. Luego de aplicar estas ecuaciones se

tienen los datos de entrada para aplicar la ecuación 14 y determinar el ancho necesario de carril en curva. La diferencia del ancho necesario en curva versus el requerido en tangente, correspondió al sobreancho en curva.

El sobreancho y la superelevación se distribuyeron según sugiere SIECA, en el 66,67 % de la tangente y el 33,33 % restante en la curva.

Entre los elementos de diseño seguidos para el alineamiento vertical, se estableció la pendiente máxima en tangentes de curvas verticales, cuadro 15. Esta escogencia se dio en función del tipo de terreno con el que se cuenta, cuadro 14, la velocidad de diseño y la clasificación funcional de la vía. Además, se consideró la longitud crítica en pendiente, Cuadro 16; fundamentando una reducción de velocidad permisible para un camión cargado. Adicionalmente, se determinó el parámetro "K", de cada curva, establecido por SIECA (2011), dependiendo de su configuración geométrica de las curvas verticales, ya sea en columpio o en cresta.

Se identificaron en el proyecto dos intersecciones, la primera antes del acceso al puente sobre el Río Naranjo, la segunda en el desvío Sábalo, en el centro de la comunidad de Londres. Por esto, se analizaron los lineamientos de SIECA, que, conforme al derecho de vía, uso de suelo y la topografía del sitio, tuvieran la posibilidad de ser aplicados en el diseño geométrico.

Inicialmente, se eligió el tipo de intersección a emplear en función del tránsito de las vías que concuerdan, figura 13. Luego, se determinó el radio de giro para el vehículo de diseño en una intersección, sugerido por el anexo 3. También se evaluó la diferencia de pendiente longitudinal permisible entre las vías confluyentes.

Por último, se determinaron las distancias de visibilidad recomendadas por SIECA, con el fin de usarlas a modo de referencia y adecuar la configuración geométrica del derecho de vía a estos lineamientos.

Con los criterios y elementos de diseño del Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras, asignados para los diferentes requerimientos de la carretera, se procedió a la etapa del diseño geométrico, mediante el empleo del *software* AutoCAD Civil3D, en su versión estudiantil, proporcionada por la empresa Autodesk. Dicho programa brinda la posibilidad de configurar geoméricamente la

carretera, considerando los parámetros de diseño previamente establecidos.

El proceso de diseño con AutoCAD Civil3D empezó con la obtención de la superficie del terreno, la cual fue provista por el área de topografía de la Dirección de Vías y Puentes de la Gerencia de Contratación de CONAVI.

Una vez definida la superficie, se trazó el alineamiento horizontal, ajustándolo lo mejor posible a la geometría del camino actual y respetando las distancias estipuladas en cuanto a radio mínimo, longitudes de tangentes, superelevación y sobreancho.

Con el alineamiento horizontal definido se calculó la velocidad ponderada en diferentes tramos de la carretera, ecuación 23; para así evaluar la aptitud del alineamiento, contrastándola con la velocidad de diseño y la velocidad de rueda.

Posteriormente, se generó el perfil longitudinal de la superficie, el cual sirvió de insumo para trazar el alineamiento vertical.

Se trazó el alineamiento vertical, haciendo que cada curva vertical cumpliera con el "K" necesario, considerando pendiente máxima y longitudes críticas que pueden cambiar la velocidad significativamente.

Luego, se definieron las propiedades de los componentes de las secciones transversales de la ruta, en diferentes tramos según se requirió, las cuales fueron área de corte y relleno, cuneta, espaldón y carriles con la respectiva estructura de pavimento.

Se confeccionó el corredor, el cual representa, en planta, el área de incidencia del proyecto sobre la superficie. Este se compuso por tramos con diferentes secciones transversales.

Con todo esto se generaron vistas de las secciones transversales, para cada estacionamiento determinado, con el fin de ver, desde una perspectiva más exacta, el acomodamiento geométrico de la carretera.

El procedimiento mencionado se efectuó de manera iterativa, hasta llegar a una configuración geométrica que se apegará de la mejor forma posible a los parámetros de diseño considerados.

Diseño de drenajes menores

Para diseñar los componentes del sistema de drenajes menores de la ruta fue necesario estimar el caudal de agua a trasegar por cada elemento, ya sea cunetas, tomas o alcantarillas.

Se implementó el método racional para calcular la descarga máxima en cada área tributaria de la carretera, ecuación 26.

En primer lugar, se estableció la intensidad máxima de lluvia de diseño, por lo cual se comparó con los datos de precipitación de la estación DAMAS 90-09 del IMM (2011) y el calculado con la ecuación 29 y se escogió la más conveniente. Se contrastó el período de retorno con el período de diseño de la carretera. Asimismo, la duración de esta se escogió según lo sugerido por I.C.A.A (2007) en cuando a tiempo de concentración idóneo para estructuras pluviales. Asimismo, se generaron las curvas I-D-F, para diferentes periodos de retorno y duraciones, figura 16.

La delimitación de las áreas que van a captar el agua de escorrentía en el proyecto se efectuó implementando los paquetes de software Quantum GIS (QGIS) e ILWIS, desarrollado por la Universidad de Twente. Estos, requirieron de información geográfica de la zona de análisis, por lo que se usaron las curvas de nivel cada 2 m para Costa Rica, provistas por el SNIT, apéndice 1.

En primer lugar, se usó QGIS para delimitar las curvas de nivel al área del proyecto y exportar el archivo vectorial de curvas para usarlo en ILWIS.

El procedimiento en ILWIS, empezó con la confección del mapa de atributos del set de curvas de nivel, generado en QGIS, apéndice 2. Con el mapa de atributos como insumo se creó el modelo de elevación digital (DEM) para el sitio, apéndice 3, cuya representación gráfica, a manera de mapa de sombras o *Hillshade* se encuentra en el apéndice 4. Desde el modelo de elevación digital, se compuso el mapa de dirección de flujo según las pendientes, apéndice 5. Con el mapa de dirección de flujo se preparó el mapa de acumulación de flujo, el cual indica preliminarmente los cauces presentes, apéndice 6.

Como parte del análisis de cuencas con ILWIS, partiendo del mapa de acumulación de

flujo, se obtuvo la extracción de la red de cauces en la zona, apéndice 7. Asimismo, con la determinación de estos cauces, la información del DEM y el mapa de dirección de flujo, se logró diferenciar los cauces entre sí, mediante el mapa de orden de drenaje, apéndice 8. Finalmente, con el mapa de orden de drenaje y el mapa de dirección de flujo, se delimitaron las áreas tributarias de las subcuencas referentes al sitio, apéndice 9.

Se examinaron los resultados de subcuencas, generados por ILWIS, por lo que se exportó a QGIS el mapa. Este se contrastó con el complemento de Google Earth y las curvas de nivel del SNIT y se ajustaron manualmente en zonas donde las subcuencas se vean atravesadas por calzadas existentes, como también en donde se sitúan pasos de agua, aguas arriba del proyecto.

Con las subcuencas corregidas, se identificaron los puntos de concentración y se determinó el requerimiento de tomas de alcantarillas en los puntos bajos adonde no se tenga un cauce natural, y se distribuyeron referenciándose en el alineamiento vertical de la vía.

Determinada toda la información hidrológica, se realizó el modelamiento hidráulico de los drenajes menores, con el *software* Storm and Sanitary Analysis (SSA), de Autodesk.

Se importó la información de las subcuencas y el corredor a SSA, para su respectivo modelamiento, apéndice 10. Se definieron los parámetros de pendiente media, longitud de cauce y coeficiente de escorrentía, anexo 4, figura 25.

Subbasins

General Subbasin ID: SC1 Connectivity Rain gage: CA1 Outlet node: CA1

Description:

Physical Properties Runoff Coefficient

Physical properties Area: 0.1624 ha Time of concentration: 1.09 min Flow length: 45.88 m Weighted runoff coeff.: 0.37 Average slope: 6 %

Impervious area Area: 25 % Manning's roughness: 0.015 No depression: 25 % Runoff coefficient: 2.00 Pervious area Runoff coefficient: 5.00 Manning's roughness: 0.1

Analysis summary Peak runoff: N/A cms Rainfall intensity: N/A mm/hr Total runoff: N/A mm Accumulated precipitation: N/A mm

Subbasin ID /	Area	Wt. Runoff Coeff.	Average Slope	Flow Length	TOC
1 SC1	0.1624	0.37	6	45.88	1.09
2 SC10	5.3442	0.14	10	290.08	3.72
3 SC11	0.4855	0.14	20	146.37	1.68
4 SC12	0.7969	0.14	20	123.30	1.47
5 SC13	0.4843	0.37	20	115.70	1.40
6 SC14	0.1666	0.37	10	100	1.64

Figura 25. Características de subcuencas.
Fuente: Storm and Sanitary Analysis.

Luego, se modelaron las alcantarillas transversales, de modo que se les estableció el diámetro de tubo, elevación de la entrada y la salida y se le asignaron las áreas tributarias a cada una. Igualmente, se asignaron los cabezales y las tomas de alcantarillas en los puntos requeridos, figura 26.

Conveyance Links

General Link ID: ALC1 Description:

Shape Open channel Pipe Culvert Direct Circular

Properties Number of barrels: 1 Culvert type: Concrete Pipe Culvert Culvert entrance: Square edge with head Diameter: 1500.0 mm

Physical properties Length: 20.52 m Inlet invert elevation: 66 m Outlet invert elevation: 65 m Manning's roughness: 0.015 Flap gate:

Flow properties Entrance losses: 0.5 Exit/bend losses: 0.5 Additional losses: 0 Initial flow: 0 cms Maximum flow: 0 cms

Analysis summary Constructed slope: 0.0487 m/m Max velocity attained: N/A m/sec Design flow capacity: 13.52 cms Max/design flow ratio: N/A Peak flow during analysis: N/A cms Max/total depth ratio: N/A Additional flow capacity: N/A cms Total time surcharged: N/A min

Connectivity From (Inlet): CA1 To (Outlet): S1 Invert elevation: 66.0 m Invert elevation: 65 m

ID /	From Node	To Node	Shape	Length	Height/Diameter	Inlet Elev.	Outlet Elev.	Manning's Roughness	Entrance Losses	Exit/B end Losses
1 ALC1	CA1	S1	Circular	20.52	1500.0	66	65	0.015	0.5	0.5
2 ALC10	TM3	S11	Circular	11.80	800.0	101.35	101	0.015	0.5	0.5
3 ALC11	TM4	S12	Circular	12.31	800.0	104.1	103.6	0.015	0.5	0.5
4 ALC12	CA10	S13	Circular	15.25	800.0	103.4	103	0.015	0.5	0.5
5 ALC13	CA11	S14	Circular	18.53	800.0	103.5	99.6	0.015	0.5	0.5

Figura 26. Características de alcantarillas.
Fuente: Storm and Sanitary Analysis.

Los criterios del análisis en SSA, fueron el método racional para estimar el caudal en cada subcuenca, la ecuación de Manning para el flujo y la ecuación de Kirpich para el tiempo de concentración, figura 27.

Project Options

General ID Labels Element Prototypes

Units & element specifications Unit system: Metric Units Flow units: CMS Elevation type: Elevation Compute lengths and areas while digitizing

Hydrology runoff specifications Hydrology method: Rational Time of concentration (TOC) method: Kirpich Minimum allowable TOC: 10 min Modified rational method storm duration: min Rational method ascending limb multiplier: 1 Rational method receding limb multiplier: 1 EPA SWMM infiltration method: Horton HEC-1 unit hydrograph method: Clark HEC-1 loss method: Uniform

Hydraulic routing specifications Link routing method: Kinematic Wave Force main equation: Hazen-Williams Minimum conduit slope: 0 %

Computational & reporting options Storage node exfiltration method: None Enable overflow ponding at nodes Skip steady state analysis time periods Include input data in ASCII output report Include control actions in ASCII output report

Figura 27. Opciones del modelo hidrológico – hidráulico.
Fuente: Storm and Sanitary Analysis.

Asimismo, se introdujo el dato de precipitación máxima de Vahrson *et al.* (1992), directamente en el *software*, figura 28.

IDF Curves

General ID: IDF-1 Description:

Rainfall equation IDF table $i = B / (Tc + D)^E$ $i = A + B(Lr \times X) + C(Lr \times X)^2 + D(Lr \times X)^3$ Intensity direct entry X-axis: Linear Log Y-axis: Linear Log

Return period Period: year

Enter rainfall intensity in mm/hr Intensity: 178 mm/hr

Figura 28. Dato de entrada de precipitación.
Fuente: Storm and Sanitary Analysis.

Una vez efectuado el análisis, se identificaron los tubos que se podían optimizar, con un diámetro menor o ajustes en las pendientes debido a la velocidad del agua. Igualmente, se

procuró un balance entre el diseño geométrico y los drenajes menores, en caso de requerirse una variación.

Definido el diseño preliminar con SSA, se realizó el diseño con el método de control de entrada, utilizando el *software*, para diseño de alcantarillas transversales, HY8, de *Federal Highway Administration (FHWA)*. Se necesitaron como datos de entrada, el caudal a trasegar por la alcantarilla, dimensionamiento de la salida del tubo, la elevación del nivel de rasante, ancho de calzada, longitud de la cresta. De la misma forma, se requirieron propiedades de la alcantarilla como el diámetro, material, tipo de entrada, elevación a la entrada, elevación a la salida y longitud, figura 29.

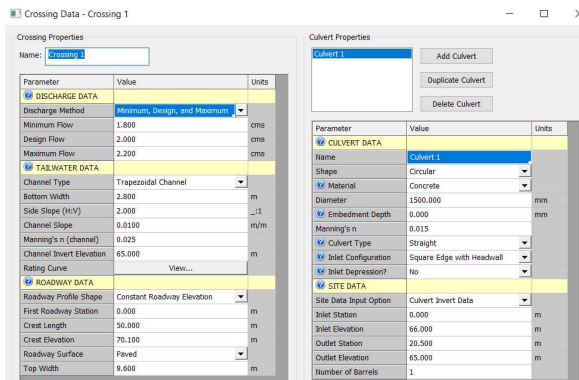


Figura 29. Datos de entrada para control de entrada.

Fuente: HY8.

Los resultados de HY8, fueron la profundidad del espejo de agua en la entrada del tubo, profundidad a la salida, perfil de flujo, profundidad crítica y velocidad de salida.

Según los requerimientos de diámetro, se escogieron las diferentes estructuras para los drenajes menores. El dimensionamiento de estos se basó en el Manual de Diseños Estándar para la Construcción de Estructuras Conexas en Carreteras.

Se utilizaron elementos como cabezales de entrada para alcantarillas, cabezales, tomas para alcantarillas, tragantes, cunetas revestidas cordón y caño.

Por otra parte, el diseño de las cunetas se ejecutó tomando en consideración las áreas de los taludes de corte de la carretera, que tributaban directamente a la alcantarilla. Así con los resultados del *software* SSA, se usó la

herramienta de AutoCAD Civil 3D, Launch Express, con el propósito de dimensionar la cuneta y evaluar las profundidades del espejo de agua.

Con el Launch Express, se determinaron tres tipologías de cuneta, con base en los datos de entrada expuestos en la figura 30.

Section	Item	Input
Channel	Section Type =	Triangular
	Btm Width (m)	-0-
	Side Slope, z:1 =	0.5000; 3.0000
	Tot Depth (m) =	0.2500
	Inv Elev(m) =	70.0000
	Slope (%) =	1.0000
Calcs	n-value =	0.013
	Compute by =	Known Q
	Q (cms) =	0.1250

Figura 30. Datos de entrada para el diseño de cunetas.

Fuente: Launch Express.

Renglones de pago

La preparación de los renglones de pago se basó en la identificación y cuantificación de los diferentes requerimientos de la carretera, según el diseño y criterio de profesionales de la Dirección de Diseño de Vías y Puentes de CONAVI.

Debido a esto, se calcularon las cantidades según el Manual de Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras y Caminos, por medio de los renglones de pago propuestos, por cada apartado, necesario para desarrollar una obra de infraestructura vial.

De esta forma, se determinó la cantidad de material de corte y relleno, materiales de estructura de pavimento, requeridos por el proyecto y obtenidas por medio de *software* Civil 3D. El método para estimación de volumen se expone en la ecuación 37.

Posteriormente, se realizó un análisis de costos abarcando los renglones de pago cuantificados. Para ello, se tomó como referencia los costos de diferentes carteles de licitación por parte del Consejo Nacional de Vialidad, presentes en el sitio web del Sistema Integrado de Compras Públicas, SICOP.

Especificaciones técnicas

El diseño de una carretera demanda especificaciones técnicas que faciliten el proceso de construcción. Por lo que, en este apartado, se referenció el Manual de Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras, Caminos y Puentes. Esta sección especificó métodos de construcción de las diferentes estructuras de la carretera, asimismo, se definieron las calidades de materiales necesarias para una correcta ejecución del proyecto.

Elaboración de planos

La elaboración de las láminas del proyecto se referenció en gran manera en los requerimientos definidos por CONAVI, en el apartado de especificaciones técnicas.

Asimismo, la simbología, acotaciones y diseño se efectuaron bajo la recomendación del encargado de diseño geométrico de la Dirección de Vías y puentes del Consejo Nacional de Vialidad.

Las láminas de planos del proyecto del mejoramiento entre el cruce hacia Villanueva y Londres comprenden la información del diseño geométrico, con los parámetros respectivos, las ubicaciones de los drenajes menores, asimismo, la acotación del área de corte y relleno, estructuras de seguridad, superficie en planta, perfil del terreno, secciones transversales, detalles constructivos y portada.

Igualmente, se confeccionaron láminas con el señalamiento vertical y horizontal de la vía, para garantizar la seguridad y un correcto manejo por parte de los usuarios.

La señalización propuesta se respaldó según los lineamientos de SIECA, en cuanto a carreteras y proyectos, similares al diseñado, de modo que se abarcaron señalamientos horizontales, como demarcación y captaluces, señalamientos verticales como restricciones de velocidad, altos y cedas y señales de información, acorde al Manual Centroamericano de Dispositivos Uniformes para el Control del Tránsito.

Para efectuar esta etapa se utilizó el *software* AutoCAD Civil 3D, el cual brinda la posibilidad de efectuar el dibujo asistido por computadora (CAD).

Barreras de seguridad

El diseño de las barreras de seguridad consistió primeramente en definir los sitios que requieren barrera de seguridad, ya fuera por pendiente del talud, cuadros 26 y 27, u obstáculos. Luego se instauró el nivel de contención, considerando la severidad del accidente posible, cuadro 28 y las solicitudes de velocidad y tránsito, cuadro 29.

Las barreras se ubicaron espacialmente en los tramos requeridos, según su tipología, como se muestra en la figura 19. La disposición en altura, figura 20, depende de las características técnicas de la barrera a instalar; ésta se define por las pruebas de calidad efectuadas por el fabricante.

Finalmente, se definió el tipo de terminal que mejor se ajustaba a las condiciones del sitio.

Resultados

Diseño de estructura de pavimento

Del Anuario de Información de Tránsito 2017 se presentan los datos de la estación utilizada para el diseño del pavimento, cuadro 31, asimismo, las características y composición del tránsito, cuadro 32.

Cuadro 31. Datos de estación utilizada.

Ruta	Sección	Tramo	Estación	Ubicación
616	60580	FINCA MANAGUA - LONDRES (CRUCE SÁBALO)	0	150 M ANTES DEL CRUCE A VILLANUEVA

Fuente: MOPT, 2017.

Cuadro 32. Características y clasificación del tránsito.

Año	TPD	Liviano	Carga liviana	Bus	C2E
2015	425	64,44 %	25,4 %	4,44 %	5,71 %

Fuente: MOPT, 2017.

El periodo de diseño definido según el cuadro 2.

$$\text{Periodo de diseño} = 20 \text{ años}$$

Los resultados de los ejes equivalentes totales se muestran en el cuadro 33. Posteriormente, los ejes equivalentes de diseño ajustados por el número de carriles y dirección del tránsito, cuadro 34.

Cuadro 33. Ejes equivalentes totales.

Tipo	TPA2017	Factor camión	Factor de crecimiento 5 %	EEQ
Liviano	99963	0.0100	41.86	41846
Pick Up	39402	0.0200	41.86	32989
Bus	6888	1.7100	41.86	493039
C2	8858	0.7500	41.86	278099

Fuente: Autor.

Cuadro 34. Ejes equivalentes de diseño.

EEQtotales	845972
Factor direccional LD (%)	50.00
Factor número de carriles LC (%)	100.00
EEQdiseño al 2038	422986

Fuente: Autor.

Se presentan las consideraciones de diseño de la estructura de pavimento, el nivel de confianza determinado según la clasificación funcional de la vía, cuadro 3. La desviación normal estándar, Z_r , anexo 2; el nivel de confianza, R ; la desviación estándar del modelo de regresión, S_0 ; y el cambio en el índice de servicio, ΔPSI ; se presentan en el cuadro 35.

Cuadro 35. Consideraciones de diseño de pavimento.

R (%)	75
Z_r	-0.674
S_0	0.45
PSI inicial	4.2
PSI final	2
ΔPSI	2.2

Fuente: AASHTO, 1993.

Los resultados de los ensayos realizados por el Departamento de Pavimentos del MOPT, cuadro 36.

Cuadro 36. Resultados de ensayos a la subrasante para la Ruta Nacional No.616.

Estación	6+000 LD	7+000 LD	9+250 LD
Profundidad (m)	de 0.00 a - 1.00 m	de 0.00 a - 1.20 m	de 0.00 a - 1.00 m
Próctor Densidad Máxima (Kg/m ³)	1335	1307	1396
Próctor Humedad Óptima (%)	25	31	14, 5
CBR 91 %	4.0	2.0	2.0
CBR 95 %	6.0	3.0	2.0
Límite Líquido (%)	52	47	31
Índice Plástico (%)	24	10	5
Índice de Grupo	27	10	0
Clasificación AASHTO - SUCS	A-7-5/CH	A-5/OL - OM	A-1-a /GM
Estructura Granulométrica (% pasando)			
Tamiz 19 mm	100	100	60
Tamiz 9.5 mm	100	100	45
Tamiz 4.75 mm	100	100	32
Tamiz 2.00 mm	99	99	25
Tamiz 0.425 mm	95	97	18

Fuente: MOPT, 2012.

Del cuadro 36 y la figura 4 se determinó el módulo resiliente de la sub rasante según el CBR.

$$CBR_{subrasante} = 2,0 \%$$

$$MR_{subrasante} = 3000 \text{ psi}$$

Las características de la sub base granular, cuadro 37.

Cuadro 37. Características de la sub base granular.

CBR (%)	30
Índice de plasticidad	7
Límite líquido	30
Compactación Proctor (%)	97
MR (psi)	15000

Fuente: CR-2010.

Las características de la base granular y base estabilizada con cemento Portland, cuadro 38.

Cuadro 38. Características de la base.

	Base granular	Base estabilizada
CBR (%)	80	-
Índice de plasticidad	6	-
Límite líquido	25	-
Compactación Proctor (%)	97	-
Pérdida por abrasión (%)	50	-
Índice de durabilidad material grueso y fino (%)	35	-
Porcentaje de caras fracturadas (%)	50	-
Porcentaje de agregado (%)	-	90 - 96
Porcentaje de cemento Portland (%)	-	4 - 10
Humedad durante la mezcla (%)	-	2
Pérdida de masa AASHTO T135 & T136	-	14 % max
Resistencia a la compresión inconfiada a los 7 días, ASTM D-1633 (A) (psi)	-	400
MR (psi)	30000	600000

Fuente: CR-2010.

El módulo resiliente de la carpeta asfáltica (Castro, consulta personal, marzo de 2018):

$$MR_{carpeta\ asfáltica} = 450.000 \text{ psi}$$

Respecto a las características de los materiales y con las figuras 1, 2 y 3, se presentan los coeficientes estructurales para cada capa, cuadro 39.

Cuadro 39. Coeficientes estructurales por capa.

a1 (carpeta asfáltica)	0.4500
a2 (base granular)	0.1375
a2 (base estabilizada)	0.1575
a3 (subbase granular)	0.1100

Fuente: AASHTO, 1993.

Mejoramiento de la Ruta Nacional No.616, sección cruce hacia Villanueva - Londres, Longitud = 3,37 km, para CONAVI

Los coeficientes de drenajes, m, acorde al cuadro 4, se muestran en el cuadro 40.

Cuadro 40. Coeficientes de drenajes.

m1	1.00
m2	0.90
m3	0.90

Fuente: AASHTO, 1993.

Al despejar la ecuación 1 se determinó el número estructural, SN, necesario para los ejes equivalentes de diseño:

$$SN = 3.65$$

Los espesores propuestos preliminarmente mediante la metodología AASHTO (1993) que satisfacen el SN necesario, calculado con la ecuación 3, se muestran en el cuadro 41.

Cuadro 41. Espesores propuestos preliminarmente con metodología AASHTO (1993).

	Pav. Base granular (cm)	Pav. Base estabilizada (cm)
Carpeta asfáltica	10.0	10.0
Base	15.0	20.0
Sub base	30.0	20.0
TOTAL	55.0	50.0

Fuente: Autor.

Conforme al cuadro 41, se realizó el diseño multicapa, en el cuadro 42, se presenta el aporte estructural de cada capa de las alternativas de pavimento.

Cuadro 42. Diseño multicapa (AASHTO 1993).

	Pav. Base granular	Pav. Base estabilizada
Carpeta asfáltica	1.77	1.77
Base	0.73	1.12
Sub base	1.17	0.78
SNpropuesto	3.67	3.67

Fuente: Autor.

El coeficiente de Poisson implementado en PITRA Pave, para cada capa del pavimento se encuentra en el cuadro 42.

Cuadro 42. Coeficiente de Poisson.

Material	Rango	Típico
Carpeta asfáltica	0,30 – 0,40	0,35
Material granular sin tratar	0,30 – 0,40	0,35
Material granular tratado con cemento	0,10-0,20	0,15
Suelos grano fino	0,30 – 0,50	0,40

Fuente: Huang, 2004.

Las cargas aplicadas según SIECA (2002), se presentan en el cuadro 43.

Cuadro 43. Cargas eje equivalente de diseño.

No	Carga (lb)	Presión (psi)	X (in)	Y (in)
1	4500	70	4,524	4,524
2	4500	70	4,524	16,524

Fuente: SIECA, 2002.

Espesores ajustados según los modelos de falla del método mecánico – empírico, se muestran en el cuadro 44, los cuales constituyen la propuesta final de la estructura de pavimento para la sección de la Ruta Nacional No.616 diseñada.

Cuadro 44. Espesores ajustados según criterio mecánico – empírico.

	Base granular (cm)	Base estabilizada (m)
Carpeta asfáltica (cm)	10.0	8.0
Base (cm)	20.0	15.0
Sub base (cm)	40.0	10.0
TOTAL	70.0	33.0

Fuente: Autor.

Los resultados de deformaciones unitarias, empleados en el análisis de capacidad del agrietamiento por fatiga de la carpeta asfáltica y deformación plástica de la subrasante, para cada estructura de pavimento diseñada, se hallan en el cuadro 45.

Cuadro 45. Deformaciones unitarias en puntos analizados.

Deformación unitaria	Pav. Base granular	Pav. Base estabilizada
ϵ_t (x10-6 mm/mm)	226.82	211.74
ϵ_{vs} (mm/mm)	0.00052846	0.00054439

Fuente: PITRA Pave.

Los resultados de las ecuaciones 4 y 5, para las condiciones más críticas de deformación unitaria, cuadro 45, se exponen en el cuadro 46.

Cuadro 46. Capacidad de carga.

EEQdiseño	422 986	
Alternativa	Pav. Base granular	Pav. Base estabilizada
Nf	20 978 061	32 377 143
Nr	640 040	560 355

Fuente: CONAVI Oficio DVOP-6152-07, 2007.

Diseño geométrico

Mediante la ecuación 6, el TPD al final del período de diseño es el siguiente:

$$TPD_{2015} = 425$$

$$\text{Período} = 23 \text{ años}$$

$$TPD_{2038} = 1305$$

El nivel de servicio asignado, según el cuadro 6, y la clasificación funcional conforme al cuadro 7, se muestran a continuación

$$\text{Nivel de servicio} = D$$

$$\text{Velocidad de diseño} = 60 \text{ km/h}$$

$$\text{Clasificación funcional} = \text{Colector menor rural}$$

Las características del vehículo de diseño, dada la composición de tránsito del cuadro 32, se establecen en el cuadro 6.

$$\text{Vehículo de diseño} = \text{BUS}$$

Los elementos de la sección transversal, según el cuadro 8 y 9, se encuentran en el cuadro 47.

Cuadro 47. Elementos de la sección transversal.

Ancho de carril (m)	3,60
Bombeo (%)	2 %
Ancho típico de espaldón (m)	1,20
Ancho de acera (m)	1,20

Fuente: SIECA, 2011.

Los casos analizados de distancias de visibilidad, calculados según lineamientos de SIECA (2011), con tiempo de percepción-reacción de 2,5 s y tasa de desaceleración de 3,40 m/s², se presentan en el cuadro 48.

Cuadro 48. Distancias de visibilidad mínimas.

Distancia de decisión (A) (m)	95
Distancia de decisión (C) (m)	170
Distancia de visibilidad de adelantamiento (m)	410
Distancia de visibilidad de parada terreno plano (m)	83

A: detención en carretera rural $t = 3,0$ s.

C: cambio de velocidad, trayectoria y dirección en carretera rural $t = [10,2$ s, 11,2 s].

Fuente: SIECA, 2011.

La ecuación 9 determina la distancia máxima en recta para el proyecto:

$$L_r = 1200 \text{ m}$$

Asimismo, la tasa máxima de peralte recomendada, según la sección 3.2.1 (a) (SIECA, 2011), se estableció:

$$e_{max} = 6 \%$$

El radio mínimo de curvatura para la velocidad de diseño y valores límite de peralte y fricción lateral, conforme al cuadro 14:

$$R_{min} = 123 \text{ m}$$

Bajo el límite de radio para la velocidad de diseño, se muestran las propiedades de las curvas horizontales del proyecto, apéndice 1.1.

La distribución del peralte se realizó conforme a la figura 8, con una longitud de transición, evaluada con la ecuación 12 y distancia de bombeo, calculada con la ecuación 13.

$$L_s = 36 \text{ m}$$

$$D_b = 18 \text{ m}$$

La asignación del sobreaño necesario en curva, acorde al vehículo de diseño, haciendo uso de las ecuaciones 14, 15, 16 y 17, se encuentra en el cuadro 49.

Cuadro 49. Sobreaño en curva.

Vehículo de diseño	BUS
Número de carriles	1.000
Ciara lateral (m)	0.900
Ancho de la huella del vehículo en curva (m) U	2.817
Ancho de huella de vehículo de diseño, exterior a exterior de llantas, (m) u	2.600
Ancho de saliente frontal del vehículo de diseño (m) FA	0.120
Saliente frontal del eje del vehículo, en el carril interior (m) A	1.800
Distancia entre ruedas de la unidad (m) L	7.300
Ancho de carril extra recomendable en curva (m) Z	0.541
Ancho necesario de carril en curva según vehículo de diseño (m) Wc	4.258
Sobre Ancho (m)	0.658

Fuente: SIECA, 2011.

Los datos pertenecientes a las curvas del alineamiento horizontal se muestran en el apéndice 17.

De igual forma se presenta el análisis de velocidad conforme a los radios empleados, calculando la velocidad en sitio mediante la ecuación 11, apéndice 18.

La clasificación del terreno, siguiendo el cuadro 14. La máxima pendiente permisible según el cuadro 15 y la longitud crítica para una variación de 25 km/h en pendiente conforme al cuadro 16, se presentan en el cuadro 50.

Cuadro 50. Consideraciones de diseño de pendientes de tangentes en alineamiento vertical.

Tipo de terreno	Ondulado
Pendiente máxima (%)	8
Pendiente mínima (%)	0.5
Longitud crítica (m)	260

Fuente: SIECA, 2011.

El grado de curvatura de las curvas verticales, tanto en cresta como en columpio, según los cuadros 17, 18 y 19, se muestran en el cuadro 51.

Cuadro 51. Grado de curvatura (K) para curvas verticales.

Curvas en cresta	
Criterio	K
Distancia de visibilidad de parada	11
Distancia de visibilidad de adelantamiento	195
Curvas en columpio	
Criterio	K
Distancia de visibilidad de parada	18

Fuente: SIECA, 2011.

De esta forma, los datos de las curvas verticales, en función de los criterios de diseño de alineamiento vertical, se encuentran en el apéndice 19.

Los radios de giro en intersecciones, según el anexo 3, para el vehículo de diseño:

$$\begin{aligned} \text{Ángulo de giro} &= 75^\circ \\ R_{\text{giro}} &= 17 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ángulo de giro} &= 105^\circ \\ R_{\text{giro transición}} &= 6 \text{ m} \\ S_{\text{bordes}} &= 0,8 \text{ m} \\ \text{transición} &= 8:01 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ángulo de giro} &= 90^\circ \\ R_{\text{giro}} &= 15 \text{ m} \end{aligned}$$

Las distancias de visibilidad para giro en intersecciones, sugeridas por SIECA (2011), figura 14 y cuadro 19, se muestran en el cuadro 52.

Cuadro 52. Distancias de visibilidad en intersecciones.

Giro a la derecha	SIECA	Cruce puente	Desvío Sábalo
Automóvil (m)	238	150	75
Camión (m)	591		
Giro a la izquierda			
Automóvil			
Visibilidad izquierda (m)	166	150	75
Visibilidad derecha (m)	238	75	100
Camión			
Visibilidad izquierda (m)	419	150	75
Visibilidad derecha (m)	591	75	100

Fuente: SIECA, 2011.

Igualmente, la diferencia de pendiente longitudinal máxima, entre carreteras que se intersecan, para la velocidad de diseño de 60 km/h, según el cuadro 21:

$$\Delta_{pendiente.long} = 0,60 \%$$

Los parámetros establecidos por SIECA para islas canalizadoras y las dimensiones de la isla empleada se muestran en el cuadro 53.

Cuadro 53. Dimensiones de isla canalizadora.

Dimensiones	SIECA	Cruce puente
Lado menor (m)	3.5	7.025
Área	7	42.33

Fuente: SIECA, 2011.

Seguridad en carreteras

En el cuadro 54 se muestra la clasificación de los taludes considerados críticos para el diseño de sistemas de contención vehicular.

Cuadro 54. Clasificación de taludes.

	2+495 a 2+620	Pasos de alcantarilla
Pendiente	1:1	1:2
Δ Altura (m)	4.5	3
Descripción	no traspasable	no traspasable
Clasificación	crítico	crítico

Fuente: Valverde, 2011.

Se presenta la categorización de accidente posible, cuadro 55.

Cuadro 55. Severidad de accidente posible.

Riesgo	Talud crítico	Talud crítico
Gravedad	Accidente normal	Accidente normal
Condiciones	Vuelco (paso por taludes no traspasables)	Vuelco (paso por taludes no traspasables)

Fuente: Valverde, 2011.

Se expone el nivel de contención estipulado para las barreras de seguridad, cuadro 56.

Cuadro 56. Nivel de contención de barreras a colocar en la vía.

Clasificación de accidente	Normal
Velocidad (km/h)	60
TPD	1184
TPDp	68
Nivel de contención	N2, TL2

Fuente: Valverde, 2011.

La determinación de las longitudes de la barrera se muestra en el cuadro 57.

Cuadro 57. Disposición longitudinal de barreras de seguridad.

	2+495 a 2+620	Pasos de alcantarilla
Ls	1.4	1.4
LR (m)	20	5
L0 (m)	85	10
L1 (m)	0	0
L2 (m)	0.3	1.2
L3 (m)	3	2
LA (m)	9	9
Longitud antes de talud (m)	19.33	4.33
Distancia desde talud (m)	0.6	0.6

Fuente: Valverde, 2011.

Características de barreras a emplear, según procedimiento de diseño de Manual CSV, Costa Rica, cuadro 58.

Cuadro 58. Características de barreras a colocar.

Ancho de trabajo W	0.6	0.8
Deflexión barrera rígida	0.0 - 0.6	0.6
Tipo de terminal	abatimiento paralelo	abatimiento paralelo
h (m)	0.81	0.70

Fuente: Valverde, 2011.

Diseño de drenajes menores

En el cuadro 59 se presentan diferentes intensidades de lluvia máxima, haciendo uso de la ecuación 29. Asimismo, en el cuadro 60 se presentan las intensidades de precipitación pertenecientes a la estación DAMAS 90-09 del IMM.

Cuadro 59. Intensidades de lluvia máximas en (mm/h).

Duración (min)	T Período de retorno			
	10	15	20	25
10	158	167	173	178
20	129	136	141	145
25	119	126	131	135
30	112	118	123	126

Fuente: Vahrson *et al.*, 1992.

Cuadro 60. Intensidades de precipitación máximas de estación DAMAS 90-09 en (mm/h).

Duración (min)	Intensidades de precipitación para distintos períodos de retorno (mm/h)						
	T5	T10	T25	T50	T100	T250	T500
5	218,52	250,39	290,66	320,53	350,18	389,22	418,70
10	177,78	199,85	227,73	248,41	268,95	295,98	316,40
15	160,78	180,82	206,13	224,91	243,55	268,09	286,63
30	124,25	137,04	153,20	165,19	177,09	192,76	204,59
60	93,11	104,37	118,60	129,15	139,63	153,43	163,84
120	68,51	78,71	91,59	101,15	110,64	123,13	132,57
360	33,86	39,52	46,69	52,00	57,27	64,22	69,46
720	19,56	23,00	27,35	30,57	33,78	37,99	41,18
1440	10,17	11,96	14,21	15,89	17,55	19,74	21,40

Fuente: IMM, 2011.

La probabilidad de ocurrencia de la tormenta de diseño, ecuación 30:

$$\begin{aligned} \text{Período de retorno} &= 25 \text{ años} \\ \text{Vida útil} &= 20 \text{ años} \\ R &= 55,80 \% \end{aligned}$$

Las curvas I-D-F generadas para el análisis hidrológico e hidráulico, se muestran en la figura 18.

La delimitación de subcuencas y ubicación de estructuras de drenajes, hecha con Storm and Sanitary Analysis, apéndice 10.

Los resultados hidrológicos del modelo, del método racional, ecuación 25 y el tiempo de concentración, ecuación 26, se despliegan en el apéndice 11.

Mejoramiento de la Ruta Nacional No.616, sección cruce hacia Villanueva - Londres, Longitud = 3,37 km, para CONAVI

Se presentan los resultados hidráulicos del modelo en Storm and Sanitary Analysis, referentes a velocidades y caudales máximos, tirantes máximos, entre otros, apéndice 12. Para estos, el *software* considera la teoría Manning, ecuaciones 31 y 32, cuadro 22 y 23.

La verificación por control de entrada no sumergida, mediante el *software* HY8, de FHWA, el cual contempla las ecuaciones 33, 34 y 35 y el cuadro 24, se muestran en el apéndice 13, asimismo, la representación gráfica del perfil de flujo en cada tubo, apéndice 14.

Se presentan las secciones transversales de las cunetas empleadas en la obra, apéndice 15 haciendo uso de la herramienta Launch Express, de AutoCAD Civil 3D, igualmente los datos del diseño de las misma en el apéndice 16.

En la sección de la vía que se cuenta con cordón y caño se ubicó un tragante tipo MOPT (ver detalle en planos), cuyos datos de diseño, modelados en SSA, se muestran en el cuadro 61.

Cuadro 61. Parámetros de diseño de tragante tipo MOPT.

Elevación tapa (m)	104.6
Elevación fondo (m)	102.8
Altura (m)	1.8
Bombeo de carretera (%)	2
Pendiente de caño (%)	8
Ancho de caño (m)	0.85
Profundidad de caño (m)	0.15
Caudal interceptado (m ³ /s)	0.015
Profundidad de agua en tormenta de diseño (m)	0.1
Ancho de área de estanque (m)	0.46

Fuente: Storm and Sanitary Analysis.

Renglones de pago

La determinación de materiales de movimiento de tierras, capa de sub base, base y carpeta asfáltica, calculadas con AutoCAD Civil 3D, se presentan en el cuadro 62.

Cuadro 62. Resultados de volúmenes de materiales.

Ítem	Cantidad (m ³)
CR.204.01 Excavación en la vía	19883.64
CR.204.05 Préstamo selecto CBR \geq 10%	3738.62
CR.208.03 Relleno para estructuras mayores	1900.53
CR.405.01 Carpeta asfáltica clase B	6219.81
CR.301.03 Base de agregados graduación (B)	10907.07
CR.301.06 Subbase de agregados, graduación (D)	3167.48

Fuente: AutoCAD Civil 3D.

En el apéndice 20 se muestra la cuantificación de los renglones de pago necesarios para la ejecución del mejoramiento a la Ruta Nacional 616, sección cruce hacia Villanueva – Londres con los renglones de pago acorde al CR-2010.

Producto del análisis de costos efectuado, se tiene un costo total para el mejoramiento y asimismo el costo por kilómetro de obra.

$$\text{Costo total} = \text{¢}1\,205\,029\,269$$

$$\text{Longitud} = 3,37 \text{ km}$$

$$\text{Costo/km} = \text{¢}357\,575\,451$$

Análisis de resultados

Estructura de pavimento

La elección del TPD para el diseño estructural del pavimento se efectuó mediante el Anuario de Información de Tránsito 2017, cuadro 31. Es importante reconocer que, si bien los datos presentes en el Anuario de Información de Tránsito 2017 son propuestos para el análisis de redes viales, debido a la naturaleza de la vía, este dato se puede emplear para diseño, porque la incidencia de la incertidumbre asociada, debido al bajo nivel de tránsito, no genera variaciones relevantes. Además, dicha escogencia se basó en la dificultad de realizar una medición de campo precisa, debido a que en las visitas al sitio se observó que el flujo vehicular no presenta una estabilidad adecuada para obtener un dato verdaderamente representativo.

Por otra parte, para la Ruta Nacional No.616, el Anuario presenta dos estaciones de control; se determinó usar los datos de la estación 0, ubicada 150 m antes del cruce hacia Villanueva, cuadro 32, por el hecho de que el tránsito que pasa por ese punto es el que va a transportarse por la sección de la carretera considerada en el diseño del mejoramiento.

Los factores camión utilizados, son el resultado de un estudio de LANAMME (2007), el cual consideró rutas específicas de cada región del país y normalizó los factores camión en Costa Rica, según tipología de vehículo. Por esto, se consideró que los factores recomendados por ese estudio, cuadro 1, son datos representativos y confiables para el diseño. Igualmente, estos se encuentran avalados por la Dirección de Vías y Puentes de CONAVI.

El período de diseño se escogió tomando en cuenta diversos factores. En primer lugar, la clasificación de la vía, ya que ésta, al ser terciaria, las intervenciones en sí no van a ser recurrentes. Igualmente, un periodo de diseño de 20 años implica que el mantenimiento periódico que se le debe dar al pavimento puede ejecutarse en intervenciones de menor magnitud con relación a un periodo de diseño menor en el rango que SIECA (2002) propone; la estrategia de mantenimiento deberá diseñarse por lo menos 6 años después de construido el pavimento. De esa forma se instauró un periodo de diseño de 20 años, el cual, según SIECA, es un lapso representativo de las posibles condiciones a las que se someterá el pavimento.

En el momento de proyectar los ejes equivalentes al final del período de diseño, el porcentaje de crecimiento determinado es de 5 %, el cual se dispuso según los registros históricos de crecimiento del tránsito presentes en el Anuario de Información de tránsito del MOPT, asimismo por el aumento en las actividades socioeconómicas, que representan el mejoramiento de la vía; derivando en un mayor desarrollo del comercio, incremento en la construcción de edificaciones y potencialización del turismo.

Se instauró un nivel de confianza del 75 %, el cual representa el valor más bajo del rango propuesto por AASHTO (1993), cuadro 2, ya que, como se mencionó anteriormente, los datos de TPD incluyen una incertidumbre asociada a su medición; asimismo, por el tipo de zona en la que se sitúa el proyecto y la clasificación funcional de la ruta.

El cambio en el índice de servicio, PSI, a lo largo de la vida útil del pavimento, se determinó basado en la categorización de la ruta. El PSI inicial es 4,20, debido a que se diseñó un pavimento flexible; por otra parte, al ser ésta una

carretera terciaria, significa que su importancia no es primordial, entonces su PSI final es 2, según AASHTO (1993).

Al observar el cuadro 36, se pudo determinar que la tipología del material de la subrasante es de naturaleza cohesiva, por ende, su capacidad de soporte es baja, CBR = 2 %. El dato de CBR usado para el diseño fue de 2 %, a un 91 % de compactación, debido a que representa el escenario más crítico en el cual se puede colocar el paquete estructural de pavimento.

Por otra parte, en los cuadros 37 y 38, se exponen las características del material de sub base y base necesarios. Dichas propiedades se asignaron según los requerimientos mínimos del CR-2010, en la sección 304 para base estabilizada y la subsección 703.05 para la base y sub base granular. Si bien es cierto pueden conseguirse materiales con mejores características, se tomó la condición menos favorable para el diseño y así tener la mayor flexibilidad para la escogencia de materiales al momento de construcción.

Los coeficientes de drenaje, m , para cada capa se asignaron para una condición de drenaje confiable, de modo que la evacuación de las aguas en la calzada puede que no sea la mejor, pero es efectiva; asimismo, se consideró un rango de precipitación de 5 % a 25 %, esto partiendo del cálculo de intensidades de lluvia, cuadro 55, y la probabilidad de tormenta de diseño, ecuación 30.

Con el fin de obtener el número estructural, SN, se optó por despejar la ecuación de diseño AASHTO (1993), ecuación 1; esto debido a que presenta menor incertidumbre que el uso del nomograma. Además, al calcular el SN requerido, se permitió calcular el aporte estructural de cada capa individualmente e iterar de manera más exacta los espesores propuestos, cuadro 41.

En cuanto al análisis de capacidad de carga de la estructura, por medio de criterios mecanísticos – empíricos, la resistencia a la fatiga de la carpeta asfáltica propuesta con la guía de diseño AASHTO (1993), para las dos alternativas sí cumple las solicitudes, sin embargo, la resistencia a la deformación plástica de la sub rasante no fue óptima en el caso de la estructura con base granular, por la baja capacidad soportante del suelo.

De esta forma, los espesores mostrados en el cuadro 45, son producto de la iteración con el *software* PITRA Pave, los cuales al ser evaluados nuevamente con las ecuaciones 4 y 5, arrojaron los resultados de capacidad de carga del

cuadro 46, los cuales son satisfactorios conforme a la cantidad de ejes equivalentes de diseño.

Al contrastar las alternativas de estructura de pavimento diseñadas, se analizaron diversas variantes, en primer lugar, se compara el método constructivo, el cual es más complejo para el caso de la base estabilizada, por el control de calidad que requiere el procedimiento de mezcla entre cemento y agregados.

De igual forma, al contrastar los espesores, la estructura con base estabilizada presenta menores espesores que la alternativa con base granular, sin embargo, debido a la naturaleza rural del sitio, un aumento de esa magnitud en el nivel de rasante actual no tiene afectación alguna en aceras u otros elementos complementarios. Asimismo, se tomó la previsión geométrica de mantener el nivel de rasante en los accesos a casas, para no generar complicaciones en el momento de ingresar a propiedades.

Además, se tuvo en cuenta que la capacidad de soporte de la sub rasante, CBR = 2 %, es baja, de modo que, en caso de ubicar una estructura de pavimento con base estabilizada, se estaría colocando una estructura con un peso considerable, la cual podría desencadenar en asentamientos por el peso propio del pavimento.

Con los puntos expuestos anteriormente, aunque las dos alternativas cumplan las solicitudes, se decantó por implementar la estructura de pavimento flexible con base granular.

Diseño geométrico

Existen diferentes normativas de diseño geométrico, por ejemplo, a *Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, perteneciente a AASHTO y reconocida en todos los estados de Estados Unidos, la cual expone rigurosos parámetros que promueven un diseño geométrico eficaz. Sin embargo, se dio la escogencia del Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras, el cual tiene como fundamento muchos aspectos de la normativa AASHTO, pero adaptada a la región centroamericana.

El manual de diseño geométrico de SIECA se encuentra enfocado a vías de primer nivel; en el caso de la Ruta Nacional No.616, se encuentra categorizada según el Anuario de Información de

Tránsito como una ruta terciaria, no obstante, en el proceso de diseño, se aplicó en la mayor proporción posible las diferentes premisas de diseño, con el fin de generar un diseño geométrico que propicie la efectividad y seguridad.

El TPD al final del periodo se calculó considerando el TPD del Anuario de Información de Tránsito y se estableció un porcentaje de crecimiento acorde a la reactivación socioeconómica, que representa la construcción de la vía. SIECA (2011), sugiere un periodo de diseño máximo de 20 años, debido a que, en periodos más largos, se pierde la exactitud de la estimación por posibles variaciones significativas en lo social y económico, por lo tanto, el TPD final corresponde al año 2038.

Inicialmente, como premisa de diseño solicitadas por la Dirección de Diseño de Vías y Puentes de CONAVI, se tuvo que evitar incurrir en expropiaciones, esto debido a que conlleva un trámite de gran complejidad para la Administración. Por esto, en algunos tramos de la vía se optó por restringir algunos componentes geométricos de la vía.

La escogencia de la velocidad de diseño se basó en el nivel de servicio y características de tráfico, ya que el flujo tiende a ser inestable y el derecho de vía tiene un ancho, el cual puede obstaculizar la conducción; por lo tanto, 60 km/h, representa una velocidad aceptable, situación que se confirma con lo establecido por SIECA en el cuadro 6.

Los datos que incidieron en la categorización funcional de la carretera fueron el TPD al final de diseño y la clasificación por importancia del Anuario de Información de Tránsito 2017. De esta forma, su comportamiento se ejemplifica, de modo que la sección diseñada forma parte de la Ruta Nacional 616, cuya función es comunicar el tránsito perteneciente a la Ruta 34, la cual comprende desde Damas a Junta Naranjo en Quepos, con las localidades de Naranjito, Villanueva y Londres de Quepos.

Conforme al cuadro 32, se determinó que el vehículo de diseño fuera el Bus, aunque si bien es cierto, en la ruta es el tipo de vehículo que menor frecuencia de operación posee, constituye el automotor de mayores dimensiones.

Por otra parte, entre los elementos de diseño de la sección transversal, cuadro 47, el ancho de carril empleado representa un espacio adecuado para el tránsito de vehículos, situación que se comprueba mediante el cuadro 49, ya que

el sobreancho necesario en curvas se aproxima a 0,60 m, valor que SIECA (2011) permite despreciar.

Aunado a esto, el bombeo aplicado al carril y espaldón, de 2 %, según el cuadro 10, se encuentra en un rango medio entre bajo y alto, por lo que cumple a cabalidad con los requerimientos de SIECA.

El espaldón típico propuesto comprende un ancho de 1,20 m, el mínimo aceptado por SIECA, cuadro 11, para una colectora menor rural. Sin embargo, debido a las limitaciones de espacio conforme al derecho de vía y topografía de la ruta, éste se limitó a 0,60 m desde 2+250, y en la sección más crítica, 2+445 a 2+690, a 0,30 m, con el fin de limitar cortes con pendientes abruptas y evitar expropiaciones.

Igualmente, el ancho de aceras, implementado en las aceras de accesos de aproximación al puente, pasarelas de puente y sección en la localidad de Londres, se manejó un ancho de 1,20 m debido a que es el valor máximo que sugiere SIECA, cuadro 11, para aceras en áreas rurales y garantizar seguridad de los peatones en la zona.

Conforme a las distancias de visibilidad descritas en el cuadro 48, en la mayoría de las tangentes se cumple con la distancia de visibilidad de decisión para detención en carretera rural y la distancia de visibilidad en tangentes planas es la adecuada. Sin embargo, en el caso de la distancia de visibilidad de decisión para cambio de velocidad, trayectoria y dirección en carretera rural, únicamente en las tangentes de 0+227 a 0+415, 0+716 a 0+925 y 1+585 a 1+752, este parámetro se consume. Por otra parte, la distancia de visibilidad para rebasar determinada, cuadro 48, no se presenta en ninguna sección a lo largo de la vía; por lo tanto, se descarta la posibilidad de adelantamientos y se aplica demarcación horizontal, doble línea continua, que, según el Manual de Dispositivos Uniformes para Control del Tránsito, indica la imposibilidad de adelantar vehículos.

Con el peralte máximo y el radio mínimo escogido se satisface la ecuación de movimiento de vehículos en curvas y se garantiza que durante la maniobra de girar el vehículo se mantenga en la calzada. Aunado a esto, se encuentra la forma de distribuir el peralte, alrededor de la línea de centro, figura 8, cuyo método es el más utilizado por su facilidad de aplicación y menor distorsión entre las cotas de los bordes de la calzada (SIECA, 2011).

El sobreebancho empleado en el diseño geométrico de la carretera se basó en el cuadro 49, sin embargo, para el diseño se implementó un sobreebancho de 0,70 m, en el extremo interno de la curva (ver detalle en planos), con el propósito de facilitar constructiva y mayor seguridad de los vehículos en las curvas.

Cabe destacar que el ancho de calzada disponible en algunas ocasiones fue limitado, de modo que se introdujo sobreebancho en dos tramos, desde 0+300 a 0+800 y desde 1+350 a 1+880. La distribución del peralte y el sobre ancho se efectuó en la misma proporción en las tangentes entre curvas horizontales, 2/3 de cada una.

Respecto a la topografía del sitio, en la mayoría de la extensión de la carretera, sentido cruce hacia Villanueva – Londres, en el lindero izquierdo se cuenta con laderas con pendientes próximas al 1:1 o mayores, caso contrario en el lindero derecho, que cuenta con depresiones en diferentes secciones. El alineamiento horizontal se procuró ajustar de la mayor forma posible a la geometría actual del camino contextualizada anteriormente.

Como se observa en el apéndice 17, se muestran los datos de las curvas horizontales; preliminarmente se instauró un radio mínimo de 123 m, sin embargo, dicho parámetro no fue posible cumplirlo en las curvas 18 y 19, debido a la configuración del derecho de vía y a la indicación por parte de la Dirección de Vías y Puentes de CONAVI de evitar las expropiaciones. Se propuso un radio para una velocidad de 50 km/h en dichas curvas, con el fin de generar el menor impacto posible en la velocidad de los vehículos.

Para solventar esta situación, se optó por la señalización de reglamentación para propiciar el tránsito seguro.

Se evaluó la efectividad del diseño geométrico, en función de la velocidad real que permiten los radios propuestos para las curvas horizontales, apéndice 18. De esta forma, se determinó que la afectación de la reducción de radios en las curvas 18 y 19 es mínima, ya que representa un 4 % de la longitud total de la ruta. Por otra parte, la efectividad de los tramos en que se cumplía el requerimiento mínimo de radio es mayor a la mínima instaurada, lo que significa que el diseño geométrico solventa las solicitudes de velocidad de la carretera.

Geoméricamente, también se consideraron los accesos de aproximación a la

estructura a construir del puente sobre el Río Naranjo. En la actualidad, en el acceso al puente, la Ruta Nacional No.616, no posee la prioridad de paso, por lo que se ubicó el nuevo puente de manera que la ruta local que confluye tuviera la detención del tránsito, asimismo, se mejora el radio del acceso al puente para la velocidad de diseño; actualmente, se debe realizar un giro de aproximadamente 90°, para accederlo.

En el caso del alineamiento vertical, la pendiente máxima determinada, 8 %, obedeció la topografía, tipo de zona y velocidad de diseño. Dicha pendiente, en el caso de los automóviles, no genera incidencia sobre su velocidad de ruedo, sin embargo, en camiones, este sí es un aspecto a considerar. Por esto se tomó como referencia la longitud crítica en pendiente, la cual permite una variación de velocidad en caso de un camión cargado, de no más de 25 km/h. De modo que los tramos en que se presenta mayor pendiente, apéndice 19, no superan la longitud crítica de diseño.

Otro parámetro analizado en el alineamiento vertical fue el grado de curvatura (K), mediante el cual se garantizó la visibilidad de parada. SIECA (2011), establece valores para K respecto a la velocidad de diseño, cuadro 44, los cuales se cumplieron a cabalidad en el alineamiento vertical, apéndice 19.

Por otra parte, en el proyecto se cuenta con dos intersecciones, por lo que se definieron los tipos de intersecciones necesarias. En primer lugar, la tipología convencional con prioridad de paso para el desvío Sábalo, en la comunidad de Londres, debido a la incapacidad de ubicar un carril de giro izquierdo con suficiente longitud de frenado y almacenamiento. De igual forma, para el cruce en el acceso antes del puente, debido a la configuración geométrica de la intersección, se optó por establecer una isla canalizadora, adicional a la señalización de ceda y alto, para evitar de mayor forma los conflictos entre flujos vehiculares.

El diseño geométrico de cada intersección contempló los lineamientos de SIECA aplicables según la topografía del sitio. En el caso de la intersección antes del puente, el problema se presentó en el radio de giro derecho en sentido Londres – Naranjito, ya que, debido a la limitación de espacio, sólo se cumple el radio de giro para automóviles, sin embargo, se encuentra el espacio de la isla canalizadora, que, en caso de un vehículo de mayores dimensiones, que según la

composición del TPD, es poco probable, éste pueda realizar el giro al hacer un pequeña invasión en la isla canalizadora y no en el carril de acceso en sentido Naranjito – Londres para giro izquierdo.

Respecto a las distancias de visibilidad para giros en intersecciones, en el cuadro 53 se evidencia la imposibilidad de cumplir con los requerimientos de SIECA, debido a la configuración del derecho de vía, la topografía y presencia de construcciones, en el caso de la intersección en Londres.

Asimismo, según el cuadro 5.5 de SIECA (2011), la diferencia de pendiente longitudinal entre las vías en una intersección, para la velocidad de diseño, es de 0,60 %, situación que, en ambas intersecciones se cumple, ver detalle en planos.

Aunado al diseño geométrico de la carretera, se propuso la manera de conexión con la vía para los diferentes accesos. En los planos se muestra el detalle del perfil de rasante propuesto para cada enlace. Lo que se buscó fue mejorar las características geométricas de los accesos.

Seguridad en carreteras

Respecto al diseño de los sistemas de contención vehicular, se propuso instalar barreras en los pasos de alcantarillas, ya que según Valverde (2011), los cuerpos de agua representan una condición de riesgo de accidente. Igualmente, se optó por una barrera rígida desde la sección 2+495 a 2+620, por limitaciones en el ancho de trabajo disponible.

Es importante recalcar que se diseñó un nivel de contención necesario y se propusieron tipologías de barreras, sin embargo, debe especificarse la disposición en altura, según especificaciones técnicas del fabricante, generadas a partir de pruebas de impacto de vehículos.

Drenajes menores

Los datos de intensidades de lluvias empleados, generados por Vahrson *et al.* (1992), cuadro 59, responden a la zona de Puntarenas, sin embargo, se realizó la homologación a la zona de

Quepos tomando en cuenta la región climática, cercana a la costa Pacífico y ubicación geográfica. De la misma forma, se indagó acerca de más registros de precipitación presentes en el país, el Instituto Meteorológico Nacional posee registros de la estación pluviométrica de Damas, Quepos, cuadro 60, por lo que se hizo contraste de la intensidad de precipitación de Vahrson *et al.* (1992) y la del IMN (2011). Se determinó por sugerencia del Ing. Luis Villalobos, utilizar para el diseño la intensidad de Vahrson *et al.*, debido a que, por experiencias anteriores en la Dirección de Diseño de Vías y Puentes de CONAVI, las estructuras diseñadas con las intensidades del documento del IMN tienden a ser sobre dimensionadas.

La probabilidad de ocurrencia de la tormenta de diseño, demuestra que, para el período de 25 años, existe una fehaciente posibilidad de presentarse, lo que significa que el dimensionamiento de las estructuras de drenajes menores y la escogencia del período de retorno de diseño, es representativa de las solicitudes máximas.

La escogencia del método racional se basó en que se cuenta con subcuencas, de un tamaño mucho menor, en relación al límite de área que se explicó en el marco teórico, apéndice 11. Asimismo, la estimación del coeficiente de escorrentía se dio de manera precisa, por medio del *software* QGIS, contrastado con ortofotos del sitio y valores contemplados para el método según tipo de cobertura del terreno y clasificación del suelo, presentes en el *software* SSA. Es importante reconocer que existen métodos hidrológicos, los cuales pueden ser más precisos que el Método Racional, por ejemplo, el HEC, que considera más variables del suelo o el SCS, que se basa en números de curvas, similares al coeficiente de escorrentía, sin embargo, por las razones antes mencionadas y por la categorización de la carretera, se consideró apto y de mayor facilidad de aplicación el método racional.

Empleando el insumo generado con el *software* ILWIS, apéndice 9, de áreas tributarias para los diferentes puntos de concentración se ajustaron las subcuencas a las condiciones reales del sitio, ya que las curvas de nivel del SNIT no consideran factores como pasos de alcantarillas aguas arriba del proyecto, calles existentes que puedan captar el agua superficial de las subcuencas y diferentes condiciones de cobertura

territorial. De modo que se comparó la información con ortofotos y el análisis de las visitas de campo efectuadas, generándose así el modelo ajustado de SSA, apéndice 10.

Los resultados generados con el *software* SSA, apéndice 12, se derivan de la teoría de Manning de flujo uniforme en canales abiertos, debido a que un tubo de alcantarilla sin trabajar a tubo lleno se considera un canal abierto. Sin embargo, esta no constituye una condición representativa de la realidad. El proceso de captación de agua en estructuras de drenaje, se ve influido por más factores que los supuestos por Manning, por lo que se determinó usar estos resultados como una referencia y compararlos con el método de control de entrada de FHWA.

El diseño por control de entrada, si bien es cierto no deja de ser una simplificación en dos dimensiones del comportamiento del flujo en tubos de pasos de alcantarilla, considera más factores que la teoría de Manning, como perfiles de flujo, tipología y dimensiones de la entrada al tubo, ubicación espacial de la carretera y características del canal de salida. Por estas razones, se optó como diseño final el resultado de la aplicación de esta metodología.

Los parámetros de diseño estipulados por el área de hidráulica de la Dirección de Diseño de Vías y Puentes de CONAVI, fueron la operación del tubo a un tirante máximo del 85 % del diámetro interno, para prever que, en el caso de obstrucciones en el elemento, este mantuviera su capacidad hidráulica. Asimismo, la adecuación con el diseño geométrico, evitar la existencia de un resalto hidráulico dentro del tubo que pudiera provocar daños en las estructuras, apéndice 14 y la velocidad de salida, con el fin de evitar la socavación.

El dimensionamiento de las cunetas, apéndice 15, se efectuó bajo el hecho de que estas van a captar el agua de escorrentía de las subcuencas que no tributan directamente a puntos de concentración y el agua proveniente del bombeo de la carretera. El diseño de las mismas se realizó con base en la teoría de Manning, ya que la incidencia de turbulencias o resaltos hidráulicos en estas estructuras no genera daños relevantes.

Respecto al caudal empleado, se tomó directamente el dato desde el modelo hidráulico-hidrológico. Pudieron calcularse los tiempos de concentración de cada área tributaria y el correspondiente a la longitud de la cuneta, para

determinar de manera más exacta el caudal a trasegar, pero se prefirió tomar el dato de caudal directamente del modelo, con el fin de generar un factor de seguridad de la estimación. Esto se fundamenta de modo que, considerando los tiempos de concentración pertenecientes a las cunetas, al realizar el cálculo de precipitación y caudales este va a ser menor, debido al comportamiento inversamente proporcional entre el tiempo de precipitación y el periodo de retorno, expresado de mejor forma mediante la figura 16.

Los diagramas y datos del diseño de las cunetas, apéndices 15 y 16, demuestran que bajo condiciones límites, muy pocas secciones de cunetas trabajan al máximo de su capacidad, sin embargo, en caso de que estas se rebalsen, generarían un área de inundación mínima en el espaldón, por un periodo de 10 min, lo cual no tiene incidencia significativa en el tráfico durante las lluvias de diseño, ya que la calzada se mantendría sin afectación de agua.

De igual forma, las pendientes transversales de las cunetas, obedecen a la recomendación del Manual CSV (2011), en cuanto a cunetas de seguridad. La pendiente transversal de 1:3 empleada, se considera como una condición no ideal, pero aceptable, de manera que en el caso de que un vehículo desemboque en la estructura, este no sufriría afectación significativa.

Renglones de pago

Es importante identificar, que, el análisis de costos efectuado, obedece a un estudio hecho con diferentes ofertas a diferentes carteles de licitación del Consejo Nacional de Vialidad, sin embargo, representa un parámetro representativo del costo total y por kilómetro de la obra, debido a que se tomaron en consideración carteles de licitación desde el año 2016 a la fecha.

Conclusiones

Conclusiones

1. Se dimensionó una estructura de pavimento flexible que consta de 10 cm de carpeta asfáltica, 20 cm de base granular y 40 cm de sub base granular.
2. Se evaluó la capacidad de carga del pavimento, con una resistencia a la de falla por fatiga de la carpeta asfáltica, $N_f = 20.978.061$, y deformación a plástica de la subrasante, $N_r = 640.040$, para una sollicitación de 362.827 ejes equivalentes de diseño de 18 kips.
3. Se implementó una velocidad de diseño de 60 km/h para el alineamiento horizontal, que consta de 24 curvas horizontales, apéndice 17. Sin embargo, en las curvas 18 y 19, por consecuencia de la configuración geométrica del derecho de vía, se restringió la velocidad a 40 km/h.
4. El alineamiento vertical cumplió, en toda la longitud de la sección, con los parámetros de curvatura K mínimos para la velocidad de diseño, estipulados por el Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras, apéndice 19.
5. Las dimensiones de las secciones transversales típicas, se asignaron en función de la clasificación de la vía, el tránsito promedio diario, vehículo de diseño y velocidad de diseño, ver detalles en planos.
6. Se restringió el ancho de espaldón a 0,60 m debido a al ancho disponible del derecho de vía, en una longitud de 1120 m.
7. El análisis de la velocidad del proyecto, apéndice 18, arrojó una velocidad ponderada de 68 km/h, debido a que algunas curvas poseen radios mayores al mínimo contemplado en el diseño, apéndice 17.
8. A lo largo del proyecto, se efectuó señalización horizontal y vertical, conforme al Manual Centroamericano de Dispositivos Uniformes para el Control del Tránsito. En la sección donde se limitó la velocidad, se implantó señalización de velocidad restringida a 50 km/h
9. Las intersecciones diseñadas, se diseñaron adaptándolas en mayor forma a las condiciones topográficas del derecho de vía actual, y apegándose de la mayor forma posible a las recomendaciones de diseño de intersecciones a nivel del Manual Centroamericano de Diseño Geométrico de Carreteras.
10. Se dimensionaron un total de 10 accesos a la ruta, con un radio de giro de 6 m, según el detalle de entrada a propiedades en planos, y el cual se basó en el Manual de Diseños Estándar para la Construcción de Estructuras Conexas en Carreteras.
11. Para promover la seguridad en la operación de los vehículos, se ubicó un total de 248 m de barrera semirrígida doble onda y 358 m de barrera rígida tipo New Jersey, siguiendo los lineamientos del Manual CSV: Guía para el análisis y diseño de seguridad vial de márgenes de carreteras.
12. El sistema de drenajes menores consta de 14 pasos de alcantarillas, con tubos de

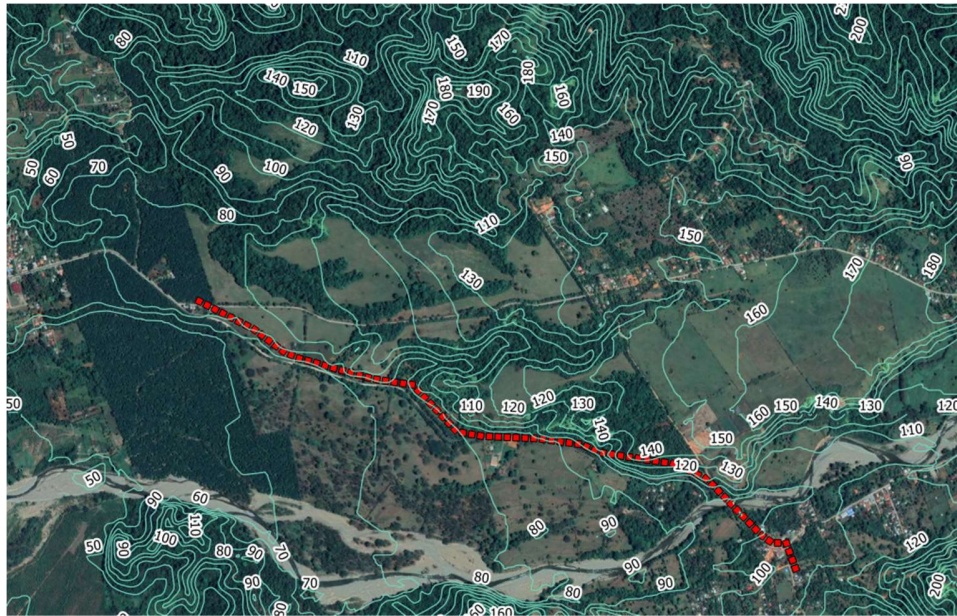
concreto clase III, de diámetros 460 mm, 800 mm, 1000 mm, 1200 mm y 2100 mm.

13. El diseño por control de entrada arrojó que se cumple las premisas de diseño de tirante máximo 85% del diámetro del tubo, velocidad máxima dentro del tubo de 6 m/s, y velocidad máxima en el canal de salida del tubo para evitar socavación, según Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas par la Infraestructura Vial en Centroamérica.
14. Se implementaron estructuras conexas para el sistema de drenajes menores como cabezales, tomas, y tragantes conforme al Manual de Diseños Estándar para la Construcción de Estructuras Conexas en Carreteras. Universidad de Costa Rica.
15. Para la captación del agua de escorrentía de las subcuencas y el bombeo de la calle, se cuenta con 5.515 m de cuneta revestida con concreto de 10 cm de espesor, cuyas secciones transversales poseen pendiente 1:3 y profundidades, según su solicitud, de 25 cm, 35 cm y 45 cm. Asimismo, se implementó 163 m cordón y caño en la sección de Londres, para captación de aguas de bombeo.
16. Conforme al estudio de costos efectuado, se determinó un costo por kilómetro de mejoramiento de ₡357 575 451.

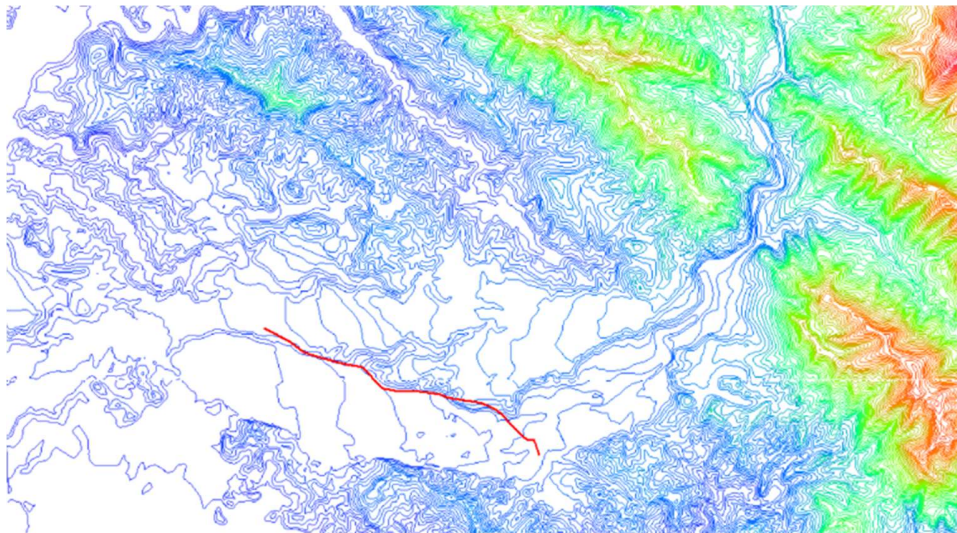
Recomendaciones

- A. Respecto al levantamiento topográfico en el terreno en las márgenes del Río Naranjo, donde se va a colocar el relleno para los accesos de aproximación al nuevo puente, es necesario para diseñar con mayor certeza los niveles de elevación en que se cimienta el puente, y asimismo realizar un cálculo más preciso de volúmenes de relleno para estructuras mayores.
- B. Se recomienda planificar una estrategia de mantenimiento del índice de servicio del pavimento la cual debe constar primeramente de inspecciones visuales, pruebas de deflectometría y evaluación del índice de regularidad superficial IRI. Con los datos de la auscultación, se deberán programar las intervenciones posteriores al año 6 (Baltodano, Gabriela, consulta personal, abril de 2018) estas pueden ser sellado de grietas, aplicación de capa para desgaste o una intervención mayor como sobrecapas.
- C. Conforme a las conclusiones 3 y 6, se sugiere a la Administración evaluar la factibilidad de realizar un aumento en el ancho del derecho de vía, con el fin de evitar la limitación en los anchos de espaldón, y generar un diseño homogéneo a lo largo de la sección.
- D. Se recomienda un reordenamiento geométrico en la intersección antes del puente sobre el Río Naranjo, de modo que se considere la maniobra de giro a la izquierda por parte de los vehículos provenientes del poblado de Villanueva.

Apéndices

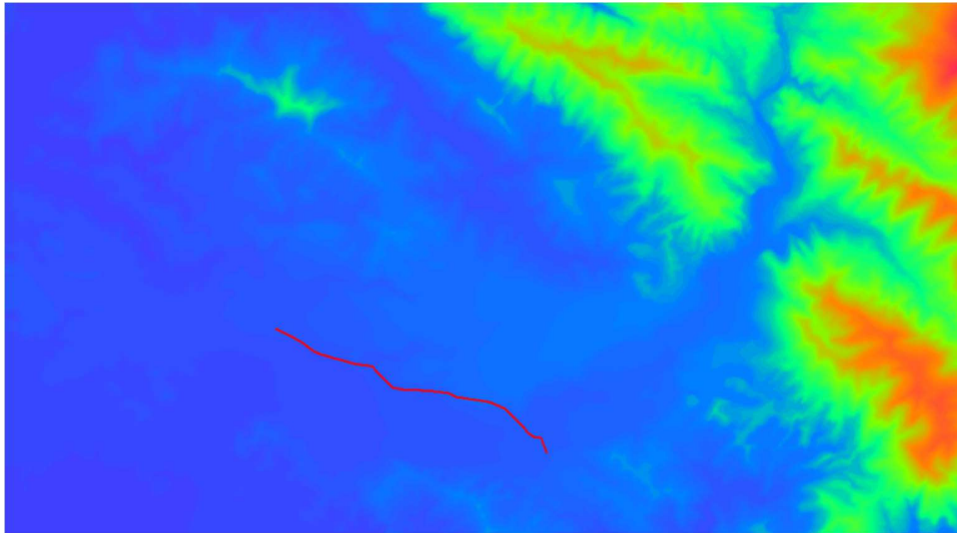


Apéndice 1. Curvas de nivel SNIT cada 10 m.
Fuente: SNIT, 2018.

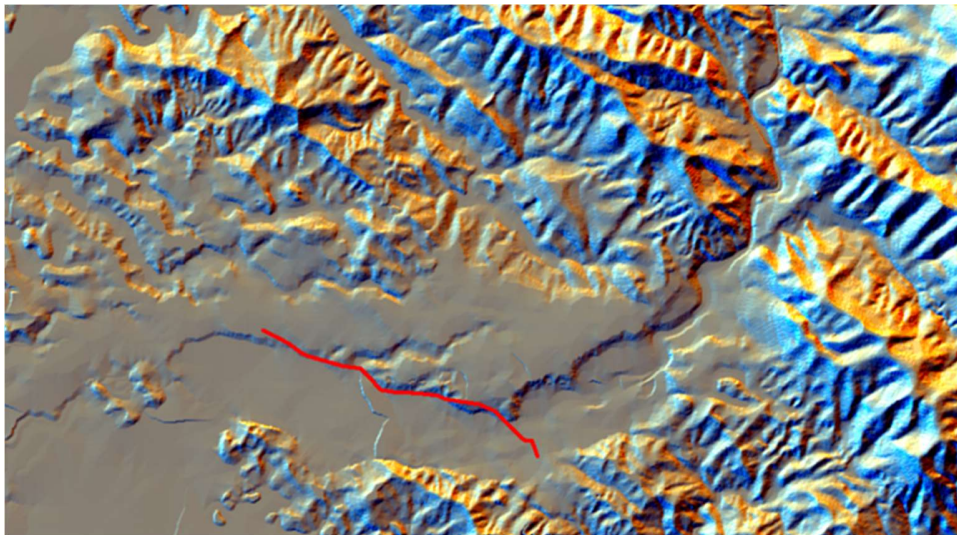


Apéndice 2. Mapa de atributos de curvas de nivel.
Fuente: ILWIS, 2018.

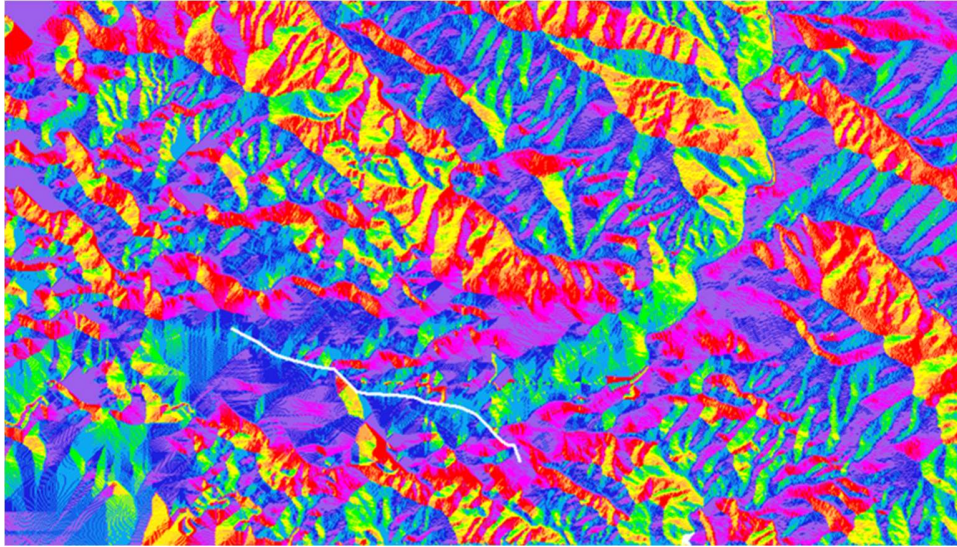
Mejoramiento de la Ruta Nacional No.616, sección cruce hacia Villanueva - Londres, Longitud = 3,37 km,
para CONAVI



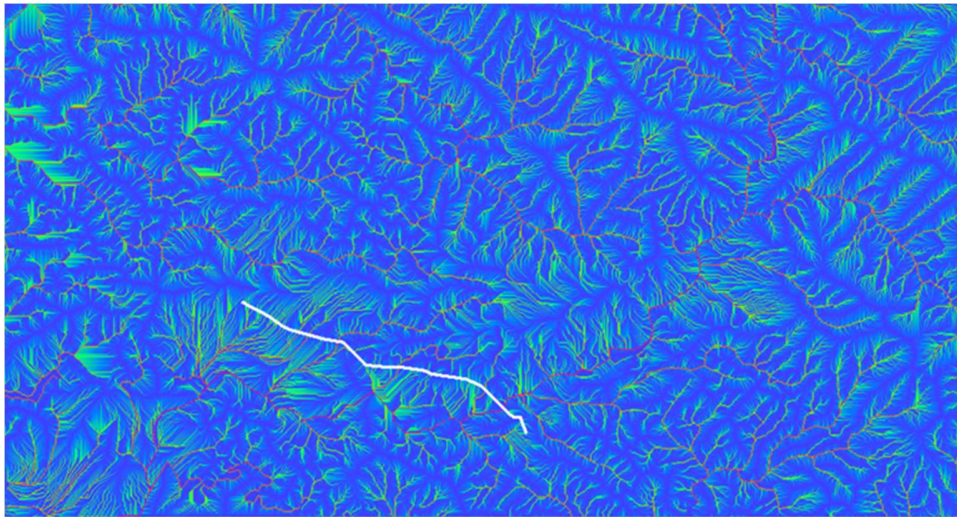
Apéndice 3. Modelo de elevación digital (DEM).
Fuente: ILWIS.



Apéndice 4. Representación gráfica del modelo de elevación digital (Hillshade).
Fuente: ILWIS.

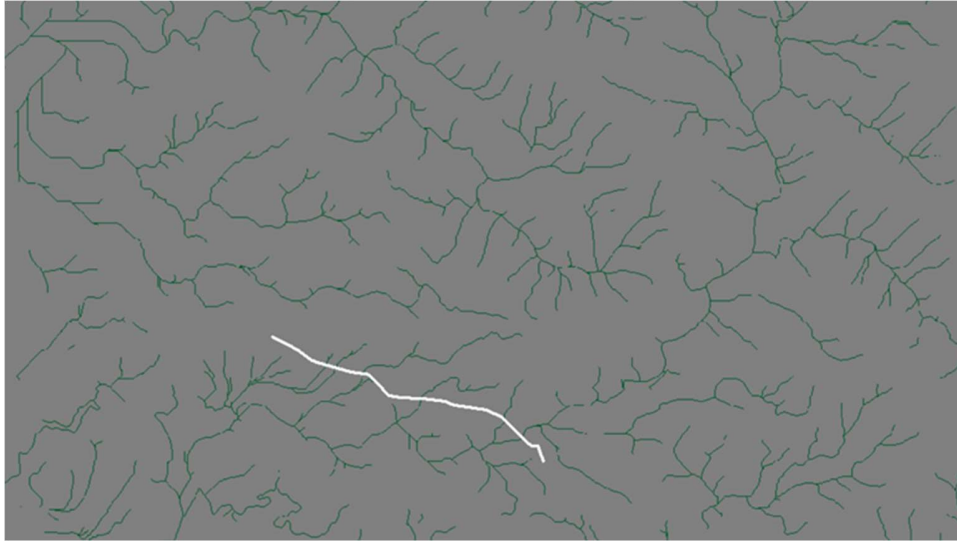


Apéndice 5. Mapa de dirección de flujo
Fuente: ILWIS.

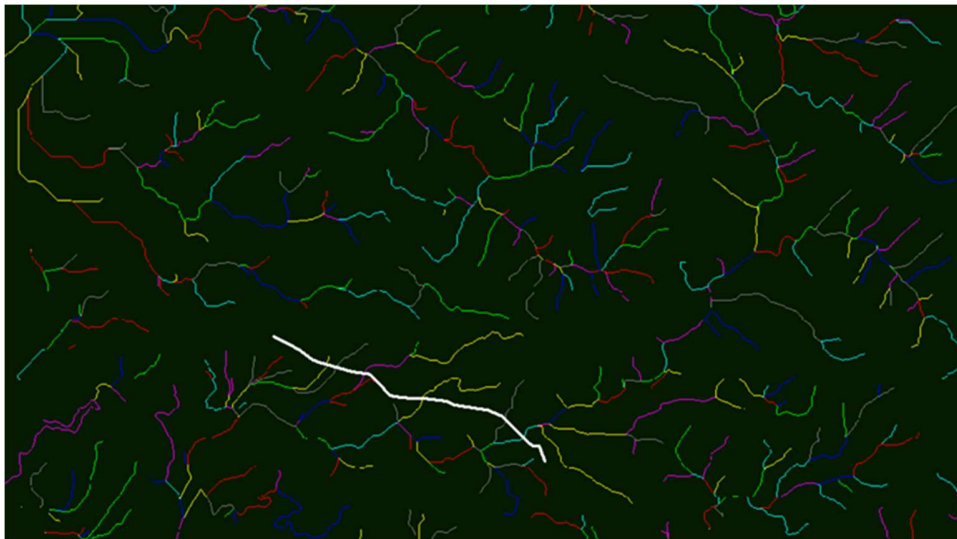


Apéndice 6. Mapa de acumulación de flujo.
Fuente: ILWIS.

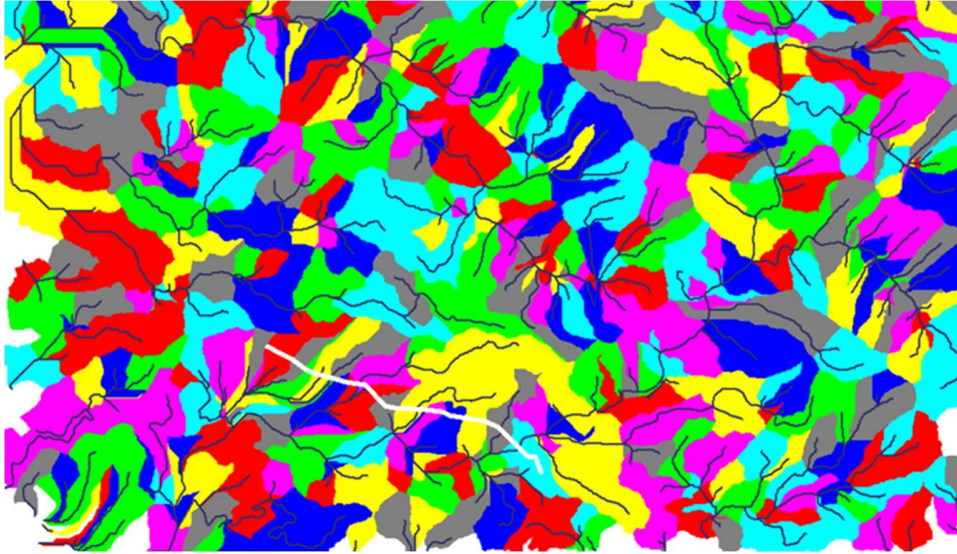
Mejoramiento de la Ruta Nacional No.616, sección cruce hacia Villanueva - Londres, Longitud = 3,37 km,
para CONAVI



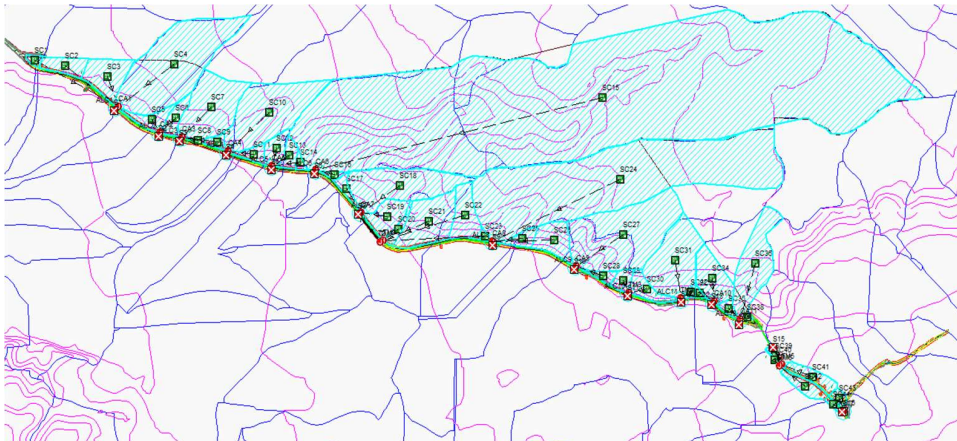
Apéndice 7. Mapa de extracción de cauces.
Fuente: ILWIS.



Apéndice 8. Mapa de orden de cauces.
Fuente: ILWIS.



Apéndice 9. Mapa de subcuencas.
Fuente: ILWIS.



Apéndice 10. Modelo hidráulico – hidrológico.
Fuente: Storm and Sanitary Analysis.

Mejoramiento de la Ruta Nacional No.616, sección cruce hacia Villanueva - Londres, Longitud = 3,37 km,
para CONAVI

Apéndice 11. Análisis hidrológico de subcuencas.

Cuenca	Área (ha)	Coefficiente de escorrentía	Pendiente promedio (%)	Longitud de cauce (m)	Tiempo de concentración (días hhm: ms: s)	Precipitación acumulada (mm)	Escorrentía total (mm)	Caudal pico (m ³ /s)
SC1	0.16	0.3700	6.0000	45.88	0 00:10:00	29.67	10.98	0.03
SC2	0.90	0.3700	10.0000	114.93	0 00:10:00	29.67	10.98	0.16
SC3	1.80	0.3700	10.0000	269.81	0 00:10:00	29.67	10.98	0.33
SC4	8.19	0.3700	8.0000	457.79	0 00:10:00	29.67	10.98	1.49
SC5	0.74	0.3700	10.0000	96.43	0 00:10:00	29.67	10.98	0.13
SC6	0.68	0.3700	10.0000	160.63	0 00:10:00	29.67	10.98	0.12
SC7	3.89	0.3700	10.0000	237.42	0 00:10:00	29.67	10.98	0.71
SC8	0.07	0.3700	10.0000	68.43	0 00:10:00	29.67	10.98	0.01
SC9	0.28	0.3700	10.0000	81.09	0 00:10:00	29.67	10.98	0.05
SC10	5.34	0.1400	10.0000	290.08	0 00:10:00	29.67	4.15	0.37
SC11	0.49	0.1400	20.0000	146.37	0 00:10:00	29.67	4.15	0.03
SC12	0.74	0.1400	20.0000	123.30	0 00:10:00	29.67	4.15	0.05
SC13	0.48	0.3700	20.0000	115.70	0 00:10:00	29.67	10.98	0.09
SC14	0.17	0.3700	10.0000	100.00	0 00:10:00	29.67	10.98	0.03
SC15	79.17	0.1400	5.0000	1213.17	0 00:14:37	43.51	6.09	5.44
SC16	0.16	0.1400	25.0000	85.00	0 00:10:00	29.67	4.15	0.01
SC17	0.33	0.1400	20.0000	87.91	0 00:10:00	29.67	4.15	0.02
SC18	4.39	0.1400	12.0000	296.98	0 00:10:00	29.67	4.15	0.30
SC19	1.30	0.3700	20.0000	104.54	0 00:10:00	29.67	10.98	0.24
SC20	0.36	0.3700	20.0000	150.80	0 00:10:00	29.67	10.98	0.07
SC21	2.90	0.3700	20.0000	191.36	0 00:10:00	29.67	10.98	0.53
SC22	1.55	0.3700	20.0000	98.96	0 00:10:00	29.67	10.98	0.28
SC23	0.10	0.1400	20.0000	38.34	0 00:10:00	29.67	4.15	0.01
SC24	22.28	0.1400	9.0000	534.57	0 00:10:00	29.67	4.15	1.53
SC25	0.50	0.1400	13.0000	172.56	0 00:10:00	29.67	4.15	0.03
SC26	1.40	0.1400	16.0000	158.91	0 00:10:00	29.67	4.15	0.10
SC27	7.70	0.1400	200.0000	208.16	0 00:10:00	29.67	4.15	0.53
SC28	0.31	0.1400	20.0000	84.90	0 00:10:00	29.67	4.15	0.02
SC29	0.46	0.1400	20.0000	47.10	0 00:10:00	29.67	4.15	0.03
SC30	0.86	0.1400	18.0000	66.51	0 00:10:00	29.67	4.15	0.06
SC31	3.90	0.1400	16.0000	199.49	0 00:10:00	29.67	4.15	0.27
SC32	0.14	0.1400	16.0000	40.29	0 00:10:00	29.67	4.15	0.01
SC33	0.10	0.1400	16.0000	56.96	0 00:10:00	29.67	4.15	0.01
SC34	1.79	0.1400	14.0000	172.51	0 00:10:00	29.67	4.15	0.12
SC35	0.27	0.1400	20.0000	186.78	0 00:10:00	29.67	4.15	0.02
SC36	3.30	0.1400	20.0000	368.93	0 00:10:00	29.67	4.15	0.23
SC38	0.08	0.1400	10.0000	46.66	0 00:10:00	29.67	4.15	0.01
SC39	0.14	0.7900	3.0000	88.04	0 00:10:00	29.67	23.44	0.05
SC40	0.05	0.7900	3.0000	100.00	0 00:10:00	29.67	23.44	0.02
SC41	0.84	0.1400	3.0000	184.15	0 00:10:00	29.67	4.15	0.06
SC42	0.71	0.1400	3.0000	121.95	0 00:10:00	29.67	4.15	0.05
SC43	0.27	0.7900	1.0000	67.05	0 00:10:00	29.67	23.44	0.10
SC44	0.13	0.7900	1.0000	125.44	0 00:10:00	29.67	23.44	0.05

Fuente: Storm and Sanitary Analysis.

Apéndice 12. Resultados de modelo hidráulico con “Storm and Sanitary Analysis”.

ID	Entrada	Salida	Longitud (m)	Elevación entrada (m)	Elevación salida (m)	Caída total (m)	Pendiente (%)	Diámetro (mm)	Coef. Manning	Caudal pico (m ³ /s)	Velocidad máxima (m/s)
ALC1	CA1-E	CA1-S	16.26	66.80	66.70	0.10	0.6200	1500.000	0.0150	1.999	2.60
ALC2	TM1-E	CA2-S	12.83	67.30	66.90	0.40	3.1200	800.000	0.0150	0.256	2.76
ALC3	CA3-E	CA3-S	15.23	67.50	66.90	0.60	3.9400	1000.000	0.0150	0.767	4.02
ALC4	CA4-E	CA4-S	12.91	70.40	70.00	0.40	3.1000	800.000	0.0150	0.400	3.13
ALC5	CA5-E	CA5-S	13.83	73.30	73.00	0.30	2.1700	800.000	0.0150	0.168	2.15
ALC6	CA6-E	CA6-S	13.00	73.30	72.70	0.60	4.6200	2100.000	0.0150	5.439	6.93
ALC7	CA7-E	CA7-S	13.22	76.40	76.30	0.10	0.7600	1200.000	0.0150	1.080	2.40
ALC8	CA8-E	CA8-S	11.80	87.45	87.00	0.45	3.8100	1000.000	0.0150	1.658	4.06
ALC9	CA9-E	CA9-S	12.20	98.90	98.69	0.21	1.7200	800.000	0.0150	0.548	2.76
ALC10	TM2-E	CA10-S	10.36	101.64	101.40	0.24	2.3200	800.000	0.0150	0.090	1.83
ALC11	CA11-E	CA12-S	9.96	104.10	103.60	0.50	5.0200	800.000	0.0150	0.277	3.34
ALC12	CA12-E	CA13-S	15.25	103.44	102.15	1.29	8.4600	800.000	0.0150	0.129	3.20
ALC13	CA13-E	CA14-S	15.97	101.60	100.75	0.85	5.3200	800.000	0.0150	0.250	3.32
T1	TGT-1	CA17-S	30.64	102.80	102.50	0.30	1.1700	460.000	0.0150	0.015	1.27

Fuente: Autodesk Storm and Sanitary Analysis.

Apéndice 13. Resultados de control de entrada.

ID	Caudal (m³/s)	Control profundidad entrada (m)	Control profundidad salida (m)	Tipo de flujo
ALC1	1.999	1.063	0.746	1-S2n
ALC2	0.256	0.414	0.0*	1-S2n
ALC3	0.767	0.715	0.0*	1-S2n
ALC4	0.400	0.544	0.044	1-S2n
ALC5	0.168	0.327	0.0*	1-S2n
ALC6	5.439	1.597	0.709	1-S2n
ALC7	1.080	0.819	0.547	1-S2n
ALC8	1.658	1.050	0.448	1-S2n
ALC9	0.548	0.667	0.356	1-S2n
ALC10	0.090	0.236	0.0*	1-S2n
ALC11	0.277	0.426	0.0*	1-S2n
ALC12	0.129	0.271	0.0*	1-S2n
ALC13	0.250	0.395	0.0*	1-S2n

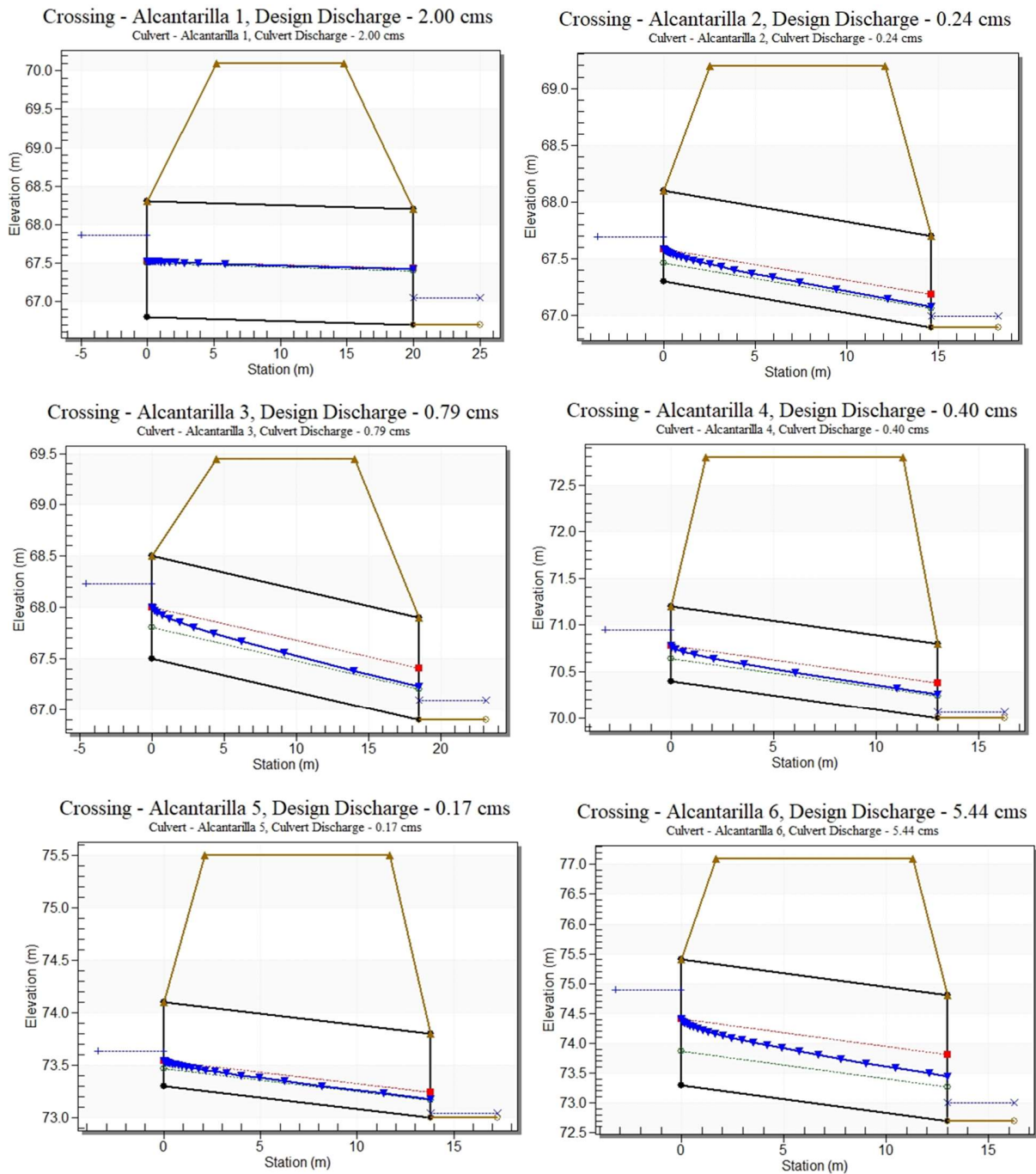
Fuente: FHWA-HY8.

Apéndice 13. Resultados de control de entrada (continuación de cuadro).

ID	Profundidad normal (m)	Profundidad crítica (m)	Profundidad salida (m)	Profundidad canal de salida (m)	Velocidad de salida (m/s)	Velocidad en canal de salida (m/s)
ALC1	0.697	0.727	0.716	0.34	2.324	1.688
ALC2	0.174	0.303	0.191	0.099	2.729	0.817
ALC3	0.297	0.496	0.324	0.187	3.322	1.202
ALC4	0.235	0.38	0.256	0.064	2.781	1.398
ALC5	0.166	0.241	0.173	0.041	2.028	0.811
ALC6	0.567	1.104	0.746	0.3	4.756	1.712
ALC7	0.49	0.564	0.51	0.23	2.279	1.357
ALC8	0.399	0.705	0.479	0.182	3.796	1.236
ALC9	0.325	0.447	0.35	0.081	2.509	1.624
ALC10	0.12	0.175	0.125	0.033	1.729	0.898
ALC11	0.182	0.313	0.195	0.048	2.813	1.636
ALC12	0.093	0.211	0.1	0.031	3.434	0.884
ALC13	0.162	0.296	0.162	0.039	3.314	1.072

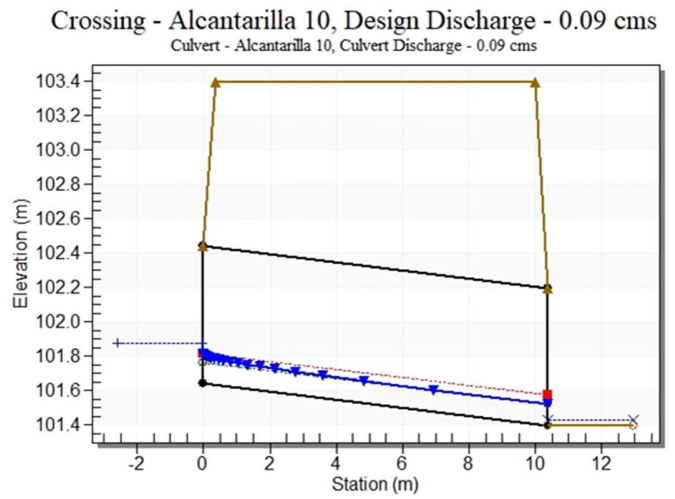
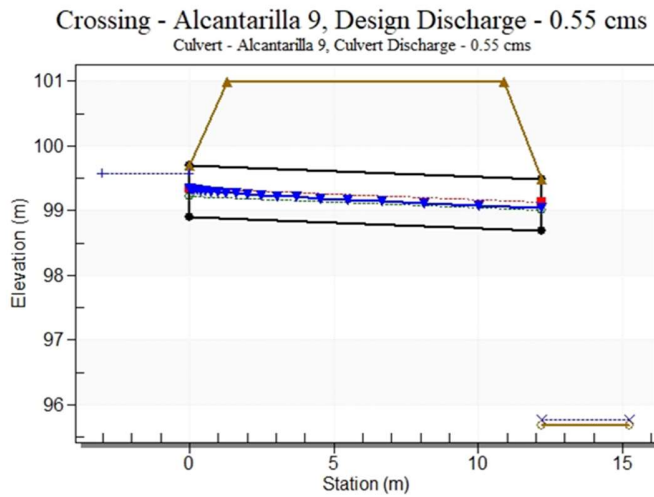
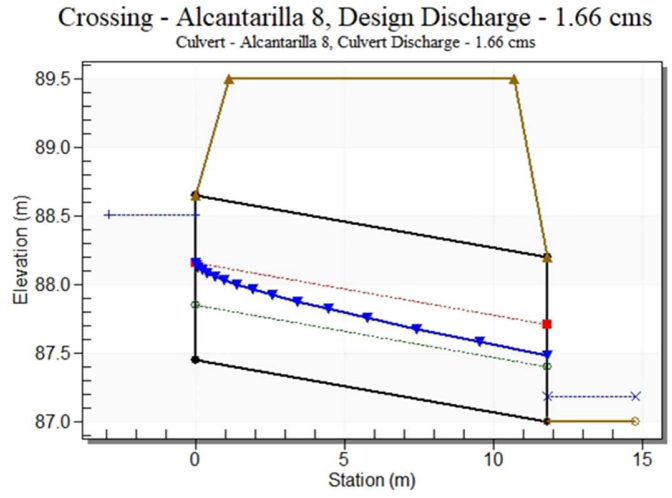
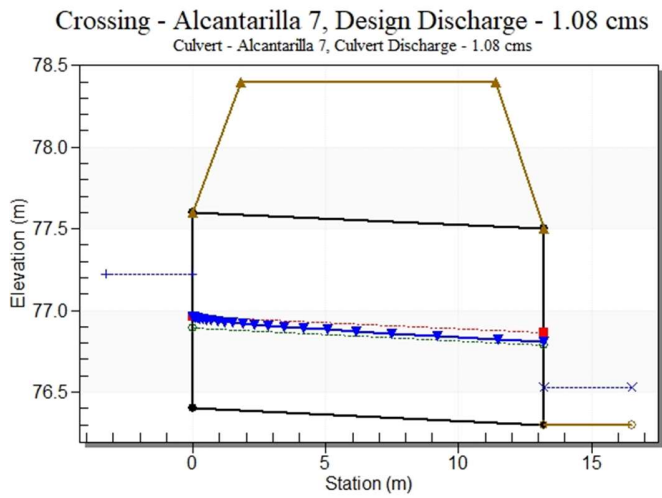
Fuente: FHWA-HY8.

Apéndice 14. Perfiles de flujo en los tubos del proyecto.



Fuente: FHWA-HY8.

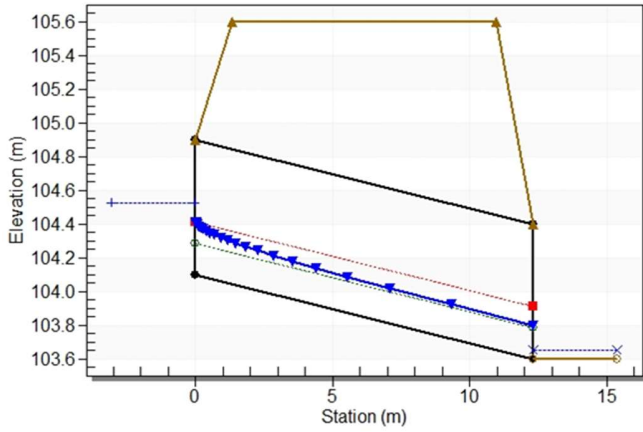
Apéndice 14. Perfiles de flujo en los tubos del proyecto (continuación).



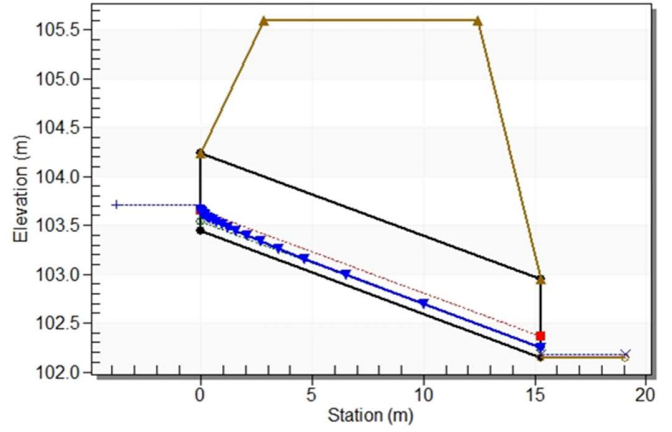
Fuente: FHWA-HY8.

Apéndice 14. Perfiles de flujo en los tubos del proyecto (continuación).

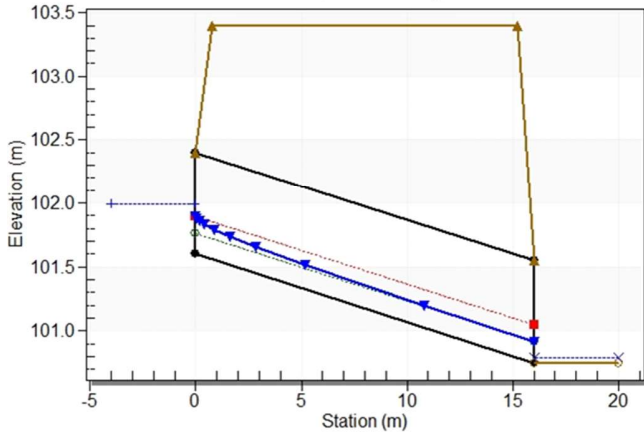
Crossing - Alcantarilla 11, Design Discharge - 0.28 cms
Culvert - Alcantarilla 11, Culvert Discharge - 0.28 cms



Crossing - Alcantarilla 12, Design Discharge - 0.13 cms
Culvert - Alcantarilla 12, Culvert Discharge - 0.13 cms

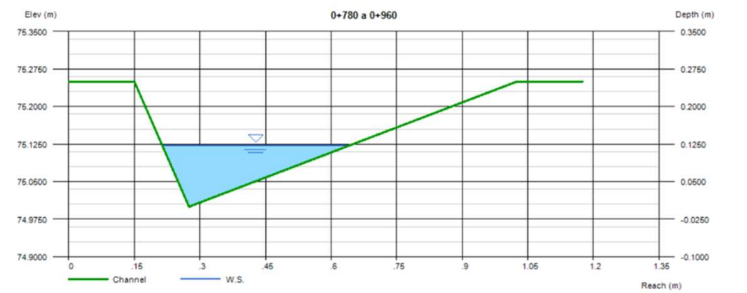
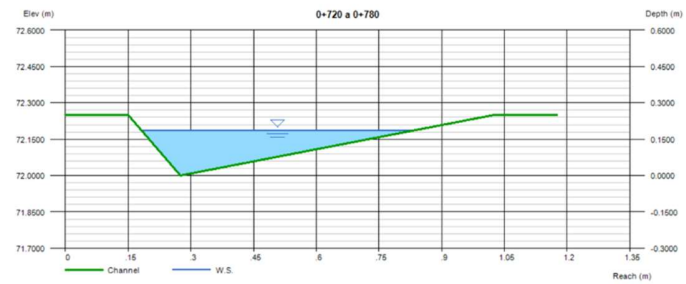
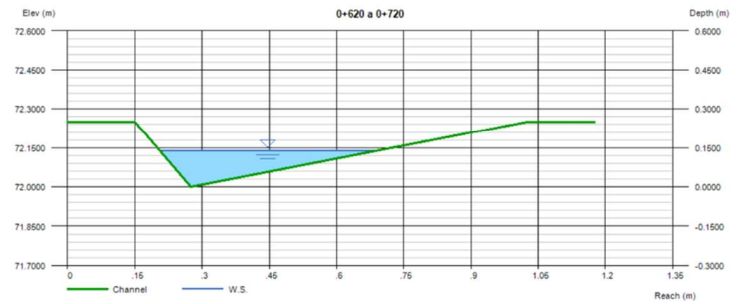
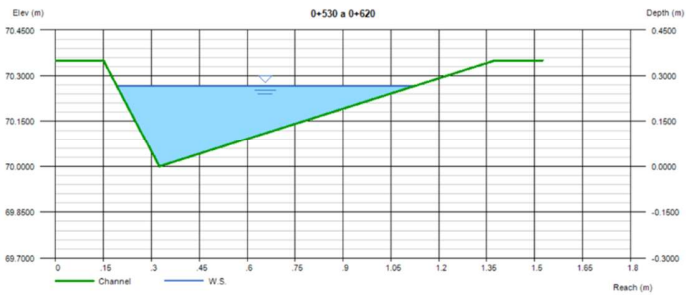
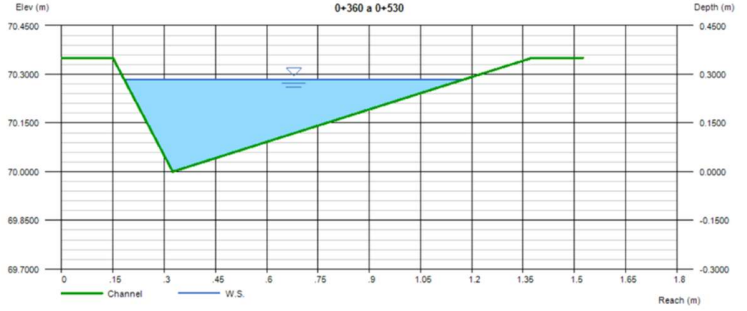
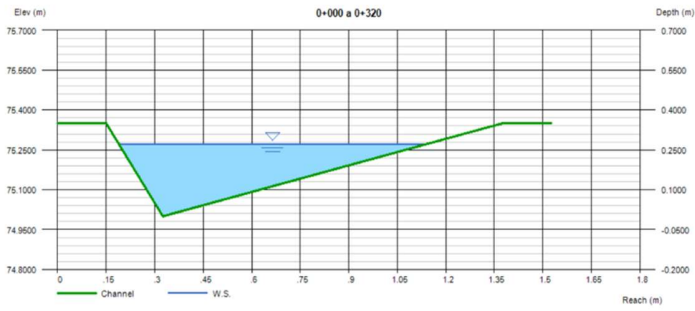


Crossing - Alcantarilla 13, Design Discharge - 0.25 cms
Culvert - Alcantarilla 13, Culvert Discharge - 0.25 cms



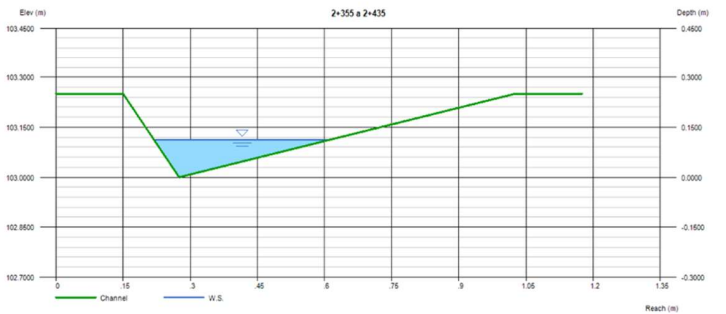
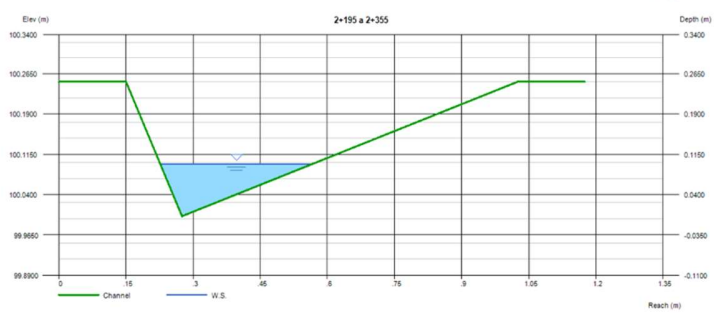
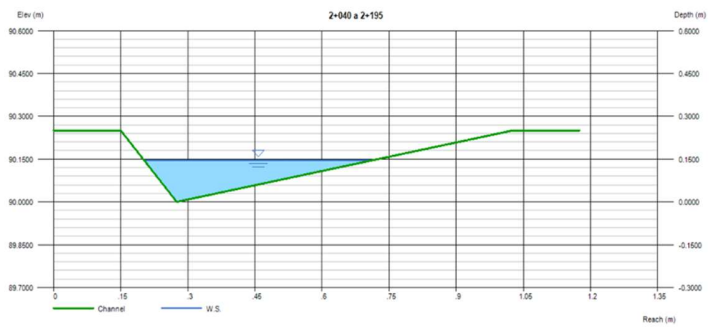
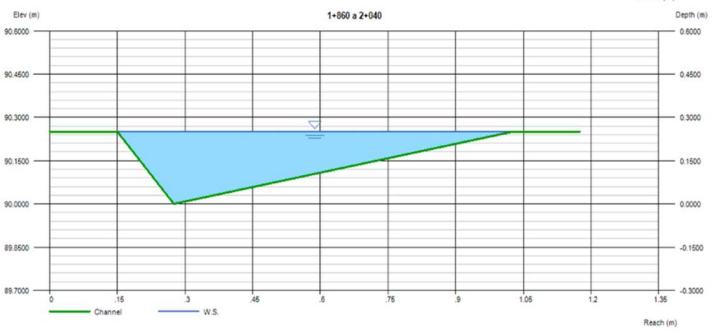
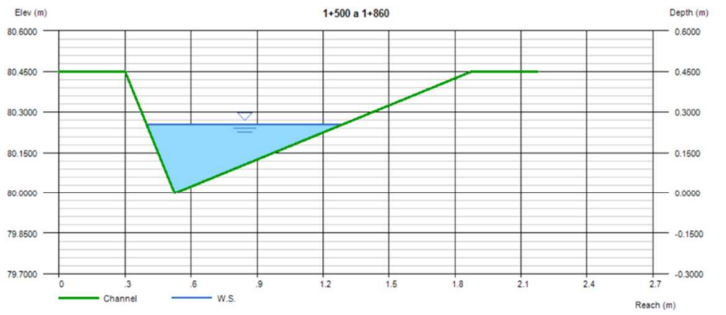
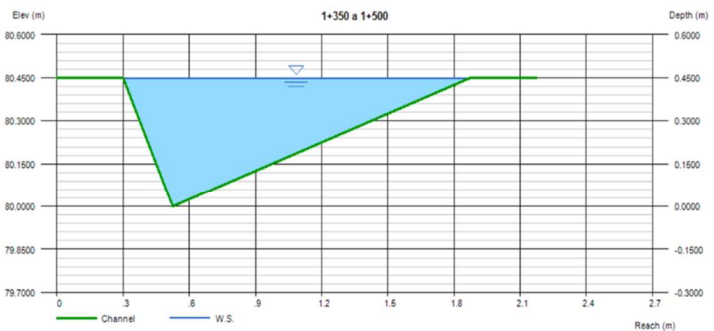
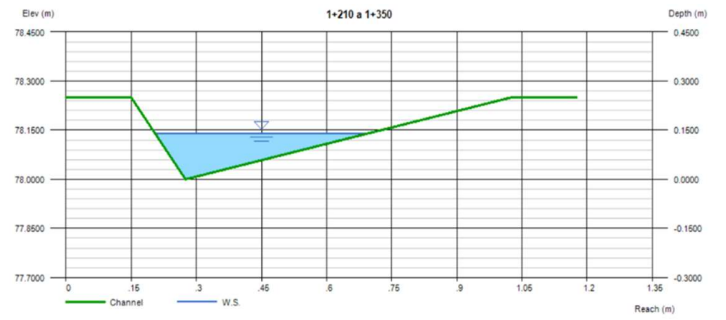
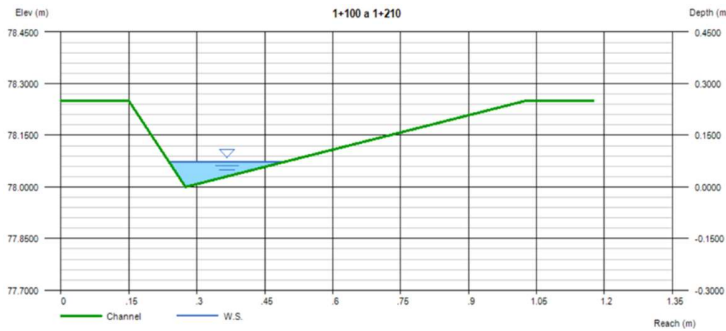
Fuente: FHWA-HY8.

Apéndice 15. Secciones transversales de cunetas empleadas en el proyecto.



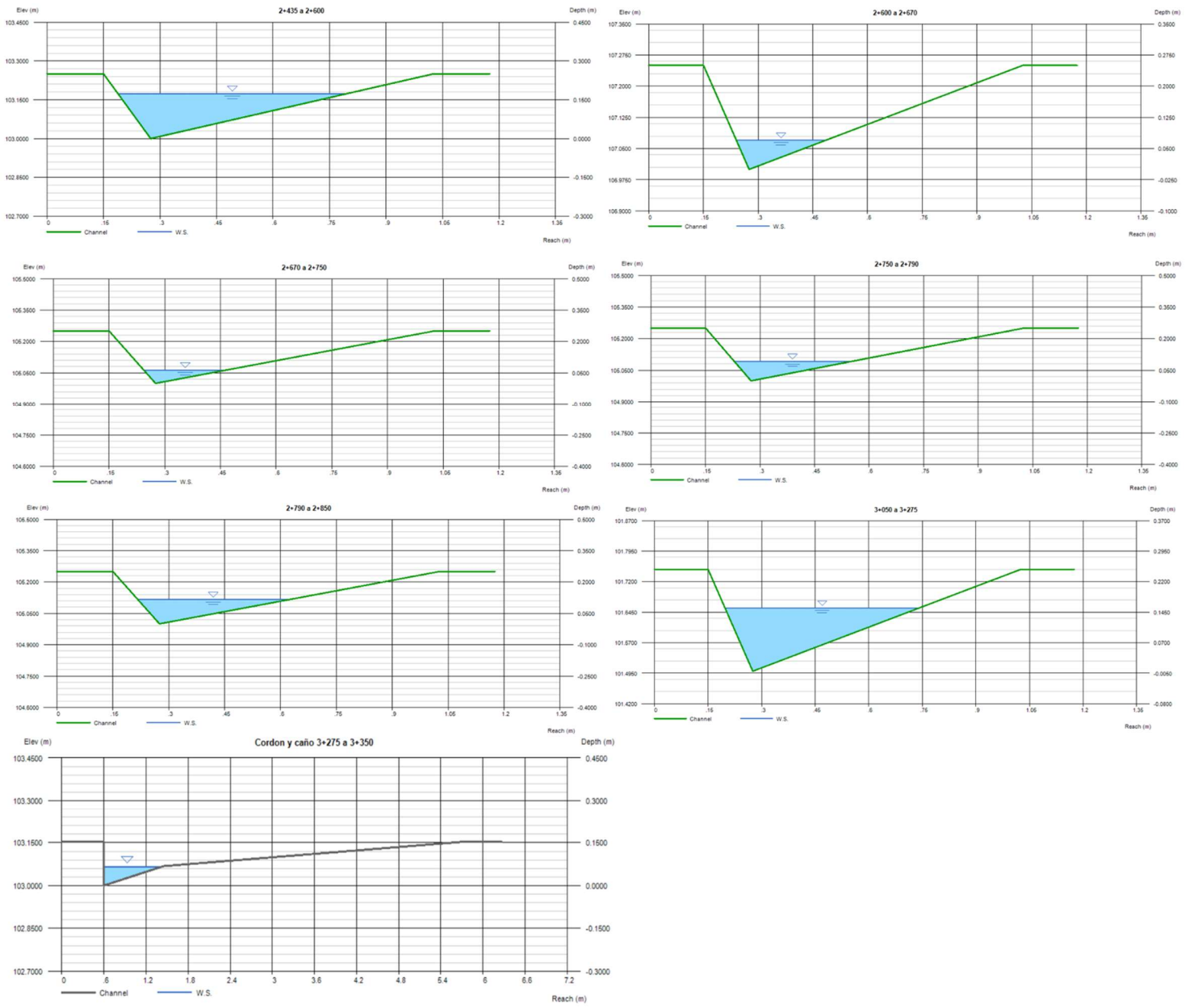
Fuente: Autodesk Launch Express.

Apéndice 15. Secciones transversales de cunetas empleadas en el proyecto (continuación).



Fuente: Autodesk Launch Express.

Apéndice 15. Secciones transversales de cunetas empleadas en el proyecto (continuación).



Fuente: Autodesk Launch Express.

Apéndice 16. Resultados de diseño de cunetas.

ID	Tipo	Pendientes transversales	Profundidad total (m)	Pendiente longitudinal (%)	Coefficiente de Manning	Caudal (m ³ /s)
C1	triangular	0,5:1 - 3:1	0.35	3.5	0.015	0.518
C2	triangular	0,5:1 - 3:1	0.35	0.5	0.015	0.177
C3	triangular	0,5:1 - 3:1	0.35	1	0.015	0.185
C4	triangular	0,5:1 - 3:1	0.25	4	0.015	0.063
C5	triangular	0,5:1 - 3:1	0.25	0.5	0.015	0.051
C6	triangular	0,5:1 - 3:1	0.25	1.5	0.015	0.033
C7	triangular	0,5:1 - 3:1	0.35	0.5	0.015	0.118
C8	triangular	0,5:1 - 3:1	0.35	2	0.150	0.030
C9	triangular	0,5:1 - 3:1	0.25	3.5	0.015	0.011
C10	triangular	0,5:1 - 3:1	0.25	0.5	0.015	0.024
C11	triangular	0,5:1 - 3:1	0.45	1	0.015	0.750
C12	triangular	0,5:1 - 3:1	0.45	3	0.015	0.289
C13	triangular	0,5:1 - 3:1	0.25	0.5	0.015	0.130
C14	triangular	0,5:1 - 3:1	0.25	6.5	0.015	0.096
C15	triangular	0,5:1 - 3:1	0.25	3	0.015	0.021
C16	triangular	0,5:1 - 3:1	0.25	3	0.015	0.031
C17	triangular	0,5:1 - 3:1	0.25	1	0.015	0.059
C18	triangular	0,5:1 - 3:1	0.25	4	0.015	0.010
C19	triangular	0,5:1 - 3:1	0.25	3	0.015	0.007
C20	triangular	0,5:1 - 3:1	0.25	1	0.015	0.010
C21	triangular	0,5:1 - 3:1	0.25	3	0.015	0.020
C22	triangular	0,5:1 - 3:1	0.25	1.5	0.015	0.053

Fuente: Launch Express.

Apéndice 16. Resultados de diseño de cunetas (continuación).

ID	Área hidráulica (m ²)	Velocidad (m/s)	Perímetro mojado (m)	Tirante crítico (m)	Espejo de agua (m)
C1	0.166	3.123	1.318	0.350	1.078
C2	0.141	1.259	1.213	0.293	0.992
C3	0.123	1.503	1.135	0.299	0.928
C4	0.033	1.914	0.587	0.195	0.480
C5	0.060	0.843	0.796	0.180	0.651
C6	0.026	1.269	0.522	0.149	0.427
C7	0.115	1.029	1.096	0.250	0.896
C8	0.025	1.213	0.509	0.143	0.416
C9	0.009	1.175	0.313	0.098	0.256
C10	0.034	0.698	0.600	0.131	0.491
C11	0.351	2.135	1.918	0.450	1.568
C12	0.115	2.519	1.096	0.357	0.896
C13	0.109	1.189	1.070	0.250	0.875
C14	0.037	2.563	0.626	0.229	0.512
C15	0.017	1.261	0.418	0.125	0.341
C16	0.022	1.393	0.483	0.146	0.395
C17	0.053	1.117	0.744	0.189	0.608
C18	0.009	1.163	0.300	0.095	0.245
C19	0.976	0.274	0.082	0.082	0.224
C20	0.015	0.683	0.391	0.095	0.320
C21	0.023	0.852	0.496	0.122	0.405
C22	0.042	1.253	0.665	0.180	0.544

Fuente: Launch Express.

Apéndice 17. Datos de curvas horizontales.

Curva	Radio	Δ	EST PC	EST PI	EST PT	Longitud (m)	ST (m)	CL (m)	M (m)	E (m)
1	135	16.4067 (d)	0+014.17	0+033.63	0+052.82	38.657	19.462	38.525	1.381	1.396
2	300	8.4027 (d)	0+119.03	0+141.07	0+163.03	43.996	22.038	43.957	0.806	0.808
3	125	19.0814 (d)	0+187.92	0+208.92	0+229.54	41.629	21.009	41.437	1.729	1.753
4	250	27.3238 (d)	0+418.43	0+479.20	0+537.65	119.223	60.767	118.096	7.073	7.279
5	360	6.7642 (d)	0+669.01	0+690.28	0+711.51	42.501	21.275	42.476	0.627	0.628
6	155	10.5085 (d)	0+924.32	0+938.58	0+952.75	28.428	14.254	28.388	0.651	0.654
7	135	10.3508 (d)	1+052.81	1+065.03	1+077.19	24.389	12.228	24.355	0.55	0.553
8	125	48.1995 (d)	1+094.66	1+150.58	1+199.82	105.155	55.915	102.082	10.895	11.936
9	125	5.0255 (d)	1+300.05	1+305.54	1+311.02	10.964	5.485	10.96	0.12	0.12
10	125	62.2084 (d)	1+449.30	1+524.72	1+585.02	135.718	75.417	129.149	17.971	20.989
11	125	19.5624 (d)	1+751.72	1+773.27	1+794.40	42.679	21.549	42.472	1.817	1.844
12	125	19.7362 (d)	2+065.32	2+087.06	2+108.38	43.058	21.744	42.845	1.849	1.877
13	125	8.8067 (d)	2+214.15	2+223.78	2+233.37	19.213	9.626	19.194	0.369	0.37
14	125	12.1554 (d)	2+252.91	2+266.22	2+279.43	26.519	13.309	26.469	0.703	0.707
15	125	14.2493 (d)	2+352.00	2+367.62	2+383.08	31.087	15.624	31.007	0.965	0.973
16	125	23.9245 (d)	2+515.20	2+541.68	2+567.39	52.195	26.483	51.817	2.714	2.775
17	125	12.8971 (d)	2+587.21	2+601.33	2+615.34	28.137	14.128	28.078	0.791	0.796
18	80	21.0002 (d)	2+627.07	2+641.89	2+656.39	29.322	14.827	29.158	1.34	1.362
19	80	44.3890 (d)	2+693.20	2+725.84	2+755.18	61.979	32.638	60.44	5.927	6.402
20	125	18.6999 (d)	2+762.81	2+783.39	2+803.60	40.797	20.581	40.616	1.661	1.683
21	125	18.9481 (d)	2+847.54	2+868.40	2+888.88	41.338	20.86	41.15	1.705	1.729
22	125	24.1687 (d)	3+067.07	3+093.83	3+119.80	52.728	26.762	52.338	2.77	2.833
23	140	20.6772 (d)	3+184.49	3+210.03	3+235.01	50.524	25.54	50.25	2.273	2.311
24	125	5.7989 (d)	3+306.69	3+313.02	3+319.34	12.651	6.331	12.646	0.16	0.16

Fuente: AutoCAD Civil 3D.

Apéndice 18. Análisis de velocidad del proyecto.

Ponderación de velocidad de 0+000 a 2+627.07					
Curva	Radio (m)	Longitud (m)	Velocidad calculada (km/h)	V*L	Velocidad ponderada (km/h)
1	135	38.66	64.15	2479.72	70
2	300	44.00	95.62	4207.09	
3	125	41.63	61.73	2569.56	
4	250	119.22	87.29	10407.29	
5	360	42.50	104.75	4452.03	
6	155	28.43	68.73	1953.98	
7	135	24.39	64.15	1564.47	
8	125	105.16	61.73	6490.71	
9	125	10.96	61.73	676.76	
10	125	135.72	61.73	8377.22	
11	125	42.68	61.73	2634.37	
12	125	43.06	61.73	2657.76	
13	125	19.21	61.73	1185.93	
14	125	26.52	61.73	1636.89	
15	125	31.09	61.73	1918.85	
16	125	52.20	61.73	3221.75	
17	125	28.14	61.73	1736.76	
TOTAL		833.55		58171.13	

Ponderación de velocidad de 2+627.06 a 2+755.18					
Curva	Radio (m)	Longitud (m)	Velocidad calculada (km/h)	V*L	Velocidad ponderada (km/h)
18	80	29.32	49.38	1447.92	49
19	80	61.98	49.38	3060.53	
TOTAL		91.30		4508.46	

Fuente: Autor.

Apéndice 18. Análisis de velocidad del proyecto (continuación).

Ponderación de velocidad de 2+762.81 a 3+319.34					
Curva	Radio (m)	Longitud (m)	Velocidad calculada (km/h)	V*L	Velocidad ponderada (km/h)
20	125	40.80	61.73	2518.20	62
21	125	41.34	61.73	2551.60	
22	125	52.73	61.73	3254.65	
23	140	50.52	65.32	3300.42	
24	125	12.65	61.73	780.89	
TOTAL		12.65		780.89	

ANÁLISIS DEL DISEÑO				
	Longitud (km)	Velocidad ponderada (km/h)	Velocidad de diseño (km/h)	Porcentaje de la ruta (%)
	2627.07	70	60	78
	128.12	49	60	4
	611.82	62	60	18
TOTAL	3367	68	60	100

Fuente: Autor.

Apéndice 19. Datos de curvas verticales.

Curva	EST PIV	Elevación PIV (m)	Pendiente de entrada	Pendiente de salida	Cambio de pendiente	Tipo de curva	Longitud de curva (m)	Parámetro K	Radio (m)
1	0+031.24m	83.540m	-0.04	-0.025	0.015	Cóncava	27.000m	17.991	1799.142m
2	0+069.68m	82.577m	-0.025	-0.038	0.013	Cresta	27.500m	21.108	2110.758m
3	0+193.50m	77.865m	-0.0381	-0.055	0.0169	Cresta	19.000m	11.219	1121.856m
4	0+336.68m	69.991m	-0.055	-0.005	0.05	Cóncava	90.000m	18.004	1800.360m
5	0+556.09m	68.893m	-0.005	0.01	0.015	Cóncava	27.000m	18.004	1800.412m
6	0+650.73m	69.838m	0.01	0.04	0.03	Cóncava	55.000m	18.329	1832.858m
7	0+714.86m	72.404m	0.04	0.005	0.035	Cresta	39.000m	11.143	1114.286m
8	0+795.38m	72.806m	0.005	0.015	0.01	Cóncava	19.000m	18.932	1893.243m
9	0+961.12m	75.299m	0.015	0.005	0.0101	Cresta	12.000m	11.927	1192.676m
10	1+054.09m	75.761m	0.005	0.02	0.015	Cóncava	28.000m	18.614	1861.429m
11	1+097.26m	76.625m	0.02	0.005	0.015	Cresta	17.000m	11.334	1133.360m
12	1+149.21m	76.886m	0.005	0.035	0.03	Cóncava	55.000m	18.329	1832.877m
13	1+209.03m	78.981m	0.035	-0.005	0.04	Cresta	44.000m	10.997	1099.747m
14	1+345.95m	78.298m	-0.005	0.01	0.015	Cóncava	42.000m	28.032	2803.213m
15	1+512.85m	79.967m	0.01	0.025	0.015	Cóncava	27.000m	18.056	1805.612m
16	1+735.18m	85.514m	0.025	0.03	0.005	Cóncava	10.000m	19.824	1982.420m
17	1+862.74m	89.341m	0.03	0.005	0.025	Cresta	28.000m	11.199	1119.913m
18	2+036.71m	90.209m	0.005	0.065	0.06	Cóncava	109.000m	18.158	1815.768m
19	2+194.15m	100.447m	0.065	0.03	0.035	Cresta	39.000m	11.132	1113.203m
20	2+354.08m	105.243m	0.03	-0.03	0.06	Cresta	66.000m	11.003	1100.348m
21	2+432.82m	102.881m	-0.03	0.015	0.045	Cóncava	82.000m	18.208	1820.834m
22	2+527.54m	104.306m	0.015	0.01	0.005	Cresta	6.000m	11.909	1190.857m
23	2+603.41m	105.065m	0.01	0.04	0.03	Cóncava	54.000m	18.013	1801.325m
24	2+668.93m	107.685m	0.04	-0.03	0.07	Cresta	77.000m	11.004	1100.359m
25	2+747.56m	105.326m	-0.03	-0.01	0.02	Cóncava	37.000m	18.484	1848.444m
26	2+788.56m	104.917m	-0.01	-0.03	0.02	Cresta	23.000m	11.487	1148.745m
27	2+846.71m	103.172m	-0.03	-0.005	0.025	Cóncava	45.000m	18.028	1802.801m
28	3+016.69m	102.316m	-0.005	-0.03	0.025	Cresta	28.000m	11.212	1121.200m
29	3+072.62m	100.637m	-0.03	0.015	0.045	Cóncava	82.000m	18.217	1821.714m
30	3+203.72m	102.604m	0.015	0.035	0.02	Cóncava	79.000m	39.411	3941.104m
31	3+273.97m	105.066m	0.035	-0.02	0.055	Cresta	61.000m	11.082	1108.172m
32	3+335.15m	103.842m	-0.02	-0.005	0.015	Cóncava	28.000m	18.667	1866.667m

Fuente: AutoCAD Civil 3D.

Apéndice 20. Sumario de cantidades según renglones de pago.

RENGLÓN CR-2010	DESCRIPCIÓN	UNIDAD DE MEDIDA		CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
CR.201.02	Limpeza y desmonte	Suma global	gbl	1	¢1 837 697	¢1 837 697
CR.203.01	Remoción postes	Unidad	unid	25	¢1 695 062	¢42 376 550
CR.203.02	Remoción de tubería	Metro lineal	m	130	¢80 600	¢10 478 005
CR.203.01	Remoción (estructuras tipo cabezal, cajas o similares)	Unidad	unid	24	¢113 697	¢2 728 728
CR.204.01	Excavación en la vía	Metro cúbico	m3	19883,64	¢3 519	¢69 975 102
CR.204.05	Préstamo selecto	Metro cúbico	m3	3738,62	¢26 442	¢98 855 917
CR.204.09	Construcción de terraplenes	Metro cúbico	m3	3738,62	¢20 662	¢77 247 366
CR.204.11	Redondeo de taludes de corte	Metro lineal	m	863	¢12 397	¢10 698 784
CR.208.03	Relleno para estructuras	Metro cúbico	m3	1900,53	¢18 175	¢34 542 323
CR.301.03	Base de agregados graduación (B)	Metro cúbico	m3	6219,81	¢26 726	¢166 229 460
CR.301.06	Subbase de agregados, graduación (B)	Metro cúbico	m3	10907,07	¢18 367	¢200 333 427
CR.405.01	Capa de concreto asfáltico preparado en planta central en caliente (clase B, tamaño max. Nominal 12,5mm) diseñado por la metodología Marshall	Metro cúbico	m3	3167,48	¢52 773	¢167 156 852
CR.413.02	Riego de imprimación (emulsión asfáltica Grado CRS-1)	Litro	L	88689,44	¢348	¢30 867 473
CR.413.03	Material de secado	Metro cúbico	m3	380,0976	¢35 478	¢13 485 201
CR.414.01	Riego de liga (emulsión asfáltica Grado CRS-1)	Litro	L	31674,8	¢343	¢10 851 786
CR.602.01	Tubo de alcantarilla de concreto clase III (600 mm)	Metro lineal	m	30,64	¢94 821	¢2 905 309
CR.602.01	Tubo de alcantarilla de concreto clase III (800 mm)	Metro lineal	m	103,31	¢123 329	¢12 741 085
CR.602.01	Tubo de alcantarilla de concreto clase III (1000 mm)	Metro lineal	m	15,23	¢207 582	¢3 161 467
CR.602.01	Tubo de alcantarilla de concreto clase III (1200 mm)	Metro lineal	m	25,02	¢221 426	¢5 540 071
CR.602.01	Tubo de alcantarilla de concreto clase III (1500 mm)	Metro lineal	m	16,26	¢300 537	¢4 886 731
CR.602.01	Tubo de alcantarilla de concreto clase III (2100 mm)	Metro lineal	m	13	¢823 771	¢10 709 028
CR.604.04	Tomas para alcantarillas (TM-2) ver detalle en planos	Unidad	unid	2	¢1 642 304	¢3 284 609
CR.604.03	Pozo tragante tipo MOPT (TGT-1) ver detalle en planos	Unidad	unid	1	¢1 609 273	¢1 609 273

Fuente: CR-2010.

Mejoramiento de la Ruta Nacional No.616, sección cruce hacia Villanueva - Londres, Longitud = 3,37 km, para CONAVI

Apéndice 20. Sumario de cantidades según renglones de pago (continuación).

REGLÓN CR-2010	DESCRIPCIÓN	UNIDAD DE MEDIDA		CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
CR.608.02	Cuneta revestida de concreto hidráulico 100 mm de espesor (tipo 1) Ver detalle en planos	Metro lineal	m	5240	¢20 938	¢109 717 237
CR.608.02	Cuneta revestida de concreto hidráulico 100 mm de espesor (tipo 2) Ver detalle en planos	Metro lineal	m	620	¢29 663	¢18 390 898
CR.608.02	Cuneta revestida de concreto hidráulico 100 mm de espesor (tipo 3) Ver detalle en planos	Metro lineal	m	690	¢34 897	¢24 079 165
CR.608.07	Material para capa de base de cunetas (100 mm)	Metro cúbico	m3	184,142	¢26 726	¢4 921 344
CR.609.07	Cordón y caño de concreto hidráulico (DE-615-4 modificado) ancho caño = 85 cm	Metro lineal	m	150	¢24 325	¢3 648 738
CR.609.07	Material para capa de base de cordón y caño (100 mm)	Metro cúbico	m3	15	¢26 726	¢400 887
CR.615.01	Acera de hormigón de cemento Portland (10 cm)	Metro cuadrado	m2	183	¢19 352	¢3 541 359
CR.615.01	Material de Base (D) para acera (10 cm)	Metro cúbico	m3	21,96	¢8 829	¢193 891
CR.618.01	Barrera de concreto prefabricado (Tipo New Jersey)	Metro lineal	m	358	¢55 876	¢20 003 633
CR.617.01	Barrera semirrígida nivel de contención N2, ancho de trabajo W2	Metro lineal	m	248	¢31 861	¢7 901 421
CR.633.01	Alto (R-1-1), tipo IV	Unidad	unid	2	¢80 736	¢161 472
CR.633.01	Doble vía (R-48), tipo IV	Unidad	unid	2	¢80 736	¢161 472
CR.633.01	Ceda el Paso (R-1-2), tipo IV	Unidad	unid	1	¢80 736	¢80 736
CR.633.01	Velocidad Máxima (R-3-1 (60KPH)), tipo IV	Unidad	unid	5	¢80 736	¢403 680
CR.633.01	Velocidad Restringida 50KPH (R-6-1), tipo IV	Unidad	unid	2	¢80 736	¢161 472
CR.633.01	Fin de velocidad restringida 60KPH (R-7-1), tipo IV	Unidad	unid	2	¢80 736	¢161 472

Fuente: CR-2010.

Apéndice 20. Sumario de cantidades según renglones de pago (continuación).

RENLÓN CR-2010	DESCRIPCIÓN	UNIDAD DE MEDIDA		CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
CR.633.01	Puente (P-5-6), tipo IV	Unidad	unid	2	¢80 736	¢161 472
CR.633.01	Intersección (P-17), tipo IV	Unidad	unid	1	¢80 736	¢80 736
CR.633.01	Curva Derecha (P-3), tipo IV	Unidad	unid	2	¢80 736	¢161 472
CR.633.01	Curva Izquierda (P-1-2a (I)), tipo IV	Unidad	unid	4	¢80 736	¢322 944
CR.633.01	Intersección adelante (P-2-8), tipo IV	Unidad	unid	1	¢80 736	¢80 736
CR.633.01	Informativa blanca 1 destino (ID-1), tipo IV	Unidad	unid	1	¢80 736	¢80 736
CR.633.01	Informativa de Río (IG-1-2), tipo IV	Unidad	unid	1	¢80 736	¢80 736
CR.633.01	Instalación de señal	Unidad	unid	26	¢80 736	¢2 099 135
CR.634.01	Línea borde izquierda (continua)	Kilómetro	km	3,367	¢582	¢1 959
CR.634.01	Línea doble continua	Kilómetro	km	3,367	¢1 164	¢3 918
CR.634.01	Línea borde Derecha (continua)	Kilómetro	km	3,367	¢582	¢1 959
CR.634.01	Señalización horizontal (ALTO)	Unidad	unid	2	¢69 460	¢138 921
CR.634.01	Señalización ceda (CEDA)	Unidad	unid	1	¢69 460	¢69 460
CR.634.01	Señalización flecha reglamentaria	Unidad	unid	16	¢34 730	¢555 683
CR.634.01	Señalización flecha reglamentaria (izquierda)	Unidad	unid	2	¢34 730	¢69 460
CR.634.01	Señalización flecha reglamentaria (derecha)	Unidad	unid	5	¢34 730	¢173 651
CR.634.01	Señalización flecha reglamentaria (derecha e izquierda)	Unidad	unid	2	¢34 730	¢69 460
CR.634.01	Captaluces	Unidad	unid	336,7	¢3 872	¢1 303 713

Fuente: CR-2010.

Apéndice 21. Especificaciones especiales para la construcción.

Especificaciones propuestas con base en el CR-2010, Manual de dispositivos uniformes para control de tránsito SIECA, Manual SCV de Costa Rica y demás normativas empleadas en el diseño de los componentes de la vía.

Requisitos del proyecto

- Los trabajos se realizarán de conformidad con el manual de Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras, Caminos y Puentes (CR-2010), las Especificaciones Especiales, Disposiciones Generales y las Normas de Diseño para la Construcción de Carreteras del M.O.P.T en su versión más actualizada.
- Se deberá cumplir estrictamente con los dispositivos de seguridad para señalamiento y protección de obras, se desplegará en la ejecución del proyecto el señalamiento preventivo de conformidad con lo establecido en el "Manual Centroamericano de dispositivos uniformes para el Control del Tránsito" (SIECA, 2000), así como ajustarse en cuanto a dimensiones y tipo de materiales ahí establecidos.
- El diseño, la información y las cantidades que se muestran en estos planos se calcularon con base en la topografía y las condiciones que se presentan en el momento de la confección de los planos, cualquier cambio que se realice en el sitio, posterior al levantamiento topográfico y a la elaboración de los planos y que afecte el proyecto, deberá revisarlo el ingeniero de proyecto.
- El tránsito del público en la ruta durante los trabajos de mejoramiento debe procurarse según los requerimientos de acomodo, mantenimiento de caminos, operaciones y seguridad, presentes en la sección 156 del CR-2010.

Movimientos de tierra

Limpieza y desmonte:

- Se debe contar con un plan de control de la erosión del suelo, determinado acorde a la subsección 157.04 del CR-2010.
- Las medidas a implantar deben cumplir con los lineamientos de construcción y calidades de la sección 157 del CR-2010.
- Dentro de los límites del área de limpieza se eliminarán árboles, matorrales, madera tumbada y otra vegetación, subsección 201.04 del CR-2010.
- El desmonte se efectuará hasta una profundidad suficiente para remover raíces, troncos enterrados, musgo, césped y otros escombros vegetales, conforme a la subsección 201.05 del CR-2010.
- El contratista debe disponer la limpieza y el desmonte de escombros de acuerdo con la subsección 203.05 del CR-2010.

Eliminación de estructuras:

- Las estructuras que estén en servicio para el paso no deberán ser removidos hasta tanto no se hayan hecho los arreglos y facilidades para no interrumpir el tránsito normal, subsección 203.04 del CR-2010.
- Los materiales de estructuras removidos serán dispuestos según la subsección 203.5 del CR-2010.
- Los postes de líneas eléctricas, telefónicas, telegráficas o tubería de fibra óptica que estén interfiriendo con el proyecto serán removidos por las compañías eléctricas o el I.C.E. y su costo será cubierto por el renglón de pago 110.06 del CR-2010.

Excavación y terraplenado:

- La tierra vegetal conservada se amontonará en camellones de baja altura ubicados inmediatamente después de los límites de redondeo de los taludes de corte y terraplenes o en otros lugares aprobados y se dispondrá según la subsección 204.05 del CR-2010.
- El material adecuado para rellenar estructuras, acabado de la superficie de la vía, coronamiento de la terracería u otros propósitos, se deberá excavar en una secuencia que permita la colocación del material excavado directamente en su posición final o en apilamientos para su posterior colocación, subsección 204.06 del CR-2010.
- Al final de cada día de operaciones se deberán conformar y compactar las áreas trabajadas para proveer un medio de drenaje y una sección transversal uniforme. Se eliminará todo surco y puntos bajos que pudieran retener agua, subsección 204.06 del CR-2010.
- Los cortes en tierra serán escarificados hasta una profundidad de 150 mm debajo de la subrasante, para conformarla debidamente dentro de los límites de la corona de la vía, subsección 204.06 del CR-2010.
- Se compactará el material escarificado de acuerdo con la subsección 204.11 del CR-2010.
- Se realizará la subexcavación, según la delimitación en planos, el manejo del material se hará conforme a la subsección 204.07 del CR-2010.
- Se rellenará la subexcavación con material de préstamo seleccionado, bajo previa aprobación del contratante, de acuerdo con lo convenido en la subsección 106.02 del CR-2010.
- El material excavado de préstamo seleccionado deberá ser sometido a los ensayos determinados en la tabla 204-2 del CR-2010.
- El material de excavado de préstamo seleccionado, deberá cumplir con los requisitos de la tabla 204-1 del CR-2010.

Descripción	Especificación
Pasando la malla de 76,2 mm	100 %
Valor de soporte CBR	De acuerdo con Cartel de Licitación, pero no menor de 10 %
Límite líquido	Máximo 35 %
Índice plástico	Máximo 10 %
Grado de compactación	95 % mínimo del AASHTO T-99

- La restauración de los bancos de préstamo seleccionado se desarrollará según lo estipulado en la Subsección 106.03 del CR-2010.
- Dependiendo de la altura de los terraplenes a construir, se deberá preparar la fundación para los diferentes casos expuestos en la subsección 204.09 del CR-2010.
- La construcción de los terraplenes, según su tipología y ubicación, se efectuará conforme a la subsección 204.10 del CR-2010.
- La compactación del material de terraplenes, será en función de la densidad máxima y el contenido de humedad, determinados con los métodos explicados en la subsección 204.11 del CR-2010.
- Los taludes de los tramos de corte deberán tener una inclinación de 1:1, excepto donde se indique en planos otra inclinación, este volumen está incluido en las cantidades de corte calculado.
- Los taludes de los tramos de relleno deberán tener una inclinación de 2:1, excepto donde se indique en planos otra inclinación, este volumen está incluido en las cantidades de relleno calculado.
- Se redondearán las partes superior e inferior de todos los taludes, incluyendo los taludes de las cunetas y zanjas de drenaje, subsección 204.13 del CR-2010.
- Se conformarán los taludes, de acuerdo a la sección transversal requerida, según el apartado (C) de la subsección 204.13 del CR-2010.
- El acabado de los taludes se dará según el apartado (D) de la subsección 204.13 del CR-2010.
- Se deberán hacer los taludes, la pendiente y formar las cunetas laterales, las cuales deben estar libres de hojas, estacas y toda clase de detritos, subsección 204.12 del CR-2010.
- Antes de colocar las capas superficiales de agregados se deberán completar los

taludes, cunetas, zanjas, alcantarillas, empedrados, zampeados y otras estructuras menores subterráneas.

Excavación y relleno para estructuras mayores:

- Los rellenos para accesos de aproximación del nuevo puente sobre el Río Naranjo se construirán conforme a la sección 208 del CR-2010.
- Se preparará la fundación, conforme a la sección 208.09 del CR-2010, tomando en cuenta las características del suelo.
- Se colocará el relleno en capas horizontales, subsección 208.10 del CR-2010, que no deberán exceder una profundidad de 150mm en espesor compactado. Se compactará cada capa de conformidad con la subsección 208.11 del CR-2010.
- Se determinará el contenido óptimo de humedad y la máxima densidad de acuerdo con el método C de AASHTO T 99, subsección 208.11 del CR-2010.
- Se compactará el material colocado en todas las capas, al menos al 95 % de la densidad máxima.
- Se determinará la densidad in situ y el contenido de humedad de acuerdo con AASHTO T 238 y AASHTO T 239 u otro método aprobado por la Administración.

Excavación y relleno para otras estructuras:

- Se excavarán trincheras o fundaciones de acuerdo con la Subsección 208.04. Se excavará al nivel de fundación sin dañar las trincheras o las superficies de fundación, según la subsección 209.04 del CR-2010.
- Con la preservación de canales, se procederá según la subsección 209.05 del CR-2010.
- En caso de ser necesario el sello de fundación, este será ejecutado acorde a la subsección 209.06 del CR-2010.
- De ser necesaria la remoción de aguas, esta se realizará conforme a la subsección 209.07 del CR-2010.
- La preparación de la fundación para otras estructuras se efectuará bajo la indicación de la subsección 209.08 del CR-2010.

- Las camas para fundación se construirán bajo las premisas de la subsección 209.09 del CR-2010.
- El relleno, dependiendo del tipo de estructura, se realizará según la subsección 209.10 del CR-2010.
- La compactación, en función de la densidad máxima y el contenido de humedad, se ejecutará como la subsección 209.11 del CR-2010.

Construcción lineal de explanación:

- Se construirán los accesos y conexiones a caminos existentes de acuerdo al detalle presente en planos.
- No se ajustará la pendiente de la calzada de forma que afecte los drenajes, subsección 212.04 del CR-2010.
- Se construirá la calzada de acuerdo a las tolerancias del CR-2010, subsección 212.04: (a) Alineamiento horizontal. La línea central no debe desviarse más de tres metros a la izquierda o a la derecha del centro de la explanación. (b) Pendiente vertical. El perfil de la rasante podrá variarse un máximo de 1,50 m hacia arriba o hacia abajo de la elevación de la explanación de la calzada existente y la nueva pendiente en tangente no podrá variar más del 2 % de la pendiente existente.
- Se deberá revisar la conexión hacia delante y hacia atrás de la pendiente, con la magnitud de pendiente de la curva vertical diseñada, subsección 212.04 del CR-2010.

Obras de refuerzo

- Las obras de refuerzo requeridas indicadas en planos, deberán construirse de acuerdo a la división 250 del CR-2010.

Estructura de pavimento

La estructura de pavimento consiste en 10,00 cm de carpeta asfáltica, 20,00 cm de base granular y 35,00 cm de sub base granular.

Requerimientos de construcción de base y sub base:

- El material de sub base debe colocarse sobre la subrasante y la base granular deberá colocarse sobre una superficie de préstamo o sub base, sección 301 del CR-2010.
- Se debe determinar el contenido de humedad óptimo de acuerdo con la prueba AASHTO T 180, método D, subsección 301.4 del CR-2010.
- Se debe mezclar el agregado y ajustar el contenido de humedad dentro de un rango del 2 % del contenido de humedad óptimo, subsección 301.4 del CR-2010.
- No se debe colocar la mezcla en capas mayores de 150 mm de espesor una vez compactado, subsección 301.4 del CR-2010.
- Cada capa debe compactarse según la subdivisión 301.05 antes de colocar la capa siguiente.
- Se debe terminar la superficie en concordancia con la subsección 301.06 del CR-2010, las desviaciones deberán ser menores de ± 10 mm con respecto al nivel de las estacas y a la elevación de la rasante.
- Se debe mantener el alineamiento correcto de la capa de agregados, la pendiente y la sección transversal, nivelando, agregando agua, compactando con rodillo o cualquier combinación de lo anterior hasta que se coloque la siguiente capa. Se deben corregir los defectos de acuerdo con la subsección 301.06 del CR-2010.
- La aceptación de las capas se basará en los ensayos realizados, estipulados en la tabla 301-1 del CR-2010.

Propiedades de agregado para sub base granular:

- Las propiedades de los agregados deben cumplir con la tabla 703-6 en cuanto a granulometría, subsección 703.05.A.2 en cuanto a límites de Atterberg, subsección 703.05.A.3 en CBR, esto del CR-2010.

Propiedades de agregado para base granular:

- Las propiedades de los agregados deben cumplir con la tabla 703-7 en cuanto a granulometría, subsección 703.05.B.2 para límites de Atterberg, subsección 703.05.B.3 relacionado a abrasión, subsección 703.05.B.4 respectivo a durabilidad, subsección 703.05.B.5 concerniente a caras fracturadas, subsección 703.05.B.3 relativo a CBR, esto del CR-2010.

Requerimientos de construcción de carpeta asfáltica:

- Se deben emplear plantas de mezclado del material asfáltico y los agregados deberán cumplir con lo que se especifica en AASHTO M 156, complementado con la subsección 401.04 del CR-2010.
- Las pavimentadoras empleadas deben cumplir con las características de componentes y funcionamiento, expuestas en la subsección 401.05 del CR-2010.
- La superficie de la mezcla asfáltica deberá prepararse de acuerdo con lo especificado en la subsección 412.06 del CR-2010.
- Se aplicará un riego de liga de emulsión asfáltica de rompimiento rápido para ligar las capas de mezcla asfáltica y otras estructuras de acuerdo con la sección 414 del CR-2010.
- La mezcla asfáltica deberá colocarse en un día seco, cuando la temperatura del aire sea superior a 2 °C y la temperatura de la superficie del pavimento a la sombra deberá estar conforme a lo indicado en la Tabla 401-2.
- El cemento asfáltico deberá calentarse adecuadamente para proveer un proceso continuo de transferencia del asfalto del tanque de almacenamiento hacia el tambor mezclador de la planta asfáltica, este proceso según la subsección 401.08 del CR-2010.
- El agregado y el asfalto deberán mezclarse dentro de la planta de mezcla asfáltica de acuerdo con la fórmula de trabajo aprobada. Las mezclas deben mezclarse hasta que se encuentren completa y uniformemente cubiertas con

Mejoramiento de la Ruta Nacional No.616, sección cruce hacia Villanueva - Londres, Longitud = 3,37 km, para CONAVI

asfalto de acuerdo con lo indicado en el procedimiento AASHTO M156. La temperatura de descarga de la mezcla deberá estar también dentro del rango aprobado, subsección 401.10 del CR-2010.

- Las diferentes etapas de la producción de mezcla asfáltica deben coordinarse según la subsección 401.12 del CR-2010, en cuanto a cronograma, controles de calidad, procedimientos, ensayos.
- En cuanto a la colocación del concreto asfáltico, se implementará el procedimiento, con los cuidados necesarios, estipulados en la subsección 401.13 del CR-2010.
- La superficie de la mezcla asfáltica deberá ser cuidadosa y uniformemente compactada, de modo que no se debe producir agrietamiento, deformación u ondulaciones, el procedimiento de compactación será el indicado en la subsección 401.14 del CR-2010.
- Dentro del control de calidad, se evaluará el IRI, siguiendo las indicaciones de la subsección 401.16 del CR-2010.

Propiedades de agregado para mezcla asfáltica:

- Los agregados gruesos y finos deben consistir en partículas duras, durables, resistentes, estables, provenientes de fragmentos de piedra triturada o grava triturada con la calidad requerida, uniformemente graduada, libre de materia orgánica, grumos de arcillas y materias deletéreas, subsección 703.07 del CR-2010.
- El agregado grueso debe consistir en piedra o grava de buena calidad triturada y mezclada de manera que al combinarse cumpla con la especificación correspondiente y con los requisitos establecidos en la Tabla 703-08 del CR-2010.
- El agregado fino deberá tener una granulometría que, al combinarse con otras fracciones, se cumpla con la especificación correspondiente y con los requisitos establecidos en la Tabla 703-08. No se permite en ningún caso el uso de arena natural en la mezcla asfáltica.

- Se ajustará la humedad del agregado a ser usado en la preparación de la mezcla, de acuerdo a la subsección 401.09 del CR-2010.

Propiedades del asfalto:

- El ligante empleado deberá cumplir con las especificaciones de las tablas 702-1A, 702-1B y 702-2, según las pruebas de viscosidad y penetración.
- La temperatura de mezclado y compactación deberá ser la que indique el fabricante, subsección 702.01 del CR-2010.
- Deberá cumplirse con lo especificado en la Norma RTCR 248 Productos del Petróleo Ligantes Asfálticos N°26501-MEIC-MOPT y sus reformas.
- Propiedades de mezcla asfáltica:
- La mezcla de concreto asfáltico de trabajo deberá diseñarse bajo la metodología Marshall y su composición debe estar en concordancia con los lineamientos de la subsección 402.03 del CR-2010.
- La mezcla de concreto asfáltico deberá cumplir con los requisitos presentes en las tablas 402-1 y 402-2 del CR-2010.

Tabla 402-1
Requisitos para la mezcla de concreto asfáltico

Parámetros de Diseño	Clase de Mezcla		
	A	B	C
(a) Hveem (AASHTO T 246 y T 247)			
(1) Estabilómetro, mínimo	37	35	30
(2) Porcentaje de vacíos de aire	3,0 - 5,0	3,0 - 5,0	3,0 - 5,0
(3) Vacíos en el agregado mineral, min. %	Ver Tabla 402-2		
(b) Marshall (AASHTO T 245)			
(1) Estabilidad, kN mín.	8,00	5,34	4,45
(2) Flujo, 0,25 mm	8 - 14	8 - 16	8 - 20
(3) Porcentaje de vacíos de aire	3,0 - 5,0	3,0 - 5,0	3,0 - 5,0
(4) Vacíos en el agregado mineral, min. %	Ver Tabla 402-2		
(5) Compactación, número de golpes en cada cara del espécimen de ensayo	75	50	50
(c) Inmersión - Compresión (AASHTO T 165 y T 167)			
(1) Resistencia a la compresión, kPA mín. (seco)	2100	1700	1400
(2) Resistencia a la tensión diametral retenida min. %	75	75	75
(d) Relación polvo-asfalto (2)	0,6 - 1,3	0,8 - 1,6	0,8 - 1,6

Tabla 402-2
Vacíos en el Agregado Mineral (VMA). Mezcla de Diseño Marshall o Hveem

Tamaño de Malla (1)	Porcentaje de Vacíos Mínimo (2) y (3)	
	Marshall	Hveem
4,75 mm	18,0	16,0
9,5 mm	16,0	14,0
12,5 mm	15,0	13,0
19 mm	14,0	12,0
25 mm	13,0	11,0

Mejoramiento de la Ruta Nacional No.616, sección cruce hacia Villanueva - Londres, Longitud = 3,37 km, para CONAVI

Construcciones conexas

Concreto para estructuras:

- La composición del concreto hidráulico para estructuras menores debe cumplir con la tabla 601-1 del CR-2010.

Propiedad	Especificación
Contenido mínimo de cemento, kg/m ³	362
Máxima relación agua/cemento	0,49
Revenimiento máximo, mm	125
Mínimo contenido de aire, %	4
Tamaño de agregado grueso	AASHTO M 43. con 100% pasando la malla 37,5 mm
Esfuerzo mínimo a la compresión a los 28 días, MPa	25

- Se debe construir con encofrados libres de pandeo, alabeos o abombados y que permitan ser removidos sin dañar el concreto. Estos deben soportar una presión lateral de 2400 kg/m³, subsección 601.04 del CR-2010.
- La colocación del concreto debe realizarse acorde a la subsección 601.05 del CR-2010.
- El curado del concreto debe cumplir con las especificaciones de la subsección 601.06 del CR-2010.

Alcantarillado y drenajes:

- En las láminas de detalles de estructuras menores, se presentan los detalles para la construcción de cabezales y alcantarillas. Los diseños tipo de cada elemento se encuentran en el Manual de Normas y Diseños para la Construcción de Carreteras, del MOPT.
- Iniciar la colocación en el sitio de la salida inferior y colocar la campana o garganta aguas arriba, subsección 602.04 del CR-2010.
- Se confeccionarán las juntas con empaque, de modo que se protegerán los finales de las juntas de barro, limo, grava, o cualquier otro material no deseado. Estos anillos de empaque deben cumplir con los requerimientos de la subsección 712.03 del CR-2010
- Colocar las secciones de tubería con los empaques amarrados. Forzar el acoplamiento de las tuberías con empaques, de acuerdo al procedimiento recomendado por el fabricante. Prevenir el deslizamiento de la última sección

colocada cada día, anclándola, subsección 602.04 (b) del CR-2010.

- La tipología de tubería será de concreto reforzada clase III, deberá satisfacer los requisitos conforme a lo especificado en AASHTO M 170M, para los diámetros, clases y esfuerzos requeridos, subsección 706.02 del CR-2010.
- La instalación de las alcantarillas se efectuará conforme al detalle en planos, dependiendo que sea en zanja o en un terraplén, para la cual se usará un material de relleno compactado de una clasificación A-1, A-2 o A-3, o una cama de concreto delgado, como se proponen en el DE-2011 602-07.

Tomas:

- Las unidades deben cumplir con las dimensiones especificadas en las láminas de detalles de planos.
- El acabado de la superficie debe ser según a la subsección 552.16 (a) del CR-2010.
- La línea de flujo debe recibir un buen acabado y quedar de acuerdo a la línea de flujo de agua de la tubería, subsección 604.04 del CR-2010.
- Impermeabilizar todas las juntas y aberturas por medio de lechada y acabar las juntas de mortero, redondeando las partes exteriores y alisando las partes internas en toda su circunferencia, subsección 604.04 del CR-2010.
- Las tomas para alcantarillas deberán contar con una rejilla en la parte superior, para seguridad de usuarios, cuyo diseño se muestra en 604-6 del DE-2010.

Cunetas revestidas:

- Se construirán las cunetas con la tipología IV, cuneta de concreto hidráulico, subsección 608.01 del CR-2010. De modo que se realizará el trabajo de acuerdo con la sección 601 del CR-2010.
- Se colocará y compactará el material de la capa de base, por lo menos con tres pasadas de un pisón mecánico liviano, rodillo o plancha vibratoria. La superficie de la base debe quedar paralela a la

superficie acabada del canal de agua, subsección 608.03 del CR-2010.

- La cara superior se ajustará a la pendiente, al alineamiento y a la sección transversal, subsección 608.03 del CR-2010.
- Se rellenarán las juntas con material granular hasta 100 mm bajo la superficie y se les colará y cepillará, hasta que el mortero quede 13 mm por debajo de la superficie. El exceso de mortero sobre la superficie deberá removerse, subsección 608.03 del CR-2010.
- Se debe procurar que las cunetas no desfoguen a contraflujo, ni que estas desfoguen directamente hacia los aletones de los cabezales de alcantarillas, ya que pueden producir erosión en los mismos.

Aceras:

- El concreto deberá cumplir con los requerimientos de la sección 601 del CR-2010.
- La base o fundación de la acera será conformada y compactada hasta obtener una superficie pareja que se ajuste a la sección mostrada en los planos.
- Se colocará la capa de base en gruesos no mayores de 100 mm de espesor compactado, subsección 615.03 del CR-2010.
- Se usarán encofrados para el espesor total del concreto.
- El ancho de la acera peatonal será de 1,20m, el espesor 0,10 m y la gradiente transversal de las aceras corresponde al 1 %, desaguando hacia el interior de la sección típica.
- Se construirán juntas perpendicularmente a los bordes laterales y a otras juntas. Se ajustarán las juntas adyacentes a cordones y pavimentos y se acabarán los filos y se removerá todo el mortero libre y el concreto de las juntas, subsección 615.04 (a) del CR-2010.
- Se construirán juntas de expansión en intervalos no mayores de 18 metros usando un relleno de junta preformado de no más de 19 milímetros, para el espesor

total de las juntas, 615.04 (a.1) del CR-2010.

- Se dejarán juntas de construcción a intervalos no mayores de 3 metros. Se formarán con una herramienta apropiada, o aserrando, con un espesor de $\frac{1}{4}$ a $\frac{1}{2}$ del espesor del concreto y con aproximadamente 3 milímetros de ancho, 615.04 (a.2) del CR-2010.
- El acabado de las aceras, los filos laterales de la losa y las juntas, se realizará con una herramienta que dé un radio de 6 milímetros a los filos, según la subsección 552.14 (c.2) del CR-2010.

Elementos de seguridad

Barreras de seguridad:

- Todo sistema de contención que se instale, debe contar con un certificado que acredite que el sistema superó con éxito el ensayo a escala real para el cual fue diseñado, subsección 617.02 del CR-2010.
- Las secciones terminales de una barrera deben diseñarse y construirse asegurando que toda la barrera a la cual está conectada, pueda contener y re direccionar el vehículo para el cual fue diseñada de acuerdo a las especificaciones del sistema utilizado, subsección 617.05 del CR-2010.
- Se implementarán terminales de abatimiento, tanto para barreras tipo *flex beam* y New Jersey, deben quedar debidamente adheridas o empotradas a los pretiles, subsección 617.06 del CR-2010.
- El nivel de contención mínimo para las barreras empleadas, según la normativa EN 1317, es N2 y TL2, Manual SCV Guía para el análisis y diseño de seguridad vial de márgenes de carreteras.
- Se ubicarán las barreras, tanto en planta como en altura, conforme a los lineamientos en cuanto a distancias a pendientes mayores a 1V:3H, explicados en la sección 4 del Manual SCV Guía para el análisis y diseño de seguridad vial de márgenes de carreteras.

- Los materiales de las barandas tipo *flex beam*, postes, vigas, pernos, terminales, deberán cumplir los requisitos de calidad de la sección 710 del CR-2010.
- Se deben colocar las barreras prefabricadas de concreto en tramos. Ubique las juntas alineadas y conecte las secciones adyacentes de manera aceptable, la barrera de fundación no debe presentar variaciones superiores a los 6 mm en relación con un escantillón de 3 m, subsección 618.04 del CR-2010.
- La barrera prefabricada de concreto debe cumplir con los requerimientos de fabricación, resistencia, diseño de mezcla y demás características, estipuladas en la subsección 618.05 del CR-2010.

Señalización vertical:

- Las señales verticales de prevención se colocarán de acuerdo a lo indicado en planos.
- Las señales y dispositivos se deben suministrar y colocar antes de iniciar los trabajos en la carretera.
- En los lugares puntuales en donde por topografía o por derecho de vía no se pueda cumplir con la velocidad de diseño, se ha considerado la señalización vertical con el fin de reducir la velocidad para lograr la seguridad en dicho tramo.
- Se determinará la longitud necesaria de los postes en el momento de su colocación de acuerdo a las instrucciones del fabricante, subsección 633.04 del CR-2010.
- Se deben hincar los postes con un martillo especial. Para esta labor o se deben colocar en agujeros perforados previamente, subsección 633.04 del CR-2010.
- Los postes implementados en el señalamiento vertical, deberán cumplir las especificaciones de diseño presentadas en el anexo D.5, del Manual Centroamericano de Dispositivos Uniformes para el Control de Tránsito, en cuanto a criterios de ruptura, dimensionamiento y ubicación de postes.
- Se permitirá el uso de paneles retroreflectivos tipos I, II, III, IV, V, VI, VII,

VIII, IX, X. Lo anterior de conformidad con la norma ASTM – D 4956-09 y la subsección 633.05 del CR-2010.

- Se construirán paneles planos y libres de deformaciones, dobleces, raspones, desastilladuras u otros defectos, 633.05 del CR-2010.
- Se deben tratar los bordes con un sellador aprobado para ese objetivo, 633.05 del CR-2010.
- Los paneles se deben instalar con la leyenda en forma horizontal, 633.05 del CR-2010.
- Para reducir el efecto de espejo o reflejo con las luces de los vehículos, se debe girar el panel en 3 grados en la dirección de paso de vehículos, 633.05 del CR-2010.
- Se debe colocar material aislante para evitar el contacto entre aluminio y acero, 633.05 del CR-2010.
- Se deben usar pernos adecuados y franjas de neopreno o nylon para fijar los paneles plásticos a la señal, 633.05 del CR-2010.
- No se deben perforar agujeros en ninguna parte de los paneles. Se usarán sistemas de fijación que sean seguros ante robo y vandalismo, 633.05 del CR-2010.
- Se deben pintar todos los pernos, cabezas de tornillos y demás accesorios expuestos en la cara de la señal, 633.05 del CR-2010.
- Se deben cumplir los requerimientos de calidad del anexo D.2, D.3 y D.4 del Manual Centroamericano de Dispositivos Uniformes para el Control de Tránsito, con relación a la calidad de materiales, aplicación de leyendas y calidad de leyendas.
- Las dimensiones de las leyendas en los paneles de señales verticales serán acordes al estándar del Manual Centroamericano de Dispositivos Uniformes para el Control de Tránsito, anexo C, de modo que se cumpla con rasgos, alturas, espacios, fuentes, iconos y demás señales, presentadas por SIECA.

Mejoramiento de la Ruta Nacional No.616, sección cruce hacia Villanueva - Londres, Longitud = 3,37 km, para CONAVI

Señalización horizontal:

- El señalamiento vial horizontal consistirá en demarcación de la doble línea centro, de las líneas laterales y de las señales direccionales de conformidad con lo establecido en las disposiciones vigentes, como aparece en las láminas de señalización vial, de acuerdo con el Catálogo de Señales Horizontales y Verticales, del "Manual Centroamericano de Dispositivos Uniformes para el Control del Tránsito", del SIECA.
- Los materiales deben estar conformes con las Subsecciones del Manual Centroamericano de Dispositivos Uniformes para el Control del Tránsito.
- Después de completar la superficie final, se deben trazar las líneas de guía de las señales del pavimento para su aprobación, antes de elaborar las señales definitivas.
- Se deben eliminar todas las partículas sueltas, contaminación, grasa, asfaltos u otros materiales deletéreos de la superficie que va a ser marcada.
- Se deben aplicar las señales sobre una superficie seca y limpia.
- Por lo menos 7 días antes de colocar las señales, se deberá entregar a la inspección una copia escrita de las recomendaciones del fabricante de señales para su instalación.
- Se deben instalar las señales o marcas del pavimento en la dirección del tránsito de acuerdo con las recomendaciones del fabricante.
- El ancho de las líneas debe ser de 100 mm. Ser con una razón de segmento a

separación de 3 a 5 correspondientes a los segmentos de 4,5 m y 7,5 m en carreteras rurales y 3 m a 5 m en calles urbanas. 1. Las líneas intermitentes cortas de 0,5 m de largo, espaciados 1,0 m. Las líneas deben ser paralelas, separadas 150 mm entre sí.

- Se deben proteger del tráfico las áreas recientemente marcadas hasta que se hayan secado completamente (que no presenten ninguna adhesividad).
- Se eliminarán todas las señales de guía, los residuos de señales o pintura.
- La tipología y calidad de pintura a emplear deberá cumplir con las características estipuladas por la sección 634 del CR-2010.
- Captaluces:
 - Deberán ser durables, resistentes a la abrasión, retroreflejantes diseñados para su aplicación sobre las superficies de vías de asfalto o de concreto. Deberán ser resistentes a químicos, agua y rayos UV.
 - Los captaluces deberán tener un lente prismático liso y continuo con elementos no metálicos y resistente a la abrasión, fabricado de policarbonato, de acuerdo a la norma ASTM 4280 (especificación D-3935).
 - Los cuerpos de los captaluces deberán ser de policarbonato o de alta resistencia al impacto.
 - La base del captaluz deberá ser plana y libre de cualquier sustancia o brillo, que reduzca su capacidad de sujeción al adhesivo.
 - Deberán ser colocados con material adhesivo tipo epóxico o bituminoso.

Fuente: CR-2010.

Apéndice 22. Registro fotográfico del sitio en condiciones actuales.



Inicio de proyecto



Acceso a finca 1.



Condición actual de la calzada.



Estado de estructura de drenaje.

Mejoramiento de la Ruta Nacional No.616, sección cruce hacia Villanueva - Londres, Longitud = 3,37 km,
para CONAVI



Estado de estructura de drenaje.



Acceso a finca 2.

Mejoramiento de la Ruta Nacional No.616, sección cruce hacia Villanueva - Londres, Longitud = 3,37 km,
para CONAVI



Acceso a finca 3.



Inicio de puente existente.

Mejoramiento de la Ruta Nacional No.616, sección cruce hacia Villanueva - Londres, Longitud = 3,37 km,
para CONAVI



Fin de puente existente



Área a expropiar para colocar nuevo puente

Mejoramiento de la Ruta Nacional No.616, sección cruce hacia Villanueva - Londres, Longitud = 3,37 km,
para CONAVI



Londres, Quepos.

Fuente: Autor.

Mejoramiento de la Ruta Nacional No.616, sección cruce hacia Villanueva - Londres, Longitud = 3,37 km,
para CONAVI

Anexos

Anexo 1. Factor de crecimiento de tráfico, método AASHTO 1993.

Table D.20. Traffic Growth Factors*

Analysis Period Years (n)	Annual Growth Rate, Percent (g)							
	No Growth	2	4	5	6	7	8	10
1	1 0	1 0	1 0	1 0	1 0	1 0	1 0	1 0
2	2 0	2 02	2 04	2 05	2 06	2 07	2 08	2 10
3	3 0	3 06	3 12	3 15	3 18	3 21	3 25	3 31
4	4 0	4 12	4 25	4 31	4 37	4 44	4 51	4 64
5	5 0	5 20	5 42	5 53	5 64	5 75	5 87	6 11
6	6 0	6 31	6 63	6 80	6 98	7 15	7 34	7 72
7	7 0	7 43	7 90	8 14	8 39	8 65	8 92	9 49
8	8 0	8 58	9 21	9 55	9 90	10 26	10 64	11 44
9	9 0	9 75	10 58	11 03	11 49	11 98	12 49	13 58
10	10 0	10 95	12 01	12 58	13 18	13 82	14 49	15 94
11	11 0	12 17	13 49	14 21	14 97	15 78	16 65	18 53
12	12 0	13 41	15 03	15 92	16 87	17 89	18 98	21 38
13	13 0	14 68	16 63	17 71	18 88	20 14	21 50	24 52
14	14 0	15 97	18 29	19 16	21 01	22 55	24 21	27 97
15	15 0	17 29	20 02	21 58	23 28	25 13	27 15	31 77
16	16 0	18 64	21 82	23 66	25 67	27 89	30 32	35 95
17	17 0	20 01	23 70	25 84	28 21	30 84	33 75	40 55
18	18 0	21 41	25 65	28 13	30 91	34 00	37 45	45 60
19	19 0	22 84	27 67	30 54	33 76	37 38	41 45	51 16
20	20 0	24 30	29 78	33 06	36 79	41 00	45 76	57 28
25	25 0	32 03	41 65	47 73	54 86	63 25	73 11	98 35
30	30 0	40 57	56 08	66 44	79 06	94 46	113 28	164 49
35	35 0	49 99	73 65	90 32	111 43	138 24	172 32	271 02

*Factor = $\frac{(1 + g)^n - 1}{g}$, where $g = \frac{\text{rate}}{100}$ and is not zero. If annual growth rate is zero, the growth factor is equal to the analysis period

NOTE: The above growth factors multiplied by the first year traffic estimate will give the total volume of traffic expected during the analysis period

Fuente: AASHTO, 1993.

Anexo 2. Desviación normal standard.

Table 4.1. Standard Normal Deviate (Z_R) Values Corresponding to Selected Levels of Reliability

Reliability, R (percent)	Standard Normal Deviate, Z_R
50	-0 000
60	-0 253
70	-0 524
75	-0 674
80	-0 841
85	-1 037
90	-1 282
91	-1 340
92	-1 405
93	-1 476
94	-1 555
95	-1 645
96	-1 751
97	-1 881
98	-2 054
99	-2 327
99 9	-3 090
99 99	-3 750

Fuente: AASHTO, 1993.

Anexo 3. Trayectorias para giros de vehículos en intersecciones.

Angulo de Giro (Grado)	Vehiculo de Diseño	Radio de Curva Simple(m)	Radio de Curva con Transición Simple		
			Radio (m)	Separación de Bordes (m)	Transición (m/m)
30	P	18	-	-	-
	SU	30	-	-	-
	WB-15	60	-	-	-
	WB-19	110	67	1.0	15:01
	WB-20	116	67	1.0	15:01
45	P	15	-	-	-
	SU	23	-	-	-
	WB-15	53	36	0.6	15:01
	WB-19	70	43	1.2	15:01
	WB-20	76	43	1.3	15:01
60	P	12	-	-	-
	SU	18	-	-	-
	WB-15	45	29	1.0	15:01
	WB-19	50	43	1.2	15:01
	WB-20	60	43	1.3	15:01
75	P	11	8	0.6	10:01
	SU	17	14	0.6	10:01
	WB-15	-	20	1.0	15:01
	WB-19	-	43	1.2	20:01
	WB-20	-	43	1.3	20:01
90	P	9	6	0.8	10:01
	SU	15	12	0.6	10:01
	WB-15	-	18	1.2	15:01
	WB-19	-	36	1.3	30:01
	WB-20	-	37	1.3	30:01
105	P	-	6	0.8	8:01
	SU	-	11	1.0	10:01
	WB-15	-	17	1.2	15:01
	WB-19	-	35	1.0	15:01
	WB-20	-	35	1.0	15:01
120	P	-	6	0.6	10:01
	SU	-	9	1.0	10:01
	WB-15	-	14	1.2	15:01
	WB-19	-	30	1.5	15:01
	WB-20	-	31	1.6	15:01
135	P	-	6	0.5	10:01
	SU	-	9	1.2	10:01
	WB-15	-	12	2.0	15:01
	WB-19	-	24	1.5	20:01
	WB-20	-	25	1.6	20:01
150	P	-	6	0.6	10:01
	SU	-	9	1.2	8:01
	WB-15	-	11	2.1	6:01
	WB-19	-	18	3.0	10:01
	WB-20	-	19	3.1	10:01
180	P	-	5	0.2	20:01
	SU	-	9	0.5	10:01
	WB-15	-	8	3.0	5:01
	WB-19	-	17	3.0	15:01
	WB-20	-	16	4.2	10:01

Fuente: SIECA, 2011.

Anexo 4. Coeficientes de escorrentía.

Land Use	Return Period	A(0-2%)	A(2-6%)	A(6%+)	B(0-2%)	B(2-6%)	B(6%+)	C(0-2%)	C(2-6%)	C(6%+)	D(0-2%)	D(2-6%)	D(6%+)
Cultivated Land	less than 25 years	0.08	0.13	0.16	0.11	0.15	0.21	0.14	0.19	0.26	0.18	0.23	0.31
Cultivated Land	25 years or greater	0.14	0.18	0.22	0.16	0.21	0.28	0.2	0.25	0.34	0.24	0.29	0.41
Pasture	less than 25 years	0.12	0.2	0.3	0.18	0.28	0.37	0.24	0.34	0.44	0.3	0.4	0.5
Pasture	25 years or greater	0.15	0.25	0.37	0.23	0.34	0.45	0.3	0.42	0.52	0.37	0.5	0.62
Meadow	less than 25 years	0.1	0.16	0.25	0.14	0.22	0.3	0.2	0.28	0.36	0.24	0.3	0.4
Meadow	25 years or greater	0.14	0.22	0.3	0.2	0.28	0.37	0.26	0.35	0.44	0.3	0.4	0.5
Forest	less than 25 years	0.05	0.08	0.11	0.08	0.11	0.14	0.1	0.13	0.16	0.12	0.16	0.2
Forest	25 years or greater	0.08	0.11	0.14	0.1	0.14	0.18	0.12	0.16	0.2	0.15	0.2	0.25
Residential Lot Size 1/8 Acre	less than 25 years	0.25	0.28	0.31	0.27	0.3	0.35	0.3	0.33	0.38	0.33	0.36	0.42
Residential Lot Size 1/8 Acre	25 years or greater	0.33	0.37	0.4	0.35	0.39	0.44	0.38	0.42	0.49	0.41	0.45	0.54
Residential Lot Size 1/4 Acre	less than 25 years	0.22	0.26	0.29	0.24	0.29	0.33	0.27	0.31	0.36	0.3	0.34	0.4
Residential Lot Size 1/4 Acre	25 years or greater	0.3	0.34	0.37	0.33	0.37	0.42	0.36	0.4	0.47	0.38	0.42	0.52
Residential Lot Size 1/3 Acre	less than 25 years	0.19	0.23	0.26	0.22	0.26	0.3	0.25	0.29	0.34	0.28	0.32	0.39
Residential Lot Size 1/3 Acre	25 years or greater	0.28	0.32	0.35	0.3	0.35	0.39	0.33	0.38	0.45	0.36	0.4	0.5
Residential Lot Size 1/2 Acre	less than 25 years	0.16	0.2	0.24	0.19	0.23	0.28	0.22	0.27	0.32	0.26	0.3	0.37
Residential Lot Size 1/2 Acre	25 years or greater	0.25	0.29	0.32	0.28	0.32	0.36	0.31	0.35	0.42	0.34	0.38	0.48
Residential Lot Size 1 Acre	less than 25 years	0.14	0.19	0.22	0.17	0.21	0.26	0.2	0.25	0.31	0.24	0.29	0.35
Residential Lot Size 1 Acre	25 years or greater	0.22	0.26	0.29	0.24	0.28	0.34	0.28	0.32	0.4	0.31	0.35	0.46
Industrial	less than 25 years	0.67	0.68	0.68	0.68	0.68	0.69	0.68	0.69	0.69	0.69	0.69	0.7
Industrial	25 years or greater	0.85	0.85	0.86	0.85	0.86	0.86	0.86	0.86	0.87	0.86	0.86	0.88
Commercial	less than 25 years	0.71	0.71	0.72	0.71	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72
Commercial	25 years or greater	0.88	0.88	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.9	0.89	0.89	0.9
Streets	less than 25 years	0.7	0.71	0.72	0.71	0.72	0.74	0.72	0.73	0.76	0.73	0.75	0.78
Streets	25 years or greater	0.76	0.77	0.79	0.8	0.82	0.84	0.84	0.85	0.89	0.89	0.91	0.95
Open Space	less than 25 years	0.05	0.1	0.14	0.08	0.13	0.19	0.12	0.17	0.24	0.16	0.21	0.28
Open Space	25 years or greater	0.11	0.16	0.2	0.14	0.19	0.26	0.18	0.23	0.32	0.22	0.27	0.39
Parking	less than 25 years	0.85	0.86	0.87	0.85	0.86	0.87	0.85	0.86	0.87	0.85	0.86	0.87
Parking	25 years or greater	0.95	0.96	0.97	0.95	0.96	0.97	0.95	0.96	0.97	0.95	0.96	0.97

Fuente: Storm and Sanitary Analysis.

Anexo 5. Coeficientes para las ecuaciones de diseño del control de entrada.

Chart No	Shape and Material	Nomograph Scale	Inlet Configuration	Equation Form	Unsubmerged K	Unsubmerged M	Submerged c	Submerged Y	References
1	Circular Concrete	1	Square edge w/headwall	1	0.0098	2.0	0.0398	0.67	1, 2
1	Circular Concrete	2	Groove end w/headwall	1	0.0018	2.0	0.0292	0.74	1, 2
1	Circular Concrete	3	Groove end projecting	1	0.0045	2.0	0.0317	0.69	1, 2
2	Circular CM	1	Headwall	1	0.0078	2.0	0.0379	0.69	1, 2
2	Circular CM	2	Mitered to slope	1	0.0210	1.33	0.0463	0.75	1, 2
2	Circular CM	3	Projecting	1	0.0340	1.50	0.0553	0.54	1, 2
3	Circular	A	Beveled ring, 45° bevels	1	0.0018	2.50	0.0300	0.74	2
3	Circular	B	Beveled ring, 33.7° bevels*	1	0.0018	2.50	0.0243	0.83	2
8	Rect. Box Concrete	1	30° to 75° wingwall flares	1	0.026	1.0	0.0347	0.81	1, 3
8	Rect. Box Concrete	2	90° and 15° wingwall flares	1	0.061	0.75	0.0400	0.80	1, 3
8	Rect. Box Concrete	3	0° wingwall flares	1	0.061	0.75	0.0423	0.82	1, 3
9	Rect. Box Concrete	1	45° wingwall flare d = .043D	2	0.510	0.667	0.0309	0.80	3
9	Rect. Box Concrete	2	18° to 33.7° wingwall flare d = .083D	2	0.486	0.667	0.0249	0.83	3
10	Rect. Box Concrete	1	90° headwall w/3/4" chamfers	2	0.515	0.667	0.0375	0.79	3
10	Rect. Box Concrete	2	90° headwall w/45° bevels	2	0.495	0.667	0.0314	0.82	3
10	Rect. Box Concrete	3	90° headwall w/33.7° bevels	2	0.486	0.667	0.0252	0.865	3
11	Rect. Box Concrete	1	3/4" chamfers; 45° skewed headwall	2	0.545	0.667	0.04505	0.73	3
11	Rect. Box Concrete	2	3/4" chamfers; 30° skewed headwall	2	0.533	0.667	0.0425	0.705	3
11	Rect. Box Concrete	3	3/4" chamfers; 15° skewed headwall	2	0.522	0.667	0.0402	0.68	3
11	Rect. Box Concrete	4	45° bevels; 10°-45° skewed headw	2	0.496	0.667	0.0327	0.75	3
12	Rect. Box 3/4" chamf. Conc.	1	45° non-offset wingwall flares	2	0.497	0.667	0.0339	0.803	3
12	Rect. Box 3/4" chamf. Conc.	2	18.4° non-offset wingwall flares	2	0.493	0.667	0.0361	0.806	3
12	Rect. Box 3/4" chamf. Conc.	3	18.4° non-offset wingwall flares 30° skewed banel	2	0.495	0.667	0.0386	0.71	3
13	Rect. Box Top Bev. Conc.	1	45° wingwall flares - offset	2	0.497	0.667	0.0302	0.835	3
13	Rect. Box Top Bev. Conc.	2	33.7° wingwall flares - offset	2	0.495	0.667	0.0252	0.881	3
13	Rect. Box Top Bev. Conc.	3	18.4° wingwall flares - offset	2	0.493	0.667	0.0227	0.887	3
55	Circular	1	Smooth tapered inlet throat	2	0.534	0.555	0.0196	0.90	4
55	Circular	2	Rough tapered inlet throat	2	0.519	0.64	0.0210	0.90	4
56	Elliptical Face	1	Tapered inlet-beveled edges	2	0.536	0.622	0.0368	0.83	4
56	Elliptical Face	2	Tapered inlet-square edges	2	0.5035	0.719	0.0478	0.80	4
56	Elliptical Face	3	Tapered inlet-thin edge projecting	2	0.547	0.80	0.0590	0.75	4
57	Rectangular Concrete	1	Tapered inlet throat	2	0.475	0.667	0.0179	0.97	4
58	Rectangular Concrete	1	Side tapered-less favorable edges	2	0.56	0.667	0.0446	0.85	4
58	Rectangular Concrete	2	Side tapered-more favorable edges	2	0.56	0.667	0.0378	0.87	4
59	Rectangular Concrete	1	Slope tapered-less favorable edges	2	0.50	0.667	0.0446	0.85	4
59	Rectangular Concrete	2	Slope tapered-more favorable edges	2	0.50	0.667	0.0378	0.71	4

Fuente: FHWA, 2012.

Referencias

- American Association of State Highway and Transportation Officials. (1993). Guide for Design of Pavement Structures. United States of America.
- Castro, Pedro. (2007). Oficio DVOP-5170-07. Consejo Nacional de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas y Transportes. Costa Rica.
- Castro, Pedro. (2007). Oficio DVOP-6152-07. Consejo Nacional de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas y Transportes. Costa Rica.
- Chow, Ven Te. (1994). Open-Channel Hydraulics. Editorial: McGraw-Hill, Inc.
- Chow, Ven Te. (1994). Applied Hydrology. Editorial: McGraw-Hill, Inc.
- Coronado, Jorge. (2002). Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos. SIECA.
- Dobles, Miguel. (2013). Trazado y diseño geométrico de vías. Editorial: Editorial UCR.
- Epps, James y Corey, Marion. (1990). Cut and Fill Calculations by Modified Average-End-Area Method. Journal of Transportation Engineering Vol.116, issue 5.
- FHWA. (2012). Hydraulic Design of Highway Culverts. U.S Department of Transportation. Publication No. FHWA-HIF-12-026.
- Huang, Yang. (2004). Pavement Analysis and Design. University of Kentucky. Editorial: Pearson Education, Inc.
- LANNAMME. (2018). *Software* multicapa elástica PITRA Pave. Universidad de Costa Rica.
- LANAMME. (2011). Manual de Diseños Estándar para la Construcción de Estructuras Conexas en Carreteras. Universidad de Costa Rica.
- Ministerio de Obras Públicas y Transportes. (2010). Manual de especificaciones generales para la construcción de carreteras, caminos y puentes CR-2010. República de Costa Rica.
- Ministerio de Obras Públicas y Transportes. (1966). Normas y Diseños para la construcción de carreteras. República de Costa Rica
- Secretaria de comunicaciones y transportes. (2016). Manual de proyecto geométrico de carreteras. México.
- SIECA. (2011). Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras. Secretaria de Integración Económica Centroamericana.
- SIECA. (2000). Manual Centroamericano de Dispositivos Uniformes para el Control del Tránsito. Secretaria de Integración Económica Centroamericana.
- SIECA. (2016). Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas par la Infraestructura Vial en Centroamérica. Secretaria de Integración Económica Centroamericana.
- SICOP. (2018). Sistema Integrado de Compras Públicas: Expediente electrónico. Recuperado de: <https://www.sicop.go.cr/index.jsp>
- Valverde, German. (2011). Manual CSV: Guía para el análisis y diseño de seguridad vial de márgenes de carreteras. Universidad de Costa Rica.
- Vahrson, Wilhelm; Alfaro, Marvin; Aráuz, Ileana. (1992). Programa Morfoclimatología Aplicada y Dinámica Exogena (MADE). Escuela de Ciencias Geográficas, Universidad Nacional.
- Zúñiga, Juan Carlos. (2017). Anuario de Información de Tránsito 2017. Ministerio de Obras Públicas y Transportes.