Universidad de las Regiones Autónomas de la Costa Caribe Nicaragüense

URACCAN

Proyecto Innovador para el Desarrollo con Identidad.

Diseño de caja puente vehicular con pase peatonal Rio Long Creek Bilwi, Puerto Cabezas.

Para optar al título de Ingeniero Civil

Autores:

Br. Jader Lenin Hernández Sánchez

Br. Kevin Cleban Zamora

Br. Edson Manuel Ignacio Borst

Tutor:
Ing. Guidian Vladimir Wilson Williams

Bilwi, Puerto Cabezas, RACCN 2021

Universidad De Las Regiones Autónomas De La Costa Caribe Nicaragüense

URACCAN

Proyecto Innovador para el Desarrollo con identidad

Diseño de caja puente vehicular con pase peatonal Rio Long Creek Bilwi, Puerto Cabezas.

Para optar al título de Ingeniero Civil

Autores:

Br. Jader Lenin Hernández Sánchez

Br. Kevin Cleban Zamora

Br. Edson Manuel Ignacio Borst

Tutor:
Ing. Guidian Vladimir Wilson Williams

Bilwi, Puerto Cabezas, RACCN 2021

Dedicamos este proyecto a Dios en primer lugar por ser el dador de la sabiduría para poder culminar este proceso de nuestra formación profesional a nuestros padres y hermanos por sus apoyos y motivación incondicional.

Este proyecto está dedicado con mucho esfuerzo y amor debido a que fue una gran lucha, muchos obstáculos y barreras que romper durante este proceso, poner mucho empeño, dedicación y sobre todo perseverancia.

A la Universidad de las regiones autónomas de la costa caribe Nicaragüense (URACCAN) por permitir cumplir y llevar a la realidad nuestros sueños de niñez, a nuestro tutor **Ing. Guidian Vladimir Wilson Williams** por su apoyo durante todo el proceso de elaboración y a todas esas personas que con un grano de arena aportaron información y tiempo, de igual manera sin ellos no hubiese sido posible la culminación de este proyecto

AGRADECIMIENTO

Primeramente, agradecemos a todos nuestros familiares, por guiarnos en el camino y fortalecernos, darnos ese apoyo incondicional para empezar un camino lleno de éxito para optar a este título de “Ingeniería Civil”. A nuestros docentes que estuvieron incondicional con nosotros, nos dieron ánimos de salir adelante, fuerza para no rendirnos a mitad del camino.

Br. Jader Lenin Hernández Sánchez

Br. Kevin Cleban Zamora

Br. Edson Manuel Ignacio Borst

AGRADECIMIENTO

Primeramente, agradezco a Dios por darme la oportunidad de seguir adelante con mis metas, por cada segundo, horas y días de lo que este proyecto se haya hecho posible.

A mi tutor Ing. Guidian Wilson por su apoyo, tiempo y confianza en nuestro trabajo, su capacidad para guiar nuestras ideas que han sido un aporte invaluable, no solamente en el desarrollo de este trabajo final, sino también en nuestra formación como Ingenieros.

También es importante mencionar a todos aquellos docentes que durante 5 largos años nos estuvieron formando, compartiendo cada experiencia y conocimiento.

Br. Jader Lenin Hernández Sánchez

AGRADECIMIENTO

Primeramente, agradezco a Dios por darme la oportunidad de seguir adelante con mis metas, por cada segundo, horas y días para que este proyecto se haya hecho posible.

A mi tutor Ing. Guidian Vladimir Wilson por su apoyo, tiempo y confianza en nuestro trabajo, su capacidad para guiar nuestras ideas que han sido un aporte invaluable, no solamente en el desarrollo de este proyecto final, sino también en nuestra formación como Ingenieros civil.

También es importante mencionar a todos aquellos docentes que durante 5 largos años nos estuvieron formando, compartido cada experiencia y conocimiento.

Br. Edson Manuel Ignacio Borst

AGRADECIMIENTO

Agradezco primeramente a Dios todo poderoso por darme cada minuto de vida, por darme la oportunidad de haber concluido con esta etapa de mi vida.

A mi familia por el apoyo que me han brindado todo este tiempo, cada detalle, cada esfuerzo, no lo hubiera logrado sin ellos, a los docentes de la URACCAN que de igual manera fueron pate de nuestra formación.

Al Ing. Guidian Wilson que fue una persona clave muy importante en este proceso al habernos guiado y cumplir con los requisitos de este proyecto.

Br. Kevin Cleban Zamora

RESUMEN

Este proyecto innovador consiste en el Diseño de una caja puente vehicular con pase peatonal Rio Long Creek Bilwi, Puerto Cabezas. El proyecto se llevó a cabo entre los límites de los barrios San Judas y Nueva Jerusalén, que consistió en el diseñó una caja puente doble (que tendrá sus dos carriles, con 3.50m de ancho en rodamiento, 1.5m de hombro, con 1.25m de pase peatonal en ambas bandas al igual).

Este proyecto contempla una solución técnica para la elaboración del diseño del proyecto se llevó a cabo la realización de estudios, primeramente, un estudio global sobre dicho cauce y tramos de calles, en el cual se tomó en cuenta levantamientos topográficos, conteos vehiculares, sondeos de suelo para muestra de laboratorio y consecutivamente el diseño final.

Por ello, el diseño de esta caja puente garantizará el soporte de las demandas de tránsito, ambientales y proveerá una estructura durable que permita la circulación de los vehículos que transitan entre los barrios mencionado.

Por las razones antes mencionadas, se consideró el estudio técnico, el diseño y la construcción de esta estructura, y así poder disminuir el congestionamiento vehicular masivo existente en la ciudad en los cuales se encuentran transportes de servicios selectivos (taxis), medios privados (camionetas y motos), transporte rural y colectivos (buses y camiones).

DATOS GENERALES DEL PROYECTO.

- **Nombre de proyecto**

Diseño de caja puente vehicular con pase peatonal Rio Long Creek Bilwi, Puerto Cabezas.

- **Autores**

Br. Jader Lenin Hernández Sánchez

Br. Kevin Cleban Zamora

Br. Edson Manuel Ignacio Borst

- **Monto total del proyecto.**

El monto sin impuesto es de **$ 263,952.71 (C$ 9,370,321.205)**

El monto con impuesto es de **$ 371,552.00 (C$ 13,190,096)**

- **Entidad encargada de la ejecución**

La entidad ejecutora de este proyecto estuvo a cargo de la Alcaldía de Bilwi, Puerto Cabezas en coordinación con el Gobierno Regional Autónomo Costa Caribe Nicaragüense (GRACCN).

- **Fecha de inicio y finalización del proyecto.**

La duración de este proyecto será de 120 días (4 meses) aproximadamente.

RESUMEN EJECUTIVO

El proyecto desarrollado consiste en el Diseño de caja puente vehicular con pase peatonal Rio Long Creek Bilwi, Puerto Cabezas. Con esta construcción se pretende dar solución a la problemática que se vienen presentando décadas atrás, debido a que el diseño contempla la construcción de una caja puente doble, con un ancho total de rodamiento de las vías de 10.0 m. para un ancho de 3.5 m por carril, con hombros de 1.5m, pendiente transversal del 2.8% para lograr una rápida evacuación de las aguas superficiales.

Para la construcción del proyecto se realizó distintas actividades tales como: Estudio Topográfico**,** Estudio de Tráfico, Estudio Geotécnico, Estudio Hidrológico, Diseño de la Estructura de drenaje mayor, el costo y presupuesto de las etapas y sub etapas. El proyecto tiene como costo total de **$ 263,952.71** sin impuestos**.**

Se efectuó un levantamiento topográfico con estación total sobre la línea de la carretera en él se detallan las variaciones de cotas del terreno, lo que permitió definir la configuración del diseño.

Estudio Geotécnico: Este estudio se desarrolló con la finalidad de establecer las características Físico Mecánicas de los suelos sobre el área factible para la ejecución de la obra.

En base a lo descrito anteriormente, en el tramo Diseñado los suelos predominantes Según la Clasificación AASHTO-LRFD Versión 2014, la carga viva que será adoptada es HL-93 son suelos semi-impermeables de igual forma las especificaciones Técnicas (NIC - 2000) estos tipos de materiales no son de buena calidad.

Estudio de Tráfico: Es uno de los estudios más importantes para el dimensionamiento de pavimentos, en el que se considera las cargas más pesadas por eje esperadas en la vía de diseño en estudio, lo que determinará la estructura de pavimento de la carretera durante el período de diseño.

El conteo vehicular fue ejecutado manualmente en lapsos de siete días durante 24 horas diarias para las estaciones Permanentes y durante tres días para las estaciones de Control y Sumarias en lapsos de 12 horas diarias.

Luego de haber realizado los debidos análisis en el presente documento se utilizó una tasa de crecimiento del 1.5% anual, el cual se considera como tasa de crecimiento estable y conservadora, por medio de este valor se procedió con el cálculo del tránsito de diseño, partiendo de un tráfico de **15,361 vehículos.**

Vehículos obtenidos por medio de conteos vehiculares los que fueron proyectados a un periodo de 20 años obteniendo un resultado de **230,415 Vehículos**.

Diseño de la Estructura de drenaje mayor: Luego de obtener las características, propiedades Físicas y Mecánicas de los Materiales (Sub-Rasante y Bancos) existente en el área del proyecto y del Estudio de Tránsito Vehicular calculado se procede a efectuar el Diseño de una caja puente doble usando el programa AutoCAD CIVIL 3D el cual sigue la metodología propuesta por la AASHTO-LRFD para Puentes y Carretera, edición 2014. La carga viva que será adoptada es HL-93.

La finalidad de la construcción de estructura de drenaje mayor es que cumpla con las características necesarias para soportar las cargas durante su período de diseño, así como también resistir el desgaste superficial, razón por lo cual el peso o dimensionamiento es un tema puntual en el diseño.

ÍNDICE

DEDICAMOS **i**

AGRADECIMIENTO **ii**

AGRADECIMIENTO **III**

AGRADECIMIENTO **iV**

AGRADECIMIENTO **V**

RESUMEN **Vi**

DATOS GENERALES DEL PROYECTO. **Vii**

RESUMEN EJECUTIVO **Viii**

I.DESCRIPCIÓN DE LA SITUACIÓN CONTEXTUAL **1**

II.JUSTIFICACIÓN **3**

III.OBJETIVOS **5**

3.1OBJETIVO GENERAL: 5

3.2OBJETIVOS ESPECÍFICOS: 5

IV. METODOLOGÍA **6**

4.1 ESTUDIOS TÉCNICOS DE INGENIERÍA 6

4.1.1 ESTUDIO TOPOGRÁFICO 6

4.1.1.1 LOCALIZACIÓN DE GPS 7

4.1.1.2 METODOLOGÍA APLICADA 7

4.1.1.2.1 CONTROL PLANIMÉTRICO GEODÉSICO 7

4.1.1.2.2 CONTROL ALTIMÉTRICO 8

4.1.1.2.3 LEVANTAMIENTO DE SECCIONES (CURVAS DE NIVEL) 8

4.1.1.2.4 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO Y OTROS DETALLES 8

4.1.2 ESTUDIO GEOTÉCNICO 9

4.1.3 ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR SPT 11

4.1.3.1 ENSAYOS DE LABORATORIO 11

4.1.4 ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN 12

4.1.4.1 METODOLOGÍA DE CÁLCULO 12

4.1.4.1.1 TEORÍA DE TERZAGHI Y PECK 12

4.1.5 CORRELACIÓN ÁNGULO DE FRICCIÓN – ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT. 13

4.1.6 BANCOS DE MATERIALES 15

4.1.6.1 DESCRIPCIÓN DE BANCOS DE MATERIALES 16

4.1.6.1.1 ESTRATIGRAFÍA 16

4.1.6.1.2 BANCO TUAPI 16

4.1.6.1.3 BANCO SISIN 18

4.1.6.1.4 BANCO SANTA MARTA 19

4.1.7 ENSAYOS DE CBR 20

4.1.7.1 RESULTADOS CBR 20

4.1.7.2 CAPACIDAD DE CARGA Y NIVEL DE DESPLANTE 21

4.1.7.3 CONCLUSIONES 23

4.1.7.4 HUMEDAD NATURAL 25

4.1.7.5 CIMENTACIONES 25

4.1.8 ESTUDIO DE TRÁNSITO 28

4.1.8.1 RESULTADOS 30

4.1.9 ESTUDIO HIDROLÓGICO 30

4.1.9.1 MÉTODO RACIONAL EN CUENCAS MENORES A 3.0 KM^2 30

4.1.9.2 CAUDALES ESTIMADOS EN OBRAS DE DRENAJE MAYOR 36

4.1.9.3 METODOLOGÍA DE CÁLCULO HIDROLÓGICO EN DISEÑO DE OBRAS DRENAJE MAYOR 36

4.1.9.4 ESTIMACIÓN DE LA CURVA CN 38

4.1.9.5 SUELOS ULTISOLES 40

4.1.9.6 HIDROGRAMAS DE LAS CRECIDAS. 42

4.1.9.7 RESULTADOS DE CORRIDA DE PROGRAMA HEC –HMS CAJA PUENTE SAN JUDAS, PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 100 AÑOS 46

4.1.9.8 METODOLOGÍA DE CÁLCULO Y DISEÑO HIDRÁULICO DEL DRENAJE MAYOR 48

4.1.9.9 COEFICIENTE DE RESISTENCIA "N" 49

4.1.9.10 PENDIENTE PROMEDIO DEL CAUCE 49

4.1.9.11 BORDE LIBRE 50

4.1.9.12 METODOLOGÍA DE HEC-RAS PUENTE SAN JUDAS. 50

4.1.9.13 MODELO UTILIZADO 50

4.1.9.14 DATOS GEOMÉTRICOS 52

4.1.9.15 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING 52

4.1.9.16 DATOS DE FLUJO; CRECIDA DE DISEÑO 52

4.1.9.17 CONCLUSIONES 53

4.1.10 ESTUDIOS HIDRÁULICO. 54

4.1.10.1 ¿QUÉ ES HEC-RAS Y PARA QUÉ SIRVE? 61

4.1.10.2 CORRIDA HECRAS EN CAUCE NATURAL DE CRUCE SAN JUDAS. 62

4.1.10.3 CONCLUSIÓN: 69

V. ESTUDIO DE MERCADO 70

5.1 ESTUDIO DE MERCADO (GRAFICOS) 71

5.2 BENEFICIAROS. 71

5.2.1 BENEFICIARIOS DIRECTOS. 71

5.2.2 BENEFICIARIOS INDIRECTOS. 71

5.3 ANÁLISIS DE LA DEMANDA DEL PROYECTO 71

5.3.1 DEMANDA 71

5.3.2 OFERTA 72

VI. ESTUDIO TÉCNICO DEL PROYECTO 72

6.1 MACRO LOCALIZACIÓN: 72

6.2 MICRO LOCALIZACIÓN: 73

6.3 CRITERIOS DE DISEÑO. 73

6.3.1 OBJETIVOS ESTABLECIDOS PARA EL PROYECTO: 73

6.4 METODOLOGÍA DE DISEÑO 74

6.4.1 APLICACIÓN GEOMÉTRICA: 74

6.4.2 VEHÍCULO DE DISEÑO: 74

6.4.3 DISTANCIA ENTRE EJES 75

6.4.4 DERECHO DE VÍA DEL PROYECTO 76

6.4.5 VELOCIDAD DE DISEÑO DEL PROYECTO 76

6.4.6 NÚMERO DE CARRILES 78

6.4.7 ANCHO DE CARRIL 78

6.4.8 ANCHO DE RODAMIENTO 79

6.4.9 PENDIENTE TRANSVERSAL 79

6.4.10 PENDIENTE LONGITUDINAL MÍNIMA 79

6.4.11 PENDIENTE LONGITUDINAL MÁXIMA 79

6.4.12 SUPER ELEVACIÓN MÁXIMA 80

6.4.13 TRANSICIÓN DEL BOMBEO AL PERALTE 80

6.4.14 GRADO MÁXIMO DE CURVATURA (D) 81

6.4.15 SOBRE ANCHÓ MÁXIMO 82

6.5 SECCIÓN TÍPICA DE DISEÑO 83

6.5.1 SECCIÓN TÍPICA. 83

6.6 DESCRIPCIÓN GENERAL 83

6.7 DISEÑO ALTIMÉTRICO DEL PROYECTO 84

6.7.1 SEÑALIZACIÓN VIAL 84

6.7.2 SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL 85

6.8 DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA 86

6.8.1 EN TERRENO PLANO 86

6.8.2 EN PENDIENTE DE BAJADA Y SUBIDA 86

6.8.3 DECISIÓN PARA EVITAR MANIOBRAS 87

6.9 CONCRETO ESTRUCTURAL 87

6.9.1 BASE PARA EL PAGO: 88

6.9.2 BASE PARA PAGOS 88

6.10 ACERO DE REFUERZO 88

6.11 MATERIALES 89

6.12 MÉTODO DE MEDICIÓN 89

6.13 BASES PARA EL PAGO: 89

6.14 ANÁLISIS ESTRUCTURAL 90

6.14.1 METODOLOGÍA ESTRUCTURAL 90

6.14.2 CAJA PUENTE 90

6.14.3 IMPLEMENTACIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA 94

6.14.4 NORMAS MÍNIMAS PARA DETERMINAR CARGAS DEBIDO A SISMO (RNC07) 94

6.14.5 RESULTADOS 96

6.14.6 CONCLUSIONES 97

6.14.7 RESULTADOS DE CÁLCULO DE CAJA DE CONCRETO REFORZADO DE 13.9 M X 6.9 M 102

6.14.7.1 CÁLCULO DEL ACERO 102

6.14.7.2 CULVERT PROPERTIES 102

6.14.7.3 MATERIAL PROPERTIES 103

6.14.7.4 LOAD AND RESISTANCE FACTORS 104

6.14.7.5 REINFORCEMENT 105

6.14.7.6 ANALYSIS OPTIONS 106

6.14.7.7 ANALYSIS RESULTS 106

6.14.7.8 REINFORCING STEEL SCHEDULE 107

6.14.7.9 LOAD PARAMETERS: 108

6.14.7.10 UNFACTORED MOMENTS DUE TO ALL LOADS: (K-FT) 108

6.15 ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA DE PIEDRA. 111

6.15.1 MAMPOSTERÍA DIMENSIONADA 111

6.15.2 MAMPOSTERÍA CLASE A 111

6.15.3 MAMPOSTERÍA CLASE B 111

6.15.4 MAMPOSTERÍA DE PIEDRA BRUTA CON CEMENTO 111

6.15.5 CLASES DE MAMPOSTERÍA 112

6.15.6 BASES PARA EL PAGO: 112

VII. ESTUDIO DE ASPECTO ORGANIZATIVO Y LEGALES 112

7.1 ASPECTOS LEGALES 113

7.2 ORGANIZACIÓN Y ESTRUCTURA ADMINISTRATIVA 113

7.3 PLANIFICACIÓN Y PROGRAMACIÓN DE LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO 115

7.4 IDENTIFICACIÓN DE RIESGOS 115

7.5 ANÁLISIS DE RIESGOS 116

7.5.1 SIN CONSIDERAR MEDIDAS DE ADMINISTRACIÓN ACTUALES 117

7.5.2 CONSIDERANDO MEDIDAS DE ADMINISTRACIÓN ACTUALES 117

7.6 EVALUACIÓN DE RIESGOS. 118

7.7 ADMINISTRACIÓN 118

VIII. ESTUDIO FINANCIERO Y ECONÓMICO 120

8.1 COSTO Y PRESUPUESTO 120

IX. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL 125

X. LISTA DE REFERENCIAS 126

XI. ANEXO 130

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1 COORDENADAS PARA TRABAJO SE MUESTRA A CONTINUACIÓN: 7

TABLA 2 COORDENADAS GEODÉSICAS DE GPS: 7

TABLA 3. UBICACIÓN DE SONDEO. 9

TABLA 4. UBICACIÓN DE SONDEO MANUALES. 9

TABLA 5. UBICACIÓN DE BANCOS DE MATERIALES. 10

TABLA 6. ENSAYOS DE LABORATORIO 11

TABLA 7. CLASIFICACIÓN DE SUELO DE ACUERDO AL % DE CBR. 20

TABLA 8 ALTERNATIVA-SPT 1 22

TABLA 9 ALTERNATIVA-SPT 2 22

TABLA 10 ALTERNATIVA-SPT 3 23

TABLA 11 HUMEDAD DE LOS SONDEOS SPT1 27

TABLA 12 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA PARA ÁREA NO DESARROLLADA O RURALES 32

TABLA 13 INTENSIDADES MÁXIMAS ANUALES 34

TABLA 14 DATOS DE LA CUENCA PRINCIPAL 36

TABLA 15 DESCRIPCIÓN DEL USO DE LA TIERRA 39

TABLA 16 CURVA CN 41

TABLA 17 DATOS DE LA CAJA PUENTE SAN JUDAS 53

TABLA 18 ESTUDIOS DE MERCADO 70

TABLA 19 VEHÍCULOS SEGÚN LAS DISTANCIAS ENTRE EJES 76

TABLA 20 TIPO DE TERRENO. 78

TABLA 21 PENDIENTE LONGITUDINAL MÁXIMA. 80

TABLA 22 CRITERIOS BÁSICOS DE DISEÑO BASADOS EN LAS NORMAS DE DISEÑO. 82

TABLA 23 EN TERRENO PLANO. 86

TABLA 24 DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA. 86

TABLA 25 PENDIENTE BAJADA Y SUBIDA. 87

TABLA 26 CONCEPTO DE PAGOS CONCRETO. 88

TABLA 27 CONCEPTO DE PAGO ACERO. 89

TABLA 28 RESISTENCIA DEL CONCRETO REFORZADO 90

TABLA 29 CONCEPTO DE PAGO MAMPOSTERÍA CLASE A. 112

TABLA 30 PRESUPUESTO DE CAJA PUENTE. 121

TABLA 31 PRESUPUESTO GENERAL RESUMEN POR ETAPA. 122

TABLA 32 CRONOGRAMA FÍSICO DEL PROYECTO 124

INDICE DE GRAFICAS

GRAFICA 1 CRITERIOS PARA LA DEFINICIÓN DE LOS TIPOS DE OBRAS. 35

GRÁFICO 2 CUENCA PROMEDIO 47

GRAFICA 3 PENDIENTE DE PUENTE SAN JUDAS 58

GRAFICA 4 SECCIÓN DEL RIO LONG CREECK 62

GRAFICA 5 PERFIL DEL RIO SEGÚN ELEVACIONES PROMEDIO 64

GRAFICA 6 SECCIÓN CRUCE 0+280 65

GRAFICA 7 ESTUDIO DE MERCADO 71

GRAFICA 8 ESTUDIO DE MERCADO 71

GRAFICA 9 ESPECTRO DE REPUESTA DE ACELERACIONES 96

ÍNDICE DE IMAGEN

IMAGEN 1 UBICACIÓN DEL SITIO DEL PROYECTO. 6

IMAGEN 2 UBICACIÓN DE SONDEOS A PERCUSIÓN Y SONDEOS MANUALES. 10

IMAGEN 3 FACTOR DE CORRECCIÓN DEBIDO A LA POSICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO. 12

IMAGEN 4 ESTIMACIONES DE MEYERHOF (1957) Y PECK ET AL (1973). TOMADO DE DEVICENZI Y FRANK (2004) 14

IMAGEN 5 TRANSFORMACIONES DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN EFECTIVO SEGÚN LA ENERGÍA TRANSFERIDA. 15

IMAGEN 6 BANCO DE MATERIAL TUAPI. 17

IMAGEN 7 BANCO DE MATERIAL SISIN. 18

IMAGEN 8 BANCO DE MATERIAL SANTA MARTA. 19

IMAGEN 9 MUESTRAS DE LOS SONDEOS GEOTÉCNICOS 23

IMAGEN 10 SONDEO NÚMERO 1 PROFUNDIDAD 10.75 M. 27

IMAGEN 11 TAMIZADO 28

IMAGEN 12 UBICACIÓN DE PROYECTO 40

IMAGEN 13 DIRECCIONES CERCANAS DEL PROYECTO 43

IMAGEN 14 CUENCA DE DRENAJE 46

IMAGEN 15 MACRO LOCALIZACIÓN. *FUENTE: GOOGLE EARTH PRO* 72

IMAGEN 16 MICRO LOCALIZACIÓN *FUENTE: GOOGLE EARTH PRO* 73

IMAGEN 17. (CARACTERÍSTICAS DEL VEHÍCULO DE DISEÑO, BUS CIUDAD, 40 PASAJEROS) 75

IMAGEN 18 SECCIÓN TÍPICA DE DISEÑO 83

IMAGEN 19 PROPIEDADES DE LA CAJA PUENTE DE 13.00 M X 3.30 M 91

IMAGEN 20. CARGAS ESTÁTICAS APLICADAS A LA CAJA 92

IMAGEN 21. DISTRIBUCIÓN DE VARILLAS DE REFUERZO LONGITUDINALES DE LA CAJA 93

IMAGEN 22. SIGNIFICADO DE LA NOMENCLATURA DE LAS VARILLAS UTILIZADAS 93

IMAGEN 23. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE NICARAGUA 94

IMAGEN 23 MAPA DE ISOACELERACIONES PARA NICARAGUA 95

IMAGEN 24 ANÁLISIS ESTRUCTURAL PERFIL 1 97

IMAGEN 25 ANÁLISIS ESTRUCTURAL PERFIL 2 98

IMAGEN 26 ANALISIS ESTRUCTURAL PERFIL 3 98

IMAGEN 27 ANÁLISIS ESTRUCTURAL PERFIL 4 99

IMAGEN 29 ANÁLISIS ESTRUCTURAL PERFIL 6 99

IMAGEN 30 ANÁLISIS ESTRUCTURAL PERFIL 7 100

IMAGEN 31 ANÁLISIS ESTRUCTURAL PERFIL 8 100

IMAGEN 32 ANÁLISIS ESTRUCTURAL PERFIL 9 101

IMAGEN 33 ANÁLISIS ESTRUCTURAL PERFIL 10 101

IMAGEN 34 ANÁLISIS ESTRUCTURAL PERFIL 11 102

IMAGEN 35 ANÁLISIS ESTRUCTURAL PERFIL 12 102

I. Descripción de la Situación contextual

El municipio de Puerto Cabezas se encuentra ubicado al noreste de la región autónoma costa caribe norte, teniendo como cabecera municipal la ciudad de Bilwi-Puerto Cabezas, ubicada en el litoral caribeño del municipio. Cuenta con una extensión territorial de 5,984.81 km2 el municipio se localiza entre las coordenadas 14° 01' latitud norte y 83° 23' longitud Oeste.

La cabecera municipal está ubicada a 526 km de Managua capital de la Republica de Nicaragua el cual limita con los siguientes municipios:

Al Norte: Municipio de Waspam
Al Sur: Municipio de Prinzapolka
Al este: Mar Caribe
Al oeste: Municipio de Rosita Y Waspam

El proyecto se localiza entre los barrios San Judas y Nueva Jerusalén, la caja puente que estará ubicado sobre el lecho del Rio Long Creek, toma rumbo al este con dirección a la Policía Nacional y al oeste con dirección a la Terminal de Buses. El barrio San Judas cuenta con un área de 342,605.89m^2, y una cantidad de 983 habitantes mientras tanto el barrio Nueva Jerusalén cuenta con un área de 573,574.75m^2, y con una cantidad de 1,235 habitantes.

El municipio de Puerto Cabezas tiene como principal actividad económica la pesca y la agricultura También tiene actividad forestal y comercio.

El Municipio cuenta con extensas zonas dedicadas al cultivo de pinos y bosques latifoliados que podrían generar ingresos a la población, sin embargo, estas riquezas son explotadas por las empresas madereras (*Instituto Nacional Forestal, Informe Anual* - MADENSA; *1,999*)**.**

Dadas las características biofísicas del Municipio, el sector pesquero ocupa un lugar privilegiado. Existe un gran número de industrias que se dedican a la pesca, procesamiento y comercialización de los recursos faunísticos marinos. En el municipio existen 5 empresas pesqueras, 26 barcos langosteros, 4 camaroneros y

30 centros de acopio. Entre las empresas más importantes figuran: NAFCOSA, COPESCHARLE, PLANTA SAN MIGUEL, PROMARNIC, FLOTAMAR, MAR AZUL.

En el ámbito social Puerto Cabezas está estructurada en 26 barrios y 7 asentamientos progresivos en el casco urbano (Censo Catastral *Enacal, 2019)* con 99 comunidades en el área rural, distribuidas en 4 sectores de la siguiente forma. Municipio de Waspam con 16 comunidades, Municipio de Rosita con 25 comunidades, Municipio de Prinzapolka con 17 y litoral norte con 13 comunidades.

En los dos últimos años el municipio de Puerto Cabezas se está realizando la planificación para el desarrollo del municipio con la participación activa de distintos sectores de los pueblos indígenas afrodescendiente y mestizos costeños del municipio de Puerto Cabezas instituciones estatales y no estatales, sindicatos y la sociedad civil organizada y no organizada. *(Manejo de desechos sólidos en la ciudad de Bilwi, Puerto Cabezas 2012)*

Según Índice de Desarrollo Humano (IDH), el desarrollo humano es el nivel en que las personas tienen satisfecha sus necesidades básicas, con la cual mejoran sus condiciones de vida. Entre estas necesidades se puede mencionar la educación, salud, abastecimiento de agua, fuentes de ingresos, ambiente sano y otras necesidades que requiere la familia. A continuación, se presentan los niveles para las condiciones de vida (ICV), en la cual fue evaluada la población de la RACCN. *(Manejo de desechos sólidos en la ciudad de Bilwi, Puerto Cabezas 2012)*

Por el lado ambiental, el incremento rápido de la población en Bilwi, del sector comercio (mercados, pulperías, restaurantes, bares, discotecas y otros) y del sector empresarial ha contribuido a la generación e incremento de disposiciones incontroladas de una cantidad considerable de residuos sólidos.

El botadero de todos estos desechos se encuentra a tan solo 8 km de la ciudad lo que provoca un incremento de riesgo de brotes epidémicos por enfermedades de origen vectorial, de igual manera a la contaminación de aguas superficiales, subterráneas con riesgo de enfermedades de origen hídrico y dérmico *(Manejo de desechos sólidos en la ciudad de Bilwi, Puerto Cabezas, 2015)*

II. Justificación

La caja puente consistió en un proyecto con ubicación en la ciudad de Bilwi, municipio de Puerto Cabezas. El fin trascendental por el cual se construyen cajas puentes es el de acercar lugares, unir caminos o comunicar dos espacios Geográficos distantes o separados por algo. Así se pueden ejecutar actividades mercantiles, turísticas, recreativas entre otras.

Con la iniciativa de este proyecto se pretende construir una nueva estructura para la población de Puerto Cabezas que venga a brindarnos mayor seguridad y mejorar las actividades diarias, esto viene a beneficiar a los pobladores de dicho barrio y barrios vecinos como también a los pobladores de toda la ciudad ya que tendrán una alternativa más directo dependiendo en el sector que se encuentre viviendo.

Se propone el diseño estructural de una caja puente sobre el rio Long Creek que conecta los barrios San Judas y Nueva Jerusalén, tomando en consideración los parámetros de diseño especificado por las normas de la American Association of state highway and transportation officials (AASHTO), Método de diseño por factores de carga y resistencia) para así garantizar tanto el funcionamiento de la estructura como la vida útil establecida de y por consiguiente minimizar el embotellamiento de tráfico en temporadas lluviosas.

Debido a que las vías que dan entrada y salida de la ciudad son pocas comparada con la demanda de usuarios en general a estas vías, surge la necesidad de activar esta nueva vía que actualmente está limitado el pase a solo peatones por su magnitud y estructura.

La condición actual de la estructura existente no cuenta con las dimensiones ni estudios necesarios no puede dar paso a los usuarios en tiempos lluviosos, por eso se plantea la construcción de un puente que posea las condiciones óptimas para satisfacer dichas necesidades.

Este proyecto posee múltiples beneficios abarcando la parte social y Ambiental, así como la parte económica de los pobladores y la ciudad permitiendo el desarrollo de innovación de los pobladores que generarán empleos y establecimiento de negocios

mediante la creación de negocio permitiendo así un nuevo ingreso a las familias de estos barrios de la ciudad de Bilwi, Puerto Cabezas.

A como ya anteriormente se mencionó que Bilwi, Puerto Cabezas cuenta solo con una vía alterna y no debería ser así ya que dicha ciudad tiene comunidades aledañas al norte, oeste y sur de la ciudad. Tomando en cuenta que años atrás se tenía una vía la cual está ubicado entre los barrios Alemán y Loma Verde sector Jacobo Francis dando salida y tomando como calle principal a la calle que esta frente al Juzgado lo cual podría ser la segunda vía alterna para salir fuera de la ciudad.

III. Objetivos

3.1 Objetivo general:

- Diseñar una caja puente vehicular con pase peatonal en Rio Long Creek en Bilwi, municipio de Puerto Cabezas.

3.2 Objetivos específicos:

- Realizar estudios básicos de ingeniería para el diseño de la caja puente como: hidrológicos, suelo, topográficos y tránsito para el diseño de la caja puente vehicular con pase peatonal.
- Diseñar la estructura de la caja puente mediante el método AASHTO (LRFD).
- Elaborar planos del puente vehicular.
- Elaborar presupuesto del proyecto.
- Realizar cronograma de ejecución física.

IV. Metodología

4.1 ESTUDIOS TÉCNICOS DE INGENIERÍA

4.1.1 Estudio Topográfico

El presente documento corresponde al Informe de levantamiento topográfico del proyecto: “Diseño de caja puente vehicular con pase peatonal Rio Long Creek Bilwi, Puerto Cabezas”

Para la realización del levantamiento de campo se utilizaron instrumentos de precisión (Estación Total, GPS doble frecuencia y Nivel de Precisión), se dispuso de una cuadrilla de campo para el levantamiento planimétrico y altimétrico; recolectando información topográfica del terreno, identificando todos los accidentes geomorfológicos.

Los estudios topográficos nos brindaron información gráfica de las características del proyecto, permitiendo generar los niveles del terreno y lo accidentado de la superficie. Con estos estudios las otras especialidades tienen la información base para generar resultados acertados de las condiciones del lugar de interés, es decir, los estudios topográficos son el inicio de la obra.

Imagen 1 Ubicación del sitio del proyecto.

4.1.1.1 Localización de GPS

Para la realización de levantamiento y colocación de GPS, se utilizó el equipo necesario principal que es el GPS, Marca Leica serie 1200, con receptor SRS30, con el fin de colocar puntos de control en el sitio de estudio, para la determinación de coordenadas mediante sistemas satelitales con niveles de precisión, describiéndose coordenadas geocéntricas (X, Y, Z), que se muestran a continuación:

Tabla 1 Coordenadas para trabajo se muestra a continuación:

Mojón No.	X	Y	Z
BM - 1	241,428.192	1,553,826.132	4.715
BM - 2	241,535.120	1,553,806.653	5.7405

Tabla 2 Coordenadas geodésicas de GPS:

Coordenadas Geodésicas de GPS				
Mojón No.	**X**	**Y**	**Z**	**Factor de Escala**
BM - 1	241,428.147	1,553,826.140	4.715	**1.00042504417**
BM - 2	241,535.120	1,553,806.653	5.7405	

4.1.1.2 Metodología Aplicada

4.1.1.2.1 Control Planimétrico Geodésico

Con la asistencia de un equipo de GPS de precisión marca LEICA GPS 500-SRS 530, se establecieron 2 (dos) puntos de control horizontal en el sitio, estos puntos de control son fijados en mojones de concreto.

El sistema de observaciones es al menos 4 Horas por punto, donde los puntos colocados se obtuvieron más de 1,000 observaciones satelitales, donde estos intervalos son dirigidos a garantizar la colocación con equipos doble frecuencia (L1+L2).

Procediéndose con el programa LEICA OFFICE al post procesamiento de datos de las observaciones satelitales con corrección diferencial. La forma habitual de determinar las coordenadas de un punto es enlazar por medios topográficos con una red geodésica. De esta forma se tiene que las coordenadas geodésicas están referidas a un sistema geodésico: elipsoide y datum.

4.1.1.2.2 Control Altimétrico

Para el control altimétrico del local se utilizaron los mismos documentos que prevén utilizarse para el control horizontal.

El Control altimétrico consiste en la documentación y de los mojones correspondientes a la poligonal de control, donde se hará su respectiva ficha por cada uno, ver en anexo esquema a presentar. El proceso de control altimétrico a realizarse se considera implementar el siguiente procedimiento basados en las diferencias acorde a las morfologías de lugar:

4.1.1.2.3 Levantamiento de Secciones (Curvas de Nivel)

El levantado de las secciones cubrirá todos los detalles de propiedades, malla, postes de electricidad, postes telefónicos, calles colindantes y cualquier detalle dentro de la propiedad, que permita de igual manera la construcción de las curvas de nivel del proyecto. El intervalo de presentación de curvas es a cada 0.50 metros (Las Menores) y a 2.00 metros (Las Mayores).

Se procedió a realizar levantamiento de secciones transversales a 10 metros, aguas arriba (300 metros), aguas abajo (250 metros) y posteriormente determinaron las curvas de nivel por medio de procesos de interpolación.

4.1.1.2.4 Levantamiento Topográfico y Otros Detalles

Este levantamiento consiste principalmente en la descripción detallada del lugar, contemplando el área que corresponde. Basado en los requerimientos establecidos, se procedió a realizar el levantamiento, detallando todo a su alrededor, estructuras

existentes entre otros pormenores, tomando siempre en consideración los puntos de referencia establecidos a inicio del levantamiento (GPS).

A continuación, se listan todos los puntos levantados en campo correspondientes al proyecto, en donde Y corresponde a la coordenada Norte, X a la coordenada Este y Z es el dato de elevación del punto recolectado (anexos).

4.1.2 Estudio Geotécnico

Para realizar el estudio geotécnico de cimentación se efectuaron tres (3) sondeos a percusión y cuatro (4) sondeos manuales, y la identificación de bancos de materiales, los sondeos se ubicaron de común acuerdo a los criterios establecidos en dependencia a la necesidad del proyecto. A continuación, se muestran las tablas de coordenadas de ubicación de los sondeos SPT y Sondeos Manuales.

Las ubicaciones de los sondeos se encuentran detalladas en la siguiente tabla:

No. Sondeo	Profundidad (m)	Coordenadas UTM GWS 84		Elevación *msnm	Objeto del Sondeo
		Este (X)	Norte (Y)		
SPT-1	10.75	241469.361	1553815.978	4.39	Análisis de Cimentación
SPT-2	8.10	241427.073	1553844.684	3.781	
SPT-3	7.20	241443.705	1553813.655	2.476	

Tabla 3. Ubicación de sondeo.

No. Sondeo Manual	Profundidad (m)	Coordenadas UTM GWS 84		Elevación *msnm	Objeto del Sondeo
		Este (X)	Norte (Y)		
1	1.50	241605.516	1553711.335	7.011	Análisis de Cimentación
2	1.50	241545.274	1553792.124	6.131	
3	1.50	241374.299	1553882.345	5.143	
4	1.50	241310.542	1553858.154	5.102	

Tabla 4. Ubicación de sondeo Manuales.

No. Bancos	Coordenadas UTM GWS 84		Distancia (km)
	Este (X)	Norte (Y)	
1	244683.00	1557620.00	7.8
2	223614.00	1579568.00	40.3
3	216367.00	1584931.00	50.5

Tabla 5. Ubicación de bancos de materiales.

Se perforó un total de 26.05 m entre los tres sondeos a percusión. En la siguiente figura: “Ubicación de Sondeos a Percusión y Sondeo Manuales”, se presentan los sitios donde se ubicaron las perforaciones programadas en la etapa de gabinete del proyecto.

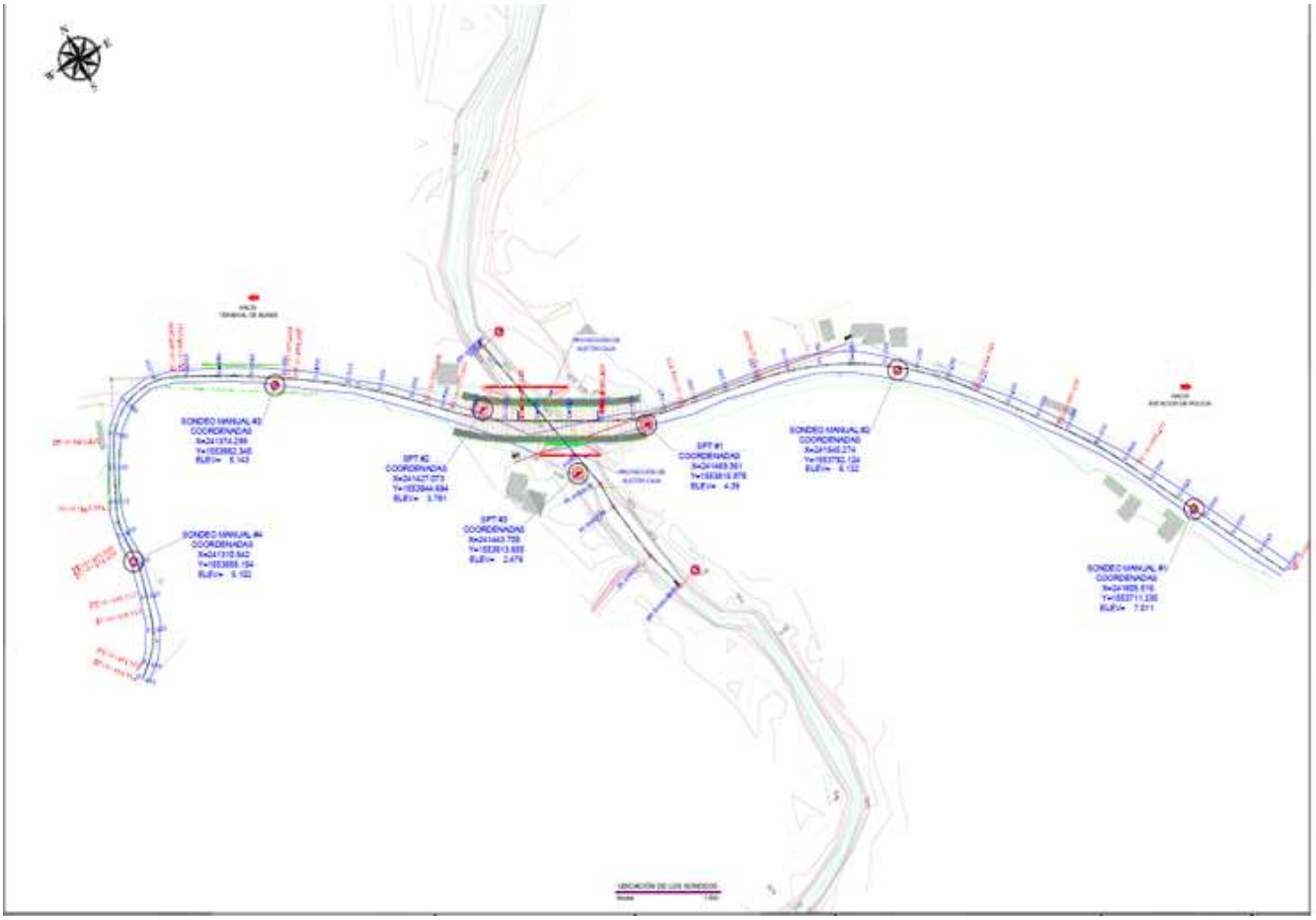


Imagen 2 Ubicación de sondeos a percusión y sondeos manuales.

4.1.3 ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT

Los trabajos de perforación se efectuaron con una máquina Perforadora marca **ACKER DRILL –** modelo **ACE**, provista con todos sus aditamentos para la exploración de suelos por el método de percusión. Durante la ejecución de los sondeos se realizó para cada etapa de perforación el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) de acuerdo al método ASTM D – 1586, extrayéndose de manera continua muestras semi-alteradas del sub-suelo por medio de la cuchara partida (CN) o penetrómetro normal (Split Spoon).

4.1.3.1 ENSAYOS DE LABORATORIO

Las muestras obtenidas de los sondeos, se sometieron a los siguientes tipos y procedimientos de ensayos de laboratorio:

No	Tipo de Ensayo	Asignación
1	Granulometría	AASHTO T 88
2	Límites de Attemberg	AASHTO T 89
3	Humedad Natural	
4	Ensayo de resistencia a la compresión simple	ASTM C 39, AASHTO T22
5	CBR	ASTM D-1883

Tabla 6. Ensayos de Laboratorio

Con los resultados obtenidos de los dos primeros tipos de ensayos, se clasificaron los suelos de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.).

4.1.4 ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

4.1.4.1 Metodología de Cálculo

4.1.4.1.1 Teoría de Terzaghi y Peck

Después de analizar los gráficos de perforación, correlacionando los Ensayos de Resistencia a la Penetración Estándar (SPT) y tomando en cuenta la estratigrafía del sub-suelo, se aplica como metodología de cálculo, la presentada los Ingenieros, **Karl Von Terzaghi** (1883-1963) y **Ralph Brazelton Peck** (1912-2008). La cual propone una fórmula sencilla para la carga admisible que podría soportar una cimentación, apoyada sobre la superficie de un suelo dada por:

$$q_{adm} = 720 \cdot (N_{cor} - 3)\left(\frac{B+1}{2 \cdot B}\right)^2 \cdot 4.88 \cdot R$$

En donde q_{adm} (Carga Admisible), la cual esta expresada en kg/cm², y se obtiene aplicando los siguientes criterios:

N_{cor} = Número de Golpes Corregidos N'70.

B= Ancho de la Cimentación en pies (Propuesto).

R = factor de corrección debido a la posición del nivel freático.

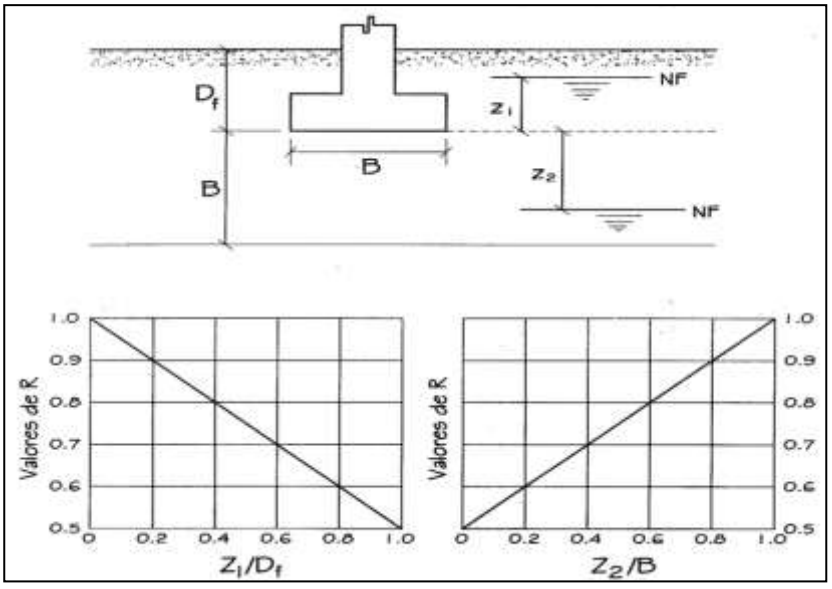


Imagen 3 Factor de corrección debido a la posición del nivel freático.

4.1.5 CORRELACIÓN ÁNGULO DE FRICCIÓN – ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT.

El ángulo de rozamiento interno o ángulo de fricción es una propiedad de los materiales granulares el cual tiene una interpretación física sencilla, al estar relacionado con el ángulo de reposo o máximo ángulo posible para la pendiente de un conjunto de dicho material granular. En un material granuloso cualquiera el ángulo de reposo está determinado por la fricción, la cohesión y la forma de las partículas, pero en un material sin cohesión y donde las partículas son muy pequeñas en relación al tamaño del conjunto el ángulo de reposo coincide con el ángulo de rozamiento interno. Es especialmente importante en mecánica de suelos para determinar tanto la capacidad portante como la resistencia al deslizamiento de un terreno arenoso.

El ángulo de rozamiento interno a veces interviene en el diseño de equipos para el procesado de partículas sólidas. Por ejemplo, se puede usar para diseñar un silo de almacenaje o el dimensionado de una cinta transportadora para materiales granulosos. E igualmente en geotecnia y geología el ángulo de rozamiento interno es importante para determinar la estabilidad de taludes, la resistencia de una cimentación o para el cálculo del empuje de tierras.”

Los datos que se obtienen del SPT permiten estimar el ángulo de rozamiento interno de los suelos granulares, bien indirectamente, deducido de los valores estimados de la densidad relativa, o bien directamente a partir de N (siendo esta la tendencia actual).

En la siguiente figura se presentan conjuntamente los ábacos propuestos por Meyerhof (1957) y Peck et al. (1973).

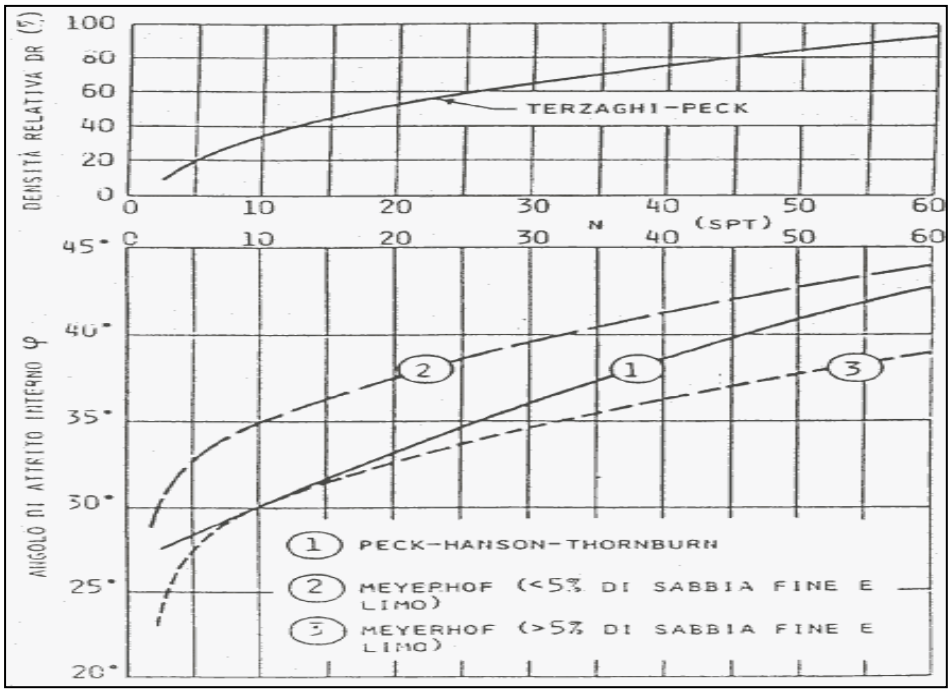


Imagen 4 Estimaciones de Meyerhof (1957) y Peck et al (1973). Tomado de Devicenzi y Frank (2004)

Las expresiones propuestas por Meyerhof (1957) son las siguientes (expresada la DR en %):

- Para un porcentaje en arena fina y limo >5%: $\varphi = 25 + (0.15\ DR)$
- Para un porcentaje en arena fina y limo <5%: $\varphi = 30 + (0.15\ DR)$

Las curvas de Peck pueden expresarse en forma de función tal como se indica a continuación:

$$\varphi = 27.1 + 0.30\ N - 0.00054\ N^2$$

(Peck 1974, Das 1995, Woff 1989). Probablemente esta sea una de las correlaciones con mayor aval.

Existen otras numerosísimas propuestas para estimar f a partir de N, de entre las cuales pueden indicarse la de Muromachi (1974):

$$\varphi = 20 + (3.5\ N^{1/2})$$

y la propuesta por Giuliani y Nicoll (1982) mediante métodos estadísticos; esta relación no es válida para arenas finas limosas saturadas con bajos valores de N:

$$\tan \varphi = 0.575 + (0.361\ DR^{0.866})$$

Como última estimación se presenta la correlación de De Mello (1971). Para valores bajos de σ'vo (<10 kPa), f resulta sobrevalorado; también para valores de f > 38º (Cestari, 1990).

Autor	Año	Ecuación	Transformación
Terzaghi & Peck [1]	1948	$\phi' = 28{,}5 + 0{,}25N_{1_{45}}$	$\phi'_{45} = 28{,}5 + 0{,}25N_{1_{45}}$
Peck *et al.* [19]	1953	$\phi' = 26{,}25\left(2 - \left(e^{\frac{-N_{1_{45}}}{62}}\right)\right)$	$\phi'_{45} = 26{,}25\left(2 - \left(e^{\frac{-N_{1_{45}}}{62}}\right)\right)$
Kishida [20]	1969	$\phi' = 15 + \sqrt{20N_{1_{75}}}$	$\phi'_{45} = 15 + \sqrt{12{,}5N_{1_{45}}}$
Schmertmann [16]	1970	$\phi' = \tan^{-1}\left[\left(\frac{N_{1_{60}}}{32{,}5}\right)^{0.34}\right]$	$\phi'_{45} = \tan^{-1}\left[\left(\frac{N_{1_{45}}}{43{,}3}\right)^{0.34}\right]$
JNR (Japan National Railway) [21]	1999	$\phi' = 27 + 0{,}30N_{1_{75}}$	$\phi'_{45} = 27 + 0{,}1875N_{1_{45}}$
JRB (Japan Road Bureau) [21]	1986	$\phi' = 15 + \sqrt{15N_{1_{75}}}$	$\phi'_{45} = 15 + \sqrt{9{,}375N_{1_{45}}}$
Hatanaka & Uchida [22]	1996	$\phi' = \sqrt{20N_{1_{75}}} + 20$	$\phi'_{45} = \sqrt{12{,}5N_{1_{45}}} + 20$
Montenegro & González [8]	2014	$\phi' = 12{,}79 + \sqrt{25{,}86N_{1_{75}}}$	$\phi'_{45} = 12{,}79 + \sqrt{16{,}16N_{1_{45}}}$

Imagen 5 Transformaciones del ángulo de fricción efectivo según la energía transferida.

4.1.6 BANCOS DE MATERIALES

En la búsqueda de bancos de materiales para la ejecución del proyecto "**Diseño de caja puente vehicular con pase peatonal Rio Long Creek Bilwi, Puerto Cabezas",** se localizaron tres bancos ubicados en las comarcas cercanas al proyecto estos bancos son:

- **TUAPI A 7.8 km. sobre carretera Bilwi – Tuapi.**
- **SISIN A 40.3 km. sobre carretera Bilwi – Managua.**
- **SANTA MARTA A 50.5 km. sobre carretera Bilwi – Managua.**

A un nivel local, las acumulaciones de gravas fungen como Centros de Acopios de las cooperativas o comunidades al igual que las arenas en ciertas porciones del terreno en el área de influencia del Proyecto son explotadas como bancos de materiales de las comunidades.

La investigación de estos bancos de materiales fue realizada con el propósito de definir el uso de los materiales que serán incorporados a la infraestructura proyectada de la nueva Caja Puente ubicado en Región Autónoma Costa Caribe Norte en la ciudad de Puerto Cabeza- Bilwi en el barrio San Judas. Para ello, se definen (3) sectores de los bancos de materiales, estos se definieron de acuerdo al uso propuesto para el proyecto como lo es el uso para concreto de los aletones de la Caja Puente y para la construcción de 350 m del mejoramiento de carretera para el acceso a la obra a desarrollar. Para este estudio se realizaron reconocimiento de bancos de materiales existentes cercanas al sitio del proyecto.

Posterior mente una vez definidos los bancos de materiales, se realizó una exploración programada, para conocer la naturaleza de los estratos que constituyen el subsuelo y definir las características físicas mecánicas y la calidad de cada material, realizándoles análisis granulométrico y límite para esta importante obra.

4.1.6.1 Descripción de Bancos de Materiales

4.1.6.1.1 Estratigrafía

Los bancos de materiales para este proyecto se encuentran entre las comunidades TUAPI, SISIN y SANTA MARTA presentan una clasificación en base a su análisis realizado en el laboratorio de granulometría y limite descritas a continuación:

4.1.6.1.2 Banco Tuapi

En el sitio del banco ubicado en la comunidad del mismo nombre con coordenadas 244683 E, 1557620 N, este se encuentra a 7.8 km aproximadamente del sitio del proyecto, en este banco de material se tomaron tres muestras y se verifico la calidad de los materiales en pruebas de laboratorio a distintas profundidades para su respectivo análisis y clasificación. Con los análisis realizados en el laboratorio de granulometría y limites tenemos que a los 0.37 m tenemos un estrato de color café amarillento clasificación de acuerdo al sistema AASHTO de ARCILLAS INORGÁNICAS CON DÉBIL O MEDIANA PLASTICIDAD (CL), Este estrato tiene

un índice de plasticidad de 24.97% y su límite liquido es de 42.37 % sus partículas pasan 93.59% el tamiz de N° 4 y el 54.18 % el tamiz No.200.

A los 0.85 m se encuentro un estrato de 0.48 m de espesor de color café claro de acuerdo a los resultados obtenidos en el laboratorio se clasifica como un suelo de ARENAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y ARCILLAS (SC), este tiene un índice de plasticidad de 21.29% y un límite liquido de 35.76% sus partículas pasan 91.50% el tamiz N° 10 y el 48.68% el tamiz N°200.

Seguidamente a los 2.20 m se encuentro un estrato de 1.35 m de espesor de color café rojizo clasificado como una ARENA ARCILLOS, MEZCLA DE ARENA Y ARCILLAS (SC) este es el estrato de mayor espesor con un índice de 19.76% y su límite liquido de 32.45 % y sus partículas pasan el 76.20 % el tamiz N°4 y el 27.19 % el tamiz N°200.

De acuerdo a los resultados físico-mecánicos, este, cuenta con propiedades para su utilización como agregado y en dosificaciones con otros bancos a diferentes porcentajes para garantizar capacidad portante para capas adyacentes, siempre y cuando se garantice con valores de compactación igual mayor al 95% Proctor Estándar.

Imagen 6 Banco de material Tuapi.

4.1.6.1.3 Banco Sisin

En el sitio del banco ubicado en la comunidad del mismo nombre con coordenadas 223614 E, 1579568 N, este se encuentra a 40.3 km del sitio del proyecto, con los análisis realizados en el laboratorio de granulometría y límite para determinar la calidad de este banco. Determinando asi su clasificación de acuerdo al sistema AASHTO en una ARENAS MAL GRADUADAS, CON POCOS FINOS (SP) de color amarillento claro, Este banco de material la muestra analizada fue tomada del acopio de este banco; clasificándose como un material no plástico ya que su contenido de fino del 100% de la muestra el solamente el 3% de esta es fino un 67% de contenido arena y un 30% de material gruesos de la muestra, sus partículas pasan 70.44% el tamiz de N° 4 y el 3.01 % el tamiz No.200.

De acuerdo a los resultados físico-mecánicos, este, cuenta con propiedades para su utilización como agregado fino para mezclas de concreto con cierta deficiencia en los tamaños de partícula desde el tamiz N° 3/8” hasta el N°.4 esta sus partículas no cumplen el grado de finura de las partículas. Por igual, este material bajo la dosificación con otros bancos a diferentes porcentajes brinda capacidad portante para capas adyacentes, siempre y cuando se garantice con valores de compactación igual mayor al 95% Proctor Estándar.

Imagen 7 banco de material Sisin.

4.1.6.1.4 Banco Santa Marta

En el sitio del banco ubicado en la comunidad del mismo nombre con coordenadas 216367 E, 1584931 N, este se encuentra a 50.5 km del proyecto aproximadamente, con los análisis realizados en el laboratorio de granulometría y límite, Intemperismo acelerado, absorción y caras achatadas para definir la calidad de este banco de material; se clasifica de acuerdo al sistema AASHTO en GRAVA BIEN GRADUADA CON ARENA de color gris con pintas amarillas. Este banco de muestra se clasifica como un material no plástico ya que sus contenido de fino del 100% de la muestra el solamente el 1% de esta es fino un 18% de contenido arena y un 81 % de material gruesos de la muestra, sus partículas pasan 19% el tamiz de N° 4 y el 1 % el tamiz N°200.

Imagen 8 Banco de material santa marta.

Este material de acuerdo a los resultados obtenidos, este se recomienda para utilizarse como agregado grueso en las dosificaciones de concreto a las diferentes resistencias propuestas. Por igual, este cuenta con un porcentaje de absorción adecuado para su uso recomendado.

4.1.7 ENSAYOS DE CBR

Los suelos de las tres muestras tomadas para la ejecución de los ensayos CBR, fueron tomada de sondeo manual 1, sondeo manual 3 y de la mezcla de bancos de materiales; para la muestra 1 de sondeo manual 1 clasificados como A-1-a (0) GRAVAS LIMOARCILLOSAS, MEZCLA DE GRAVA, ARENA, LIMO Y ARCILLA, para sondeo manual 3 en un A-7-6 (6) ARENAS ARCILLOSAS, MEZCLA DE ARENA Y ARCILLA y para la mezcla de bancos de materiales en un A-2-4 (0) ARENAS ARCILLOSAS, MEZCLA DE ARENA Y ARCILLA, seguidamente se muestra tabla de clasificación de suelo de acuerdo al porcentaje de los CBR y su uso.

CBR	Clasificación cualitativa del suelo	Uso
2-5	Muy mala	Subrasante
5-8	Mala	Subrasante
8-20	Regular-Buena	Subrasante
20-30	Excelente	Subrasante
30-60	Buena	Sub-base
60-80	Buena	Base
80-100	Excelente	Base

Tabla 7. Clasificación de suelo de acuerdo al % de CBR.

De acuerdo a los resultados obtenido de las pruebas de CBR realizada a las muestras para la determinación de diseño del terraplén para el proyecto se describe a continuación.

4.1.7.1 RESULTADOS CBR

Los resultados de los ensayes CBR que se realizaron para el sondeo manual muestra 1; indican que para el 90% del grado de compactación del material dio como resultado el valor de 46.7%, para el de 95% material tenemos un valor de 155.70% y para el 100% un valor de 25.27%.

Los resultados de los ensayes CBR que se realizaron para el sondeo manual muestra 1; indican que para el 90% del grado de compactación del material dio

como resultado el valor de 1.88%, para el de 95% material tenemos un valor de 5.65% y para el 100% un valor de 6.9%.

Los resultados de los ensayes CBR que se realizaron para el sondeo manual muestra 1; indican que para el 90% del grado de compactación del material dio como resultado el valor de 2.51%, para el de 95% material tenemos un valor de 7.53% y para el 100% un valor de 16.6%.

Los resultados obtenidos para las muestras ensayadas se encontraron suelos para el CBR del sondeo manual 1 clasificado en base a la tabla de clasificación de suelo de acuerdo al porcentaje en el valor del CBR es de uso sub-base con capacidad portante buena, para el sondeo manual 3 es de uso subrasante con capacidad portante muy mala y para la mezcla de los bancos de materiales es de uso subrasante con capacidad portante muy mala siendo esto conveniente para el tipo de cimentación a definir.

4.1.7.2 Capacidad de Carga y Nivel de Desplante

De acuerdo a los parámetros expresados anteriormente, hemos determinado las profundidades mínimas recomendadas para cimentar, así como las correspondientes presiones admisibles del suelo y alternativas de cimentación sugeridas.

Nuestro análisis se basa tomando como referencia el nivel del Terreno Natural existente a la hora de la realización del sondeo SPT y a la profundidad de los estratos con la resistencia óptima para desplantar las fundaciones, en base a estas consideraciones establecemos las consideraciones para los niveles de desplante del Proyecto**.**

La litología encontrada, denota suelos de arenas arcillosas y arenas limosos con propiedades físicos mecánicas regulares para una cimentación, donde se deberá de considerar la remoción de estas, y desplantar en un estrato firme, donde se garantice al menos una capacidad admisible no menor a los 0.5 kg/cm² evitando así los asentamientos.

De acuerdo a los resultados obtenidos en el cálculo de cimentación, denota que la profundidad en las que se pueden cimentar nuestra estructura son las siguientes: para el sondeo SPT 1 se encuentra a los 3.19 m de profundidad aproximadamente, para el SPT 2 se encuentra a los 3.58 m y para el SPT 3 se encuentra a los 5.37 m aproximadamente: Se presenta la capacidad portante para las alternativas de cimentación:

Se presenta la capacidad portante para las alternativas de cimentación:

Tabla 8 alternativa-SPT 1

ALTERNATIVA - SPT 1				C. Elevación: 4.39 m		
B Ancho de Cimentación Propuesto	N Golpes Corregido	Cota Minima de Desplante (m) *	Presión Admisible del Sub-Suelo q_{adm} (Kg/cm²)	Espesor Relleno Mejoramiento (m)	Sobre Ancho minimo del Relleno (m)	Profundidad de la Excavación (m) *
1.00		4.39				
	6.00	3.90	**0.34**	0.00	0.00	0.49
	8.30	3.00	**0.59**	0.00	0.00	1.39
	12.00	2.60	**1.01**	0.00	0.00	1.79
	6.70	2.10	**0.41**	0.00	0.00	2.29
	10.00	1.70	**0.79**	0.00	0.00	2.69
	21.90	1.20	**2.12**	0.00	0.00	3.19
	19.40	-3.70	**1.84**	0.00	0.00	8.09
	16.60	-4.20	**1.53**	0.00	0.00	8.59
	47.20	-6.30	**4.96**	0.00	0.00	10.69

(*) Profundidades referidas al Nivel del Terreno Natural existente a la hora de realizar los Sondeos.

Tabla 9 alternativa-SPT 2

ALTERNATIVA - SPT 2				C. Elevación: 3.78 m		
B Ancho de Cimentación Propuesto	N Golpes Corregido	Cota Minima de Desplante (m) *	Presión Admisible del Sub-Suelo q_{adm} (Kg/cm²)	Espesor Relleno Mejoramiento (m)	Sobre Ancho minimo del Relleno (m)	Profundidad de la Excavación (m) *
1.00		3.78				
	17.00	2.90	**1.57**	0.00	0.00	0.88
	18.60	2.00	**1.75**	0.00	0.00	1.78
	26.30	0.20	**2.61**	0.00	0.00	3.58
	36.70	-3.40	**3.78**	0.00	0.00	7.18
	67.20	-3.90	**7.20**	0.00	0.00	7.68
	85.10	-4.30	**9.21**	0.00	0.00	8.08

(*) Profundidades referidas al Nivel del Terreno Natural existente a la hora de realizar los Sondeos.

Tabla 10 alternativa-SPT 3

ALTERNATIVA - SPT 3				C. Elevación: 2.47 m		
B Ancho de Cimentación Propuesto	N Golpes Corregido	Cota Minima de Desplante (m) *	Presión Admisible del Sub-Suelo q_{adm} (Kg/cm²)	Espesor Relleno Mejoramiento (m)	Sobre Ancho minimo del Relleno (m)	Profundidad de la Excavación (m) *
		2.47				
	6.70	2.00	**0.41**	0.00	0.00	0.47
	4.70	1.60	**0.19**	0.00	0.00	0.87
	2.70	1.10	**0.00**	0.00	0.00	1.37
1.00	12.00	-1.60	**1.01**	0.00	0.00	4.07
	31.90	-2.90	**3.24**	0.00	0.00	5.37
	41.90	-3.40	**4.36**	0.00	0.00	5.87
	36.60	-3.80	**3.77**	0.00	0.00	6.27
	41.20	-4.70	**4.28**	0.00	0.00	7.17

(*) Profundidades referidas al Nivel del Terreno Natural existente a la hora de realizar los Sondeos.

Imagen 9 Muestras de los sondeos Geotécnicos

4.1.7.3 CONCLUSIONES

En general en el **sondeo 1** está caracterizado desde la superficie a una profundidad de 3.15 m por una intercalación de arenas arcillosas, mezcla de arenas y arcillas (SC) y arcillas inorgánicas con débil o mediana plasticidad (CL), sin embargo, hasta una profundidad de 1.80 m se encuentran arenas limosas, mezcla de arena y limos (SM).

En profundidad de 8.10 m se encontró un estrato de arenas con gravas y limos (SW-SM) en intercalación con un estrato de arenas arcillosas, mezcla de arenas y arcillas

(SC), hasta una profundidad de 8.55 m, hasta finalizar el sondeo a los 10.75 m se encuentra el estrato de arenas con gravas y limos (SW-SM).

Con resistencia a la penetración estándar variable de densidad muy pobre a compacta a lo largo del sondeo a mayor profundidad se considera impenetrable con valores de penetración de 2 a 30 en profundidades de 10 m y mayores de 30 a 50 golpes por pie. Hasta finalizar el sondeo a los 10.75 m.

Por otra parte, el **sondeo 2** está caracterizado por estratos de arenas arcillosas, mezcla de arenas y arcillas(SC) hasta los 1.80 m, arcillas inorgánicas con débil o mediana plasticidad (CL) hasta los 3.60 m; hasta la profundidad de 7.20 m el sondeo se encuentra un estrato de limos inorgánicos, suelos finos de micas (MH), en intercalación con una grava arcillosa, mezcla de grava, arenas y arcillas(GC) a los 7.65 m a los 8.10 m se encuentra nuevamente los limos inorgánicos (MH).

Este estrato denota valores de resistencia a la penetración estándar de 2 a 32 golpes por pie en profundidades de 7.65 m y a profundidades de 8.10 m los valores aumentan considerablemente de 32 a mayor de 50 golpes.

El **sondeo 3** está caracterizado por una intercalación entre arenas limosas y arenas con grava hasta una profundidad de 1.35 m (SM, SW-SM) estos son materiales no plásticos, seguidamente a los 5.85 m tenemos una intercalación de arenas arcillosas, mezcla de arena y limos (SC) con limos inorgánico suelos finos de micas (MH) a los 6.30 m tenemos un estrato de arenas con gravas y limos (SW-SM) es un material no plástico; hasta finalizar el sondeo a los 7.20 m aparecen nuevamente las arenas arcillosas (SC).

La resistencia a la penetración estándar de estos suelos por encontrarse en las orillas del ríos sus valores son relativamente bajos caracterizado por densidades muy pobre a pobre desde la superficie hasta los 4.95m con valores de 2 a 15 golpes por pies, a los 5.85 m, se encuentra un estrato compacto con valores de 25 golpes por pie, continuando hasta el final del sondeo.

De manera general los suelos que se encuentran en esta zona de estudio son suelos blandos en superficie con valores no mayor a los 35 golpes por pie entre las

profundidades de 1 a 6 m aproximadamente esto en base a los suelos encontrados de arenas, limos y arcillas; sin embargo, a mayor profundidad los suelos se vuelven más compacto con valores de resistencia a la penetración de 50 golpes por pie.

4.1.7.4 HUMEDAD NATURAL

Los valores del Contenido de Humedad Natural de los suelos que subyacen en el sitio del proyecto, no exceden los valores que puede tener un suelo en estado de posible saturación, esto en relación a la Humedad Optima de los diferentes estratos encontrados. En el sitio de estudio a los niveles explorados, Encontrando encontró el Nivel Aguas Freáticas (NAF) a profundidades no mayor que los 2 m de profundidad.

Los valores de humedad en general en el área de estudio a partir de las 27 muestras obtenías de los 3 sondeos, indican que los porcentajes de humedad de los suelos varían en un rango de bajos a medios hasta un máximo de 60.3 %H en el sondeo o 3 (este fue realizado en el lecho del rio a menos de 10 m de distancia en el estrato 3.15-3.60 m de profundidad.

4.1.7.5 Cimentaciones

En base a la litología encontrada en los sondeos, denota suelos arenoso arcillosos y arenas limosas con propiedades físicos mecánicas regulares para una cimentación con una estabilización adecuada, donde se deberá de considerar la remoción de estas y desplanta en un estrato firme, donde se garantice al menos una capacidad suficiente.

De acuerdo a la obra proyectada, las presiones identificadas de acuerdo a las especialidades de Ingeniería Estructural, se solicita una Capacidad admisible del suelo no menor de 0.5 kg/cm², para evitar asentamientos diferenciales, donde si los estratos subyacentes no cuentan con esta se deberá extraer el material existente y sustituir por materiales que garanticen la capacidad solicitada considerando la variabilidad del nivel freático.

Los materiales a utilizarse para la conformación de terraplenes deberán provenir de bancos o yacimientos de origen rocoso, garantizando su colocación de forma tejida o cuatrapeado, dejando un colchón filtrante considerando la presencia del nivel freático del sitio. Sobre la capa filtrante propuesta se deberá colocar un espesor de 50 cm de material selecto estabilizado con cemento para garantizar una capacidad no menor de 25 kg/cm².

Se debe considerar para la conformación de aproches del puente material con valor de CBR mayor al 20%, permitiendo con esto reducir asentamientos y erosión acelerada en los terraplenes a conformarse. De igual manera se debe garantizar una adecuada protección anti erosión.

De acuerdo a los resultados obtenidos en el cálculo de cimentación, denota que la profundidad en las que se pueden cimentar nuestra estructura son las siguientes: para el sondeo SPT 1 se encuentra a los 3.19 m de profundidad aproximadamente, para el SPT 2 se encuentra a los 3.58 m y para el SPT 3 se encuentra a los 5.37 m respectivamente.

De acuerdo a los resultados físico-mecánicos, obtenido en los análisis estos bancos de materiales, cuenta con propiedades aptas para su utilización como agregado finos y gruesos; así mismo en dosificaciones con otros bancos a diferentes porcentajes para garantizar capacidad portante para capas adyacentes (terracerías), siempre y cuando se garantice con valores de compactación igual mayor al 95% Proctor Estándar.

El banco de materiales TUAPI, el por si solo sin adicionamiento de un cementante o un suelo de mayor graduación, no brinda las propiedades físicos mecánicas suficientes, por tanto, se propuso en dosificación con el banco SISIN, de clasificación arena gravosa, permitiendo esto garantizar una adecuada estabilización granulométrica. Esta se recomienda para la conformación de aproches y rellenos sobre esta.

El banco de materiales de SISIN, cuenta con propiedades geomecanicas suficientes para ser mezclado con otro banco de graduaciones finas, de igual forma, este se

recomienda para su uso como agregado fino en las dosificaciones del concreto a proponerse en la obra proyectada.

El banco de materiales de Santa Martha, fue el banco que cuenta con el material de mejores propiedades físicos mecánicas suficientes para la construcción del pedraplen de dicha obra ingenieril.

Determinación de humedad de los sondeos SPT 1

CAPSULA No.	PROFUNDIDAD (mtr)	PESO TIERRA HUMEDAD + CAPSULA (gr)	PESO TIERRA SECA + CAPSULA (gr)	PESO DE LA CAPSULA (gr)	PESO DEL AGUA (gr)	PESO SECO (gr)	% HUMEDAD
A-1	0.45-0.90	168.3	142.2	48.85	26.1	93.35	28.0
A-2	1.35-1.80	134.6	121.9	48.35	12.7	73.55	17.3
A-3	2.25-2.70	109.9	98.7	48.18	11.2	50.52	22.2
A-4	3.15-3.60	91	88.4	48.3	2.6	40.1	6.5
A-6	4.05-4.50	108.2	105.3	49.33	2.9	55.97	5.2
A-7	4.95-5.40	102.9	96.3	49.21	6.6	47.09	14.0
A-8	6.30-6.75	122.9	113	49	9.9	64	15.47
A-9	7.20-7.65	110.3	101.5	50.1	8.8	51.4	17.12
A-10	8.10-8.55	96.3	93.1	52.53	3.2	40.57	7.89
A-11	9.45-9.90	110.8	105	47.8	5.8	57.2	10.14

Tabla 11 Humedad de los sondeos SPT1

Sondeo de SPT en el Rio Long Creek

Imagen 10 Sondeo Número 1 profundidad 10.75 m.

Instrumentos de Laboratorio de EDICRO

Imagen 11 Tamizado

4.1.8 Estudio de Tránsito

El estudio de tráfico se realizó basándose en la definición de los diferentes tipos de tráfico que conformarán el futuro volumen de tráfico que hará uso de la vía hasta su horizonte de diseño y así determinar la carga de vehículo C2 que transitará por esta vía de acceso.

Para conocer los volúmenes de tráfico que circularon sobre la ruta se realizó dos clases de trabajo de campo que consisten en conteos volumétrico y encuestas Origen – Destino.

Se realizó mediciones de flujos vehiculares y recopilados los datos del estudio de tránsito tales como conteos vehiculares, se procedió de la siguiente manera:

- Se estableció un periodo de diseño dependiendo del grado de importancia de la vía.
- Mediante los registros del tráfico vehicular se obtuvo la tasa de crecimiento, (Los volúmenes de tránsito futuro para efectos de proyecto se derivan a partir del

tránsito actual del incremento del tránsito esperado al final del año del período de diseño.

- Se determinó los coeficientes de drenaje para la estructura, (conforme lo que indica el método de NIC 2000).
- Se procedió a obtener los Números Estructurales por capas de la Estructura mediante cuadros de resultados establecidos.

Para el cálculo de la Tasa de Crecimiento Anual se aplicó la siguiente fórmula:

$$F_c = 1 - \sqrt[m]{V_n/V_1}$$

F_c = Tasa de Crecimiento Anual.

V_1 = Valor del Año Base a partir del cual se han colectado los datos.

V_n = Valor en el año n del dato colectado.

- Se calculó el tránsito de diseño a partir de conteos de tránsito (TPD) y factor de crecimiento vehicular, (Para el diseño estructural se determinó un flujo de tránsito de 1.5 veces el tránsito actual, esto se debe a consideraciones de diseño tomadas del método que se utilizará).

Formula:

$$TPD = 1.5\ (100)$$

- Se estableció serviciabilidad inicial y final ya que se calcula la perdida de serviciabilidad del tramo de estudio.
- Se obtuvo los factores de carga de ejes equivalentes haciendo uso de las tablas de la AASHTO a partir de un Numero Estructural asumido, las cargas por ejes y serviciabilidad final del proyecto.
- Se calculó las cargas de eje equivalente (W18 o ESAL) por medio del tránsito de diseño y factores de cargas de ejes equivalentes. Los vehículos de diseño son los vehículos predominantes y de mayores exigencias en el tránsito que se desplaza por la carretera. De acuerdo al estudio de tránsito que se llevó a cabo

para el tramo de carretera, sabremos cual es el vehículo de diseño para dicho tramo de carretera.

4.1.8.1 Resultados

El resultado del proceso de diseño se presenta en etapas, como son: alineamiento horizontal, alineamiento vertical, coordenadas del proyecto, rasante del proyecto, sección típica de accesos, curvas horizontales, movimiento de tierra y estructura de pavimento, recalcando que cada una de estas conservas las características del eje existente adecuando al nuevo diseño a este, dicho diseño se presenta en los siguientes reportes (Anexos).

4.1.9 Estudio Hidrológico

El estudio hidrológico se llevó a cabo mediante el método racional, para esto se tomó en cuenta los siguientes parámetros:

1. **Determinación del caudal Q sobre la superficie transversal y longitudinal.**
2. **Duración de la lluvia, (tiempo que tarda en precipitarse de la superficie).**
3. **Intensidad.**
4. **Frecuencia.**
5. **Coeficiente de escorrentía.**
6. **Tiempo de concentración.**
7. **Intensidad de diseño.**
8. **Periodo de diseño.**
9. **Tomando en cuenta todos los parámetros de diseño antes mencionados se procederá al cálculo y resultados finales.**

4.1.9.1 Método Racional en cuencas menores a 3.0 Km^2

El Método Racional es utilizado en Nicaragua para determinar los caudales en cuencas menores a 3.0 Km^2. Este método asume que el caudal máximo ocurre cuando una precipitación de intensidad constante, se presenta en toda el área de

aportación y la duración de la lluvia es igual al tiempo de concentración. El método Racional se representa por la siguiente ecuación: $$Q = C.I.A / 3.6$$

Siendo **C** el coeficiente de escorrentía.

El caudal máximo se dará en el equilibrio y su valor será:

Q = E · A = C · I · A / K

Siendo:

- C: Coeficiente medio de escorrentía de la superficie drenada.
- A: Área de la superficie drenada, salvo que ésta presente aportaciones o pérdidas importantes, tales como resurgencias o sumideros, en cuyo caso el cálculo del caudal Q deberá justificarse convenientemente.
- I: Intensidad media de precipitación correspondiente al período de retorno considerado y a un intervalo igual al tiempo de concentración.
- K: Coeficiente cuyo valor depende de las unidades en las que se midan Q, I y A. Habitualmente: Q (m^3/sg); I (mm/h); A (Km^2)

Por lo que, en este caso, K = 3.6 Quedando la formula Q= C*I*A/3.6

El valor del coeficiente de Escorrentía depende de los tipos de suelos, de la topografía del terreno y de la cobertura vegetal. Estos valores se evalúan en la inspección de campo y se complementan por los mapas topográficos e imágenes de satélites.

Los valores de los coeficientes de escorrentía que se usan en este proyecto en zonas rurales se obtienen con el criterio del Highway Design Manual, California Department of Transportation. A continuación, se muestra la tabla con estos valores.

Coeficiente de Escurrimiento para Areas No desarrolladas o rurales (1)

	Tipos de cuencas			
	Extremo	Alto	Normal	Bajo
Relieve	0.28–0.35 Empinado, terreno escarpado con pendientes promedios por encima del 30%	0.20-0.28 Montañoso, con pendientes promedios del 10 al 30%	0.14-0.20 Ondulado con pendientes promedio del 5 al 10%	0.08-0.14 Tierras relativamente planas, Con pendientes promedio del 0 al 5 %
Infiltración del suelo	0.12-0.16 Cubierta de suelo ineficiente, cualquiera de los dos roca o manto de suelo delgado de capacidad de infiltración despreciable.	0.08-0.12 Lento para tomar agua, arcilla o tierra negra,suelos superficiales de baja capacidad de infiltración, imperfecta o pobremente drenados.	0.06-0.08 Normal; suelos con textura de suelos ligeros a medianamente bien drenados bien drenado, arenas arcillosas, limos y limos arcillosos	0.04-.06 Altos; arenas profundas u otros suelos que guardan agua rápidamente, suelos muy ligeros bien drenados
Cobertura vegetal	0.12-0.16 Cubierta de plantas ineficiente, desnudo o muy dispersa	0.08-0.12 De malo a regular, cultivos limpios, o cubierta natural pobre, menos que el 20% del área de drenaje con buena cubierta	0.06-0.08 De regular a bueno: alrededor del 50% del área con tierras cubiertas de grama o bosques, no más del 50% con áreas en la producción de cosechas.	0.04-.06 Buena a excelente; acerca del 90% del área de drenaje con buenos pastizales, bosques o arboledas o cubiertas equivalentes.
Almacenaje superficial	0.10-0.12 Depresiones superficiales despreciables pocas y planas; drenajes empinados y cortos, sin pantanos.	0.08-.0.10 Bajo; sistemas cortos de drenajes bien definidos; sin lagunas ni pantanos	0.06-0.08 Normal; considerables depresiones superficiales; lagos y lagunas y pantanos.	0.04-.06 Alta; superficie de almacenaje alta; sistema de drenaje no bruscamente definido; grandes planicies de inundación o gran número de lagunas o pantanos
Ejemplo	Dado: Un cuenca rural consistente de 1) terreno ondulado con pendientes promedios del 5%, 2) tipos de suelos arcillos, 3) Áreas de pastizales, y 4) Depresiones superficiales normales. Encuentre: El coeficiente de escurrimiento, C, para la cuenca señalada arriba		Solución: Relieve 0.14 Infiltración del suelo: 0.08 Cubierta vegetal 0.04 Superficie de almacenaje 0.06 C=0.32	

(1) Highway Design Manual, California Department of Transportation,

Tabla 12 Coeficiente de escorrentía para área no Desarrollada o Rurales

Para conocer la intensidad de la lluvia se tiene que establecer los periodos de retorno de la obra en estudio y calcular el tiempo de concentración Tc que es el tiempo de tarda una gota de agua desde su punto más alejado hasta llegar a la salida que es el punto de concentración.

Para determinar el Tiempo de Concentración Tc, hacemos uso de la fórmula de Kirpich

$$Tc = 0.0078K^{0.77} \qquad K = 3.28\,{}^{L}\!/_{S^{0.5}}$$

Siendo:

Tc: tiempo de concentración en minutos

L: Longitud del cauce principal desde el punto más alejado (m)

S: Pendiente promedio de la cuenca en m/m.

Definido el periodo de retorno de la obra en estudio, calculado el tiempo de concentración en una cuenca determinada y elaboradas las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF), haciendo uso de la Distribución de Gumbel Tipo I(Chow et Al); se procedió con el cálculo de la intensidad máxima para lo cual nos auxiliamos de la ecuación deducida de la curvas IDF en donde:

$$I = \frac{A}{(Tc + d\ )^{b}}$$

Siendo:

I= Intensidad de la lluvia en mm/hr.

Tc= Tiempo de concentración min.

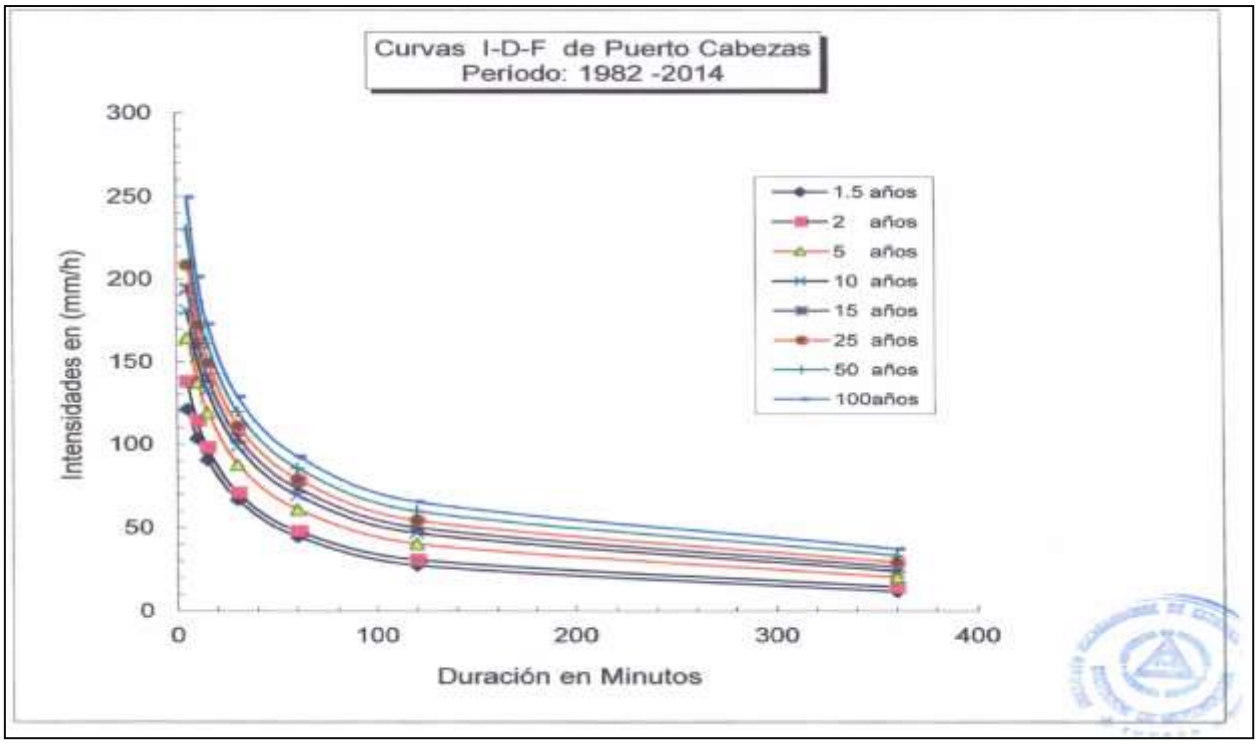
A, d, b= Parámetros de ajuste de la función adoptada (se desarrolla las curvas IDF de una forma analítica propuesta por Aparicio,1997).

En el cuadro No.2.1.2.1, están las intensidades máximas anuales en mm/hr. Con estos datos se elabora las curvas IDF (Intensidad-Duración-Frecuencia).

INTENSIDADES MÁXIMAS ANUALES
ESTACIÓN: PUERTO CABEZAS

AÑOS	DURACIÓN EN MINUTOS						
	5	10	15	30	60	120	360
1982	186.0	125.0	120.0	80.0	45.0	31.9	16.8
1983	183.6	126.6	98.8	66.2	44.5	29.9	11.2
1984	122.4	121.8	106.8	66.2	40.5	26.8	16.6
1985	176.4	129.6	129.6	105.2	70.8	41.7	26.0
1986	164.4	142.8	110.0	95.0	61.3	46.5	15.7
1987	120.0	102.0	77.6	65.8	38.3	32.4	15.5
1988	79.2	49.0	38.0	31.2	17.2	9.1	4.0
1989	117.6	90.6	81.6	58.4	47.0	42.2	22.1
1990	109.2	80.4	74.8	56.2	48.3	26.3	9.5
1991	122.9	98.4	81.6	73.8	46.5	34.8	19.7
1992	152.4	128.4	96.8	58.8	43.8	32.6	15.0
1993	164.5	150.3	112.5	64.8	49.6	34.5	15.2
1994	177.6	176.0	120.0	71.4	56.1	36.5	15.5
1995	124.8	123.6	123.2	96.0	53.2	37.2	13.6
1996	171.6	123.0	89.6	68.2	54.6	28.1	12.1
1997	121.2	121.2	121.2	81.0	66.0	35.3	16.0
1998	183.6	120.0	120.0	92.0	67.0	50.0	25.7
1999	142.8	97.2	84.8	62.0	35.7	19.6	9.6
2000	156.0	103.2	84.0	62.4	37.5	25.9	10.1
2001	116.4	100.2	89.6	60.6	35.2	19.6	8.1
2002	235.2	153.6	118.8	81.6	50.3	38.5	13.9
2003	120.0	108.0	76.8	60.0	45.8	29.0	14.2
2004	146.4	118.2	100.0	98.0	74.5	46.0	37.0
2005	186.0	172.2	144.4	81.8	47.0	41.5	16.1
2006	159.6	125.4	114.0	83.0	71.3	55.7	24.7
2007	243.6	148.2	101.6	72.4	47.0	24.6	11.7
2008	116.4	114.0	114.0	94.0	84.8	52.8	25.3
2009	110.4	109.2	99.2	96.2	80.3	47.7	16.0
2010	122.4	122.4	118.8	76.8	44.4	23.8	11.5
2011	150.0	115.2	98.0	69.2	39.7	25.0	8.4
2012	156.0	97.2	83.6	56.8	34.3	22.6	7.8
2013	140.4	106.8	90.4	66.0	56.9	31.9	17.1
2014	116.4	85.2	65.6	42.2	23.2	12.4	8.5

Tabla 13 Intensidades Máximas Anuales



Grafica 1 Criterios para la definición de los tipos de obras.

Los criterios que se toman en cuenta para dimensionar esta obra de drenaje, se basan primero en asegurar la duración de la vía y brindar seguridad a sus usuarios; para su diseño se definen los siguientes criterios.

Área de la Cuenca del punto en estudio:

El área de la cuenca es quizá el parámetro más importante, siendo determinante de la escala de varios fenómenos hidrológicos tales como, el volumen de agua que ingresa por precipitación, la magnitud de los caudales, etc. En el cruce “San Judas” se definió que la cuenca en estudio tiene un área de drenaje mayor a 3.0 Km^2; en este sitio existe un puente peatonal de madera regular estado.

Por tanto, se determina que en este cruce se debe mantener una obra tipo puente o caja doble, Dado que aguas arriba debajo de la pista de aterrizaje ya existe una obra de este tipo.

La cuenca de este cruce tiene un área total de 7.38 Km^2. Para el estudio la cuenca de drenaje en se analiza como una sola cuenca.

4.1.9.2 Caudales estimados en obras de drenaje mayor

En estos cruces se estima el caudal, para un periodo de retorno de 50 y 100 años por tanto se definió que este caudal se tiene que ser evacuado mediante una estructura de puente, además que en estos cruces la corriente siempre conlleva el arrastre de troncos y ramas.

En el cuadro siguiente están los datos del área de la cuenca de drenaje, longitud del cauce, Hmax, Hmin, tiempo de concentración y el caudal de diseño.

Nombre de la cuenca	Datos de la cuenca principal				Tiempo de concentracion NRCS min	Estacion Hidrometeo-rologica Ordinaria	Periodo de Retorno. años	Caudal de Diseño m^3/seg.
	Area Km^2	Longitud cauce principal (Km)	Hmax msnm	Hmin msnm				
San Judas	7.38	4.40	45.00	8.00	297.03	Puerto Cabezas	50	31.00
							100	41.80

Tabla 14 Datos de la Cuenca Principal

Diseño de la estructura de drenaje

4.1.9.3 Metodología de cálculo hidrológico en diseño de obras Drenaje Mayor

Para la obtención del caudal de diseño del drenaje mayor, en el caso del cruce San Judas; por su tamaño la cuenca se analiza como única, y se determina el caudal que aporta cada subcuenta por el Método desarrollado por el Natural Resources Conservation Service, NRCS (antes Soil Conservation Service, 1972 (SCS)). Se ejecuta el programa de Hec-Hms.

El método o proceso para el cálculo de la escorrentía, según el NRCS es el siguiente:

Se traza el parte-agua de la cuenca.

Se mide el área de los diferentes componentes de la cubierta vegetal y se calcula el CN ponderado.

Se calcula el parámetro de umbral de la escorrentía S.

Se calcula el tiempo de concentración (Tc) según la ecuación de NRSC.

Dependiendo del tiempo de concentración se selecciona el arreglo de lluvia. Si el Tc es menor de 1 hora se usa el arreglo de lluvia para 1 hora si es mayor de 1 hora se usa el arreglo de 2 horas.

Para el intervalo D, Σ Pi se compara con S si este es mayor entonces

Σ Ei = 0.

Si Σ Pi > S, entonces se calcula ΣEi. El escurrimiento del intervalo es E= ΣEi - ΣEi-1.

El método desarrollado por NRCS comprende varias fases:

Arreglo de la lluvia de diseño

Se propone el modelo de los bloques alternos (Alternating Block Method, Chow et al. 1994).

Se escoge el periodo de retorno de diseño, para el proyecto se escogió 50 años en la caja y 100 años para la variante en puente.

A cada camino se escoge la estación meteorológica que tiene influencia en la zona utilizamos la curva Intensidad, Duración, Frecuencia para obtener la intensidad de lluvia. En este proyecto se utiliza la IDF Puerto Cabezas.

Se determinan diferentes intervalos de lluvia los cuales van a tener una duración que debe de cumplir con la siguiente relación D < 1/3Tc; D es la duración del intervalo, Tc es el tiempo de concentración de la cuenca.

Se utiliza la fórmula de tiempo de concentración Tc de NRCS(SCS).

$$T_c = \frac{64981 L^{0.8} \left(\left(\frac{1000}{C_N}\right) - 9\right)^{0.7}}{19000 S^{0.5}}$$

La intensidad de cada duración es multiplicada por su duración, obteniéndose la altura de agua acumulada en ese tiempo. De la diferencia entre los valores de altura de agua de cada intervalo sucesivo, se obtiene el valor de la lluvia de ese intervalo.

4.1.9.4 Estimación de la curva CN

La NRCS ha determinado la curva CN para diferentes tipos de cubierta vegetal, clases de suelo y para tres condiciones hidrológicas que preceden al aguacero de diseño. Los números de curva han sido tabulados por el Soil Conservation Service con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra. Se definen cuatro grupos de suelos:

Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.

Grupo B: Suelos pocos profundos depositados por el viento, marga arenosa.

Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.

Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Los valores de CN para varios tipos de uso de la tierra en estos tipos de suelos se muestran en la siguiente tabla. Para una cuenca hecha de varios tipos de suelos y con diferentes usos de la tierra, se puede calcular un CN compuesto.

Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, Ia = 0.2s).

DESCRIPCIÓN DEL USO DE LA TIERRA		GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO			
		A	B	C	D
Tierra cultivada[1]: sin tratamientos de conservación		72	81	88	91
con tratamiento de conservación		62	71	78	81
Pastizales: condiciones pobres		68	79	86	89
condiciones óptimas		39	61	74	80
Vegas de ríos: condiciones óptimas		30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas,		45	66	77	83
cubierta buena[2]		25	55	70	77
Área abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.					
óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más		39	61	74	80
condiciones aceptables cubierta de pasto en el 50 al 75%		49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)		89	92	94	95
Distritos Industriales /72% impermeables)		81	88	91	93
Residencial[3]:					
Tamaño promedio del lote	Porcentaje promedio impermeable[4]				
1/8 acre o menos	65	77	85	90	92
1/4 acre	38	61	75	83	87
1/3 acre	30	57	72	81	86
1/2 acre	25	54	70	80	85
1 acre	20	51	68	79	84
Parqueadores pavimentados, techos, accesos, etc.[5]		98	98	98	98
Calles y carreteras:					
Pavimentados con cunetas y alcantarillados[5]		98	98	98	98
Grava		76	85	89	91
Tierra		72	82	87	89

1 Para una descripción más detallada de los números de curva para usos agrícolas de la tierra, remitirse a Soil Conservation Service, 1972, Cap.9.

2. Una buena cubierta está protegida del pastizaje, y los desechos del retiro de la cubierta del suelo.

Tabla 15 Descripción del uso de la tierra

A partir de esta tabla, se identifica los tipos de cubierta vegetal más comunes, y con el mapa de suelos en la Región Autónoma de la costa Caribe Norte (RACCN), se estima el tipo de suelo para la región en estudios, para nuestro caso el municipio de Puerto Cabezas, ciudad de Bilwi. En la cuenca se encuentra los suelos tipo Ultisoles o arcillosos.

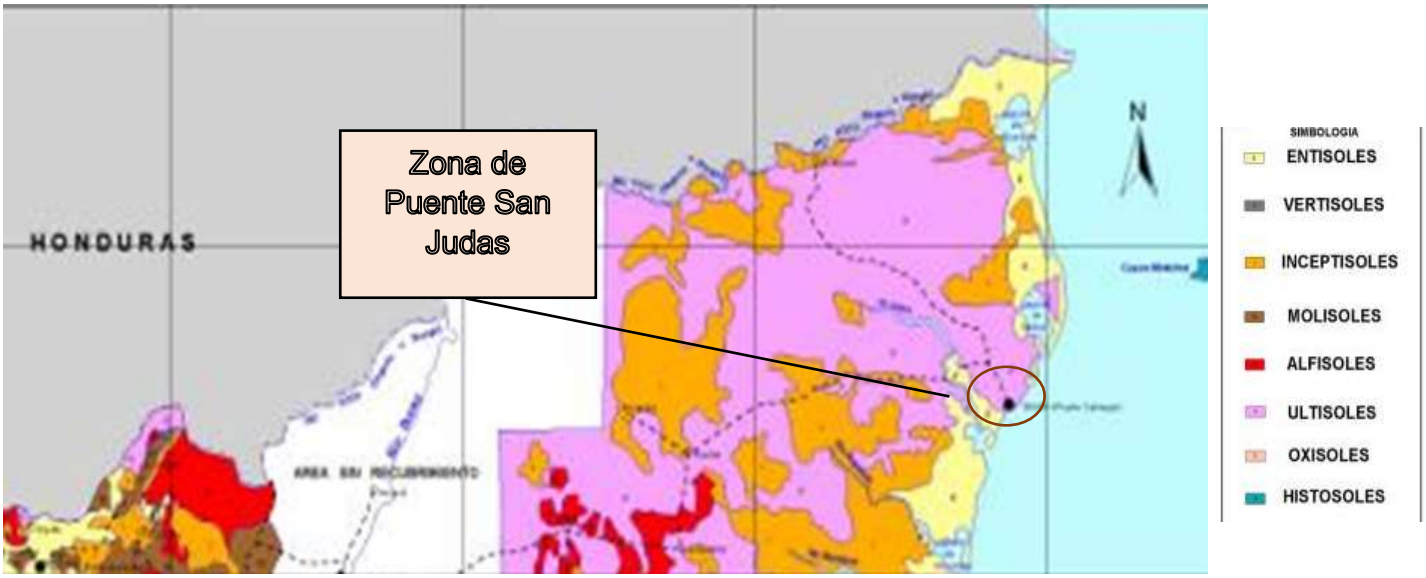


Imagen 12 Ubicación de Proyecto

4.1.9.5 Suelos Ultisoles

a) Características Generales:

Son suelos que tienen un drenaje interno natural de imperfecto a bien drenados, de profundos a muy profundos, en relieve de plano a muy escarpado, la fertilidad natural tiene valores de baja a media, con un contenido variable de aluminio, se han desarrollado de rocas básicas, intermedias y ácidas, de sedimentos aluviales, coluviales y fluviales.

Los Ultisoles presentan las siguientes características morfológicas: texturas superficiales franco arcilloso y arcilloso, textura del subsuelo de arcilloso a muy arcilloso; colores pálidos en el suelo superficial, pardo grisáceo oscuro a pardo amarillento claro, en el subsuelo los colores varían de pardo oscuro a pardo rojizo oscuro, en algunos casos los colores en el subsuelo varían producto del Hidromorfismo de gris pardusco claro a gris claro

Se considera una condición hidrológica regular es decir que el suelo se encuentra seco antes de la tormenta de diseño, se elaboró la siguiente tabla del número de curva (CN) para esta zona.

A continuación, se muestra la tabla que se determinó en el proyecto en estudio.

Curva CN	
Tipo de cobertura	**CN**
Pastizales	61
Vega de Rios	58
Áreas Abiertas	61

Tabla 16 Curva CN

Separación de la escorrentía de la lluvia total.

Con el método adoptado, la separación de la escorrentía de la lluvia total es mediante las siguientes relaciones:

ΣP < S entonces ΣE=0

Para Σ P>S

S = 5.08*(1000/CN -10)

Entonces

$$\sum E = \frac{\left(\sum Pi - S\right)^2}{\sum Pi + 4 * S}$$

Siendo:

ΣP: es la precipitación desde el comienzo del aguacero hasta el instante considerado en mm.

ΣE: es la lluvia efectiva o escorrentía acumulada provocada por ΣP en mm.

S: es el parámetro del umbral de la escorrentía que incluye la retención inicial y la infiltración (mm).

CN: Número de la curva que depende del tipo de suelo y la cubierta vegetal de la cuenca y depende también de las condiciones Hidrológicas previas al aguacero que origina la escorrentía (adimensional).

El escurrimiento del intervalo es

$$E = \sum E_i - E_{i-1}$$

4.1.9.6 Hidrogramas de las crecidas.

La transformación de las láminas de escorrentía a los hidrogramas de crecidas en los cauces de recolección, se hace mediante el Hidrograma Unitario Triangular (HUT) del NRCS el cual se basa en los siguientes postulados:

Postulado I: Los hidrogramas generados por las tormentas de lluvias de la misma duración tienen el mismo tiempo de base, independiente de la intensidad de la lluvia.

Postulado II: En una cuenca dada los caudales son proporcionales a la altura de la precipitación efectiva para todas las lluvias de la misma duración.

Postulados III: Los caudales producidos por las lluvias sucesivas pueden ser encontrados por la adición sucesiva de los caudales producidos por las lluvias individuales, tomando en cuenta los tiempos de ocurrencia.

El Hidrograma Triangular está definido por las siguientes relaciones:

$$Tp = 0.5xD + 0.6xTc$$
$$Tb = 2.67xTp$$
$$Qp = 0.208xEx\frac{A}{Tp}$$

Siendo:

Tp : Tiempo de punta del hidrograma en horas

Tc: Tiempo de Concentración de la cuenca en horas;

Tb: Tiempo de base del hidrograma en horas;

D= duración del Intervalo en Horas;

Qp= Caudal Pico del Intervalo en m^3/seg;

E = Escorrentía efectiva del Intervalo en mm;

A: Área de Drenaje en Km^2

Cada intervalo de lluvia que produce escorrentía genera un hidrograma triangular unitario y el hidrograma total se obtiene de la suma de los hidrogramas triangulares parciales, el máximo valor de este hidrograma corresponde el caudal de diseño.

A continuación, se muestra los resultados del estudio Hidrológico de Caja Puente San Judas.

Imagen 13 Direcciones Cercanas del Proyecto

PARAMETROS FISICOS DE LAS SUBCUENCAS DE CRUCE SAN JUDAS

No.	NOMBRE DE LA SUBCUENCA	DATOS DE LA SUBCUENCA			
		AREA m^2	LONGITUD (m)	Hmax. msnm	Hmin. msnm
	CRUCE SAN JUDAS	7,383,433.873	4,398.37	45.00	8.00
Perimetro de la cuenca (m)		11,586.06	esta cuenca tiene una forma casi redonda a oval redondala tendencia de la crecida es alta.		
Kc, Indice de compacidad		1.20			

Forma de la cuenca

La forma de la cuenca se caracteriza con el índice o coeficiente de compacidad Kc se debe a Graveluis y es la relación entre el perímetro de la cuenca y el perimetro de un circulo de igual area que la cuenca. Cualquier caso, el coeficiente será mayor que la unidad, tanto mas próximo a ella cuanto la cuenca se aproxime a la forma circular, pudiendo alcanzar valores próximos a 3 en cuenca muy alargadas.

P: Perimetro de la cuenca 11,586.06

A: Area de un circulo de igual area del cuenca m^2 7,383,433.87 $A = \pi r^2$

$$Kc = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}}$$

Kc= 1.20

Kc	FORMA DE LA CUENCA	TENDENCIA CRECIDAS
1 - 1.25	DE CASI REDONDA A OVAL REDONDA	ALTA
1.25 - 1.5	DE OVAL REDONDA A OVAL OBLONGA	MEDIA
1.5 - 1.75	DE OVAL OBLONGA A RECTANGULAR	BAJA

TABLA 1.1 VALORES DEL COEFICIENTE DE COMPACIDAD

PROYECTO: DISEÑO PUENTE SAN JUDAS, MUNICIPIO PUERTO CABEZAS, RACCN

CALCULO DEL CAUDAL HIDROLOGICO EN PUENTE SAN JUDAS

Curva CN	
Tipo de cobertura	**CN**
Pastizales	61
Vega de Rios	58
Áreas Abiertas	61

1. Parametros fisicos de la cuenca Puente San Judas unica

Parametros de la Cuenca

Area de Drenaje (Km^2)	7.38
Longitud (Km)	4.4
Hmax (msnm)	45.00
Hmin (msnm)	8.00
recorrido principal en m/m.:	0.008
Sc, pendiente promedio de la cuenca en m/m.:	0.024

2. Definicion de la curva CN ponderada de la cuenca

Tipo de Cobertura	Porcentaje del Area	Area(km^2)	Calculo de CN ponderado
Pastizales	19%	1.38	84
Vega de Rios	6%	0.46	27
Áreas Abiertas	75%	5.54	338
	100%	7.38	**61**

3. Calculo del Valor S:

S = 5.08*(1000/CN -10) = 32.74 **ΣP < S entonces ΣE =0**

4. Calculo del Valor Po:

Po= 0.2 S = 6.55 mm

5.- Calculo del Tiempo de Concentracion

Formula de California Culvert Practice(1942). Ven Te Chow et Al; Hidrologia aplicad horas

$$T_c = \frac{64981L^{0.8}\left(\left(\frac{1000}{C_N}\right)-9\right)^{0.7}}{19000S^{0.5}}$$

Tc= 297.026 min. 4.95 hrs

Tc: tiempo de concentracion en min.

L: Longitud del curso de agua mas largo en m

N: Numero de Curva(C_N) ponderado

S: pendiente promedio de la cuenca en m/m.

Tiempo de retardo SCS (1973)

$$Tc = \frac{100L^{0.8}\left[\left(\frac{1{,}000}{CN}-9\right)\right]^{0.7}}{1{,}900S^{0.5}}$$

Tc= 296.939 min. 4.95 horas

Longitud (pies)	14430.34	pies
Hmax (pies)	147,637.80	
Hmin (pies)	26,246.72	
S, pendiente promedio del recorrido principal en m/m.:	0.008	pie/pie

6.- Calculo del Tiempo de retardo (lag)

tlag= 0.6 tcKirpich = 173.43 min

Imagen 14 Cuenca de Drenaje

4.1.9.7 Resultados de corrida de programa HEC –HMS Caja Puente San Judas, para un periodo de retorno de 100 años

Global Summary Results for Run "Run 1julsnjudas"

Project: CRUCE SN JUDASBILWI Simulation Run: Run 1julsnjudas

Start of Run: 10jun2014, 12:00
End of Run: 10jun2014, 23:00
Compute Time: DATA CHANGED, RECOMPUTE

Basin Model: CRUCESN JUDAS
Meteorologic Model: Met snjudasbilwi
Control Specifications: Control 1juliobilwi

Show Elements: Initial Selection | Volume Units: (•) MM ( ) 1000 M3 | Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
SnJudasBilwiunica	7.38	41.8	10jun2014, 17:15	89.22

Global Summary Results for Run "Run 1julsnjudas"

Project: CRUCE SN JUDASBILWI Simulation Run: Run 1julsnjudas

Start of Run: 10jun2014, 12:00
End of Run: 10jun2014, 23:00
Compute Time:DATA CHANGED, RECOMPUTE

Basin Model: CRUCESN JUDAS
Meteorologic Model: Met snjudasbilwi
Control Specifications:Control 1juliobilwi

Show Elements: Initial Selection | Volume Units: (•) MM ( ) 1000 M3 | Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
SnJudasBilwiunica	7.38	41.8	10jun2014, 17:15	89.22

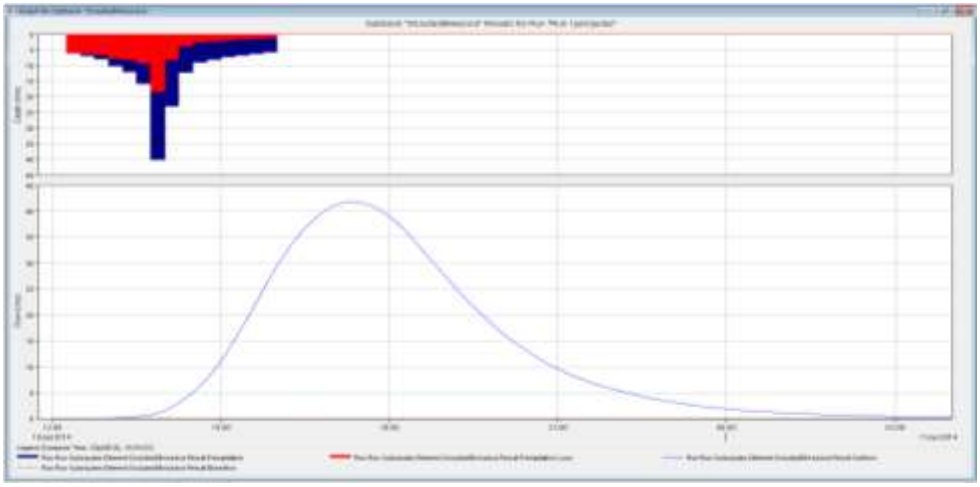
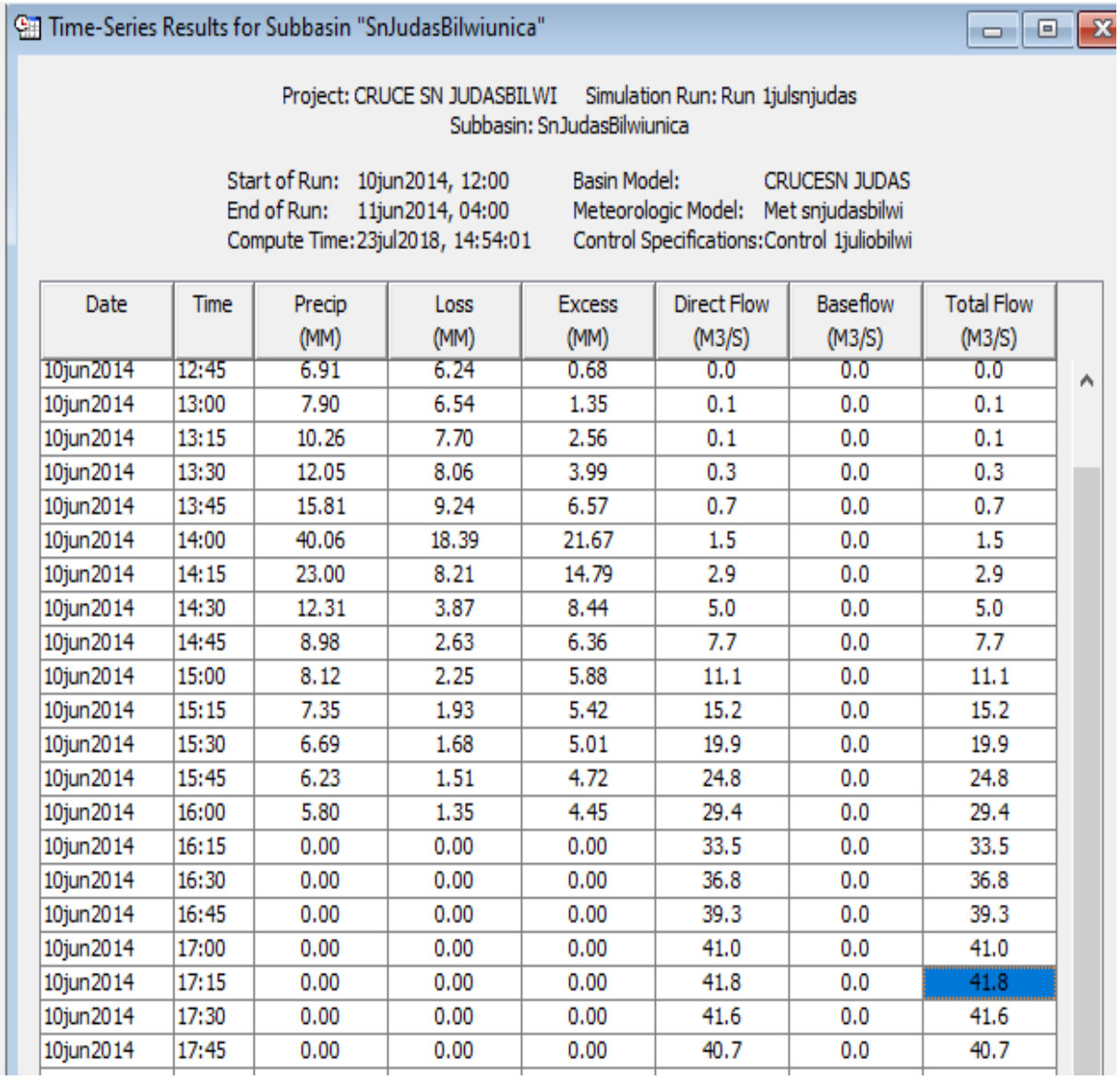


Gráfico 2 Cuenca Promedio



Time-Series Results for Subbasin "SnJudasBilwiunica"

Project: CRUCE SN JUDASBILWI Simulation Run: Run 1julsnjudas
Subbasin: SnJudasBilwiunica

Start of Run: 10jun2014, 12:00 Basin Model: CRUCESN JUDAS
End of Run: 11jun2014, 04:00 Meteorologic Model: Met snjudasbilwi
Compute Time: 23jul2018, 14:54:01 Control Specifications: Control 1juliobilwi

Date	Time	Precip (MM)	Loss (MM)	Excess (MM)	Direct Flow (M3/S)	Baseflow (M3/S)	Total Flow (M3/S)
10jun2014	12:45	6.91	6.24	0.68	0.0	0.0	0.0
10jun2014	13:00	7.90	6.54	1.35	0.1	0.0	0.1
10jun2014	13:15	10.26	7.70	2.56	0.1	0.0	0.1
10jun2014	13:30	12.05	8.06	3.99	0.3	0.0	0.3
10jun2014	13:45	15.81	9.24	6.57	0.7	0.0	0.7
10jun2014	14:00	40.06	18.39	21.67	1.5	0.0	1.5
10jun2014	14:15	23.00	8.21	14.79	2.9	0.0	2.9
10jun2014	14:30	12.31	3.87	8.44	5.0	0.0	5.0
10jun2014	14:45	8.98	2.63	6.36	7.7	0.0	7.7
10jun2014	15:00	8.12	2.25	5.88	11.1	0.0	11.1
10jun2014	15:15	7.35	1.93	5.42	15.2	0.0	15.2
10jun2014	15:30	6.69	1.68	5.01	19.9	0.0	19.9
10jun2014	15:45	6.23	1.51	4.72	24.8	0.0	24.8
10jun2014	16:00	5.80	1.35	4.45	29.4	0.0	29.4
10jun2014	16:15	0.00	0.00	0.00	33.5	0.0	33.5
10jun2014	16:30	0.00	0.00	0.00	36.8	0.0	36.8
10jun2014	16:45	0.00	0.00	0.00	39.3	0.0	39.3
10jun2014	17:00	0.00	0.00	0.00	41.0	0.0	41.0
10jun2014	17:15	0.00	0.00	0.00	41.8	0.0	41.8
10jun2014	17:30	0.00	0.00	0.00	41.6	0.0	41.6
10jun2014	17:45	0.00	0.00	0.00	40.7	0.0	40.7

4.1.9.8 Metodología de cálculo y diseño hidráulico del Drenaje Mayor

Para determinar la longitud y altura de la estructura de Drenaje Mayor (Caja Puente), se utiliza el software Hec-Ras, versión 4.1.0. Para hacer uso del programa se define el coeficiente de resistencia “n” del cauce principal y de ambas márgenes del rio. También se calcula la pendiente promedio del rio en el sector que se realiza el levantamiento. Cuando se tiene los niveles alcanzados por el caudal de diseño, en base a este se estima el borde libre.

4.1.9.9 Coeficiente de Resistencia "n"

Para determinar el Coeficiente (n), se utilizará el Método de Cowan, que consiste en valorar algunas características topográficas, vegetación, grado de irregularidad del cauce, variación en sus paredes, meandrosidad, obstrucciones existentes; resultando el número de Manning.

4.1.9.10 Pendiente Promedio del Cauce

En vista que la pendiente en estos cauces, no está definida regularmente, se procede a calcular la pendiente promedio por el método de los mínimos cuadrados, que es el método más usado para el ajuste de una recta a una serie de valores dispersos. Para ello necesitamos conocer las características de la recta, como son su pendiente y su ordenada de origen, estos valores a y b se obtienen con la siguiente ecuación

$$y = a + bx$$

Donde b es la pendiente; a es la intersección con el eje y.

Con el siguiente sistema de ecuaciones se obtienen los valores de a y b

$$\sum y = na + b\sum x$$

$$\sum xy = a\sum x + b\sum x^2$$

Otra ecuación para obtener la pendiente del cauce es aplicando a la siguiente ecuación

$$b = \frac{\sum xy - n\bar{y}\bar{x}}{\sum x^2 - n\bar{x}^2}$$

Donde n: número de puntos, $\bar{x}$ la media de los valores x, $\bar{y}$ la media de los valores y.

4.1.9.11 Borde Libre

El término Borde Libre se refiere a la distancia vertical entre la parte superior del canal y la parte de la superficie libre del agua.

Para el Borde Libre se utilizará la fórmula del U.S. Bureau of Reclamation que expresa:

$$bl = \sqrt{2.5 Y_n}$$

Donde:

bl = borde libre

Yn = altura de agua, expresada en pies

También se considera el criterio de borde libre de 090m, para caudales de 30 a 300 m^3/seg que se indica en el apartado 7, página 212 de ″Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la infraestructura vial de Centroamérica″.

4.1.9.12 Metodología de hec-ras puente san judas.

Para la revisión hidráulica del cruce San Judas se hace uso del programa Hec-Ras 4.1.0

4.1.9.13 Modelo utilizado

Para la revisión de la capacidad hidráulica del cauce y determinar la altura máxima del agua cuando se presente la avenida de diseño se utilizará el programa Hec–Ras 4.1.0.

El Sistema Modelado de Hec-Ras, el cual es un modelo matemático para realizar análisis hidráulico unidimensional en canales abiertos. El modelo fue desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos.

Hec-Ras es un sistema integrado de software, diseñado para el uso interactivo en un ambiente de multi-pruebas. El sistema comprende de una interfaces del usuario

gráfica (GUI), componentes de los análisis hidráulicos separados, almacenamiento de los datos y capacidades de dirección, gráficos e información de medios.

Básicamente el modelo comprende tres módulos, uno para los datos geométricos del canal y de las estructuras hidráulicas, un segundo módulo para el manejo de los datos de flujo para el diseño y condiciones de frontera del canal, un tercer módulo para realizar y manejar los análisis computacionales de las situaciones planteadas.

Los cálculos hidráulicos están basados en la ecuación de la energía la cual es resuelta para flujo gradualmente variado en canales por medio del método de Paso Estándar. Los análisis están basados en criterios inerciales y gravitacionales del flujo por lo que se examinan tres regímenes de flujo: Subcrítico, Mixto y Supercrítico. Las soluciones son evaluadas por los mensajes que el programa envía al usuario.

El programa está orientado a determinar los diferentes elementos hidráulicos de crecida relativos al curso de agua en examen, como por ejemplo el perfil hídrico, las velocidades de la corriente al centro y en los lados, el tipo de movimiento hidráulico, la altura crítica y otros.

El programa Hec-Ras determina los perfiles líquidos de tramos de cursos de agua naturales o artificiales (y tiene como título "Walter Surface Profiles") utilizando los valores de las abscisas y de las ordenadas de los puntos que definen una serie de secciones transversales obtenidas en el tramo en estudio.

El método de cálculo del programa es el "Standard Step Method", que resuelve con procedimiento reiterativo el sistema:

$$\mathbf{WS_2 + a_2 * V_2^2/2*g = WS_1 + a_1 * V_1^2/2*g + he}$$

$$\mathbf{he = L*Sf + C\ (a_2 * V_2^2/2*g - a1 * V_1^2/2g)}$$

Donde se deduce que:

WS_1 y WS_2 = cotas hídricas en los extremos del tramo;

V_1 y V_2 = velocidad promedio en los extremos del tramo;

a_1 y a_2 = coeficientes cinéticos en los extremos del tramo;

g = aceleración de gravedad;

he = pérdida de carga total;

L = largo del tramo, calculado respecto al caudal;

Sf = pendiente longitudinal o "representative friction slope", relación entre pérdida de carga por desgaste y largo L;

C = coeficiente de expansión o contracción.

4.1.9.14 Datos Geométricos

La información geométrica de los cursos de agua, se obtendrán por medio del levantamiento topográfico realizado con Station Total. La longitud del levantamiento en el puente San Judas fue en un tramo aproximadamente 560.0m con sus respectivas secciones transversales tratándose de representar en lo mayor posible la geometría del cauce y sus áreas adyacente. Con ayuda del programa Autocad Civil se genera secciones geométricas para un mejor cálculo en el desarrollo del programa Hec Ras.

4.1.9.15 Coeficiente de Rugosidad de Manning

El coeficiente de rugosidad de Manning se estima por el método de Chow 1959 o del mismo programa Hec - Ras, para el cual se utiliza la información recopilada en el campo del tipo de material que compone el cauce, taludes y márgenes de los cauces, así como también del tipo de vegetación y otros componentes que inciden en la resistencia del canal al flujo.

4.1.9.16 Datos de Flujo; Crecida de Diseño

Para el diseño de la Caja Puente San Judas, se ha requerido de la estimación de la crecida de diseño, para tal fin, se ha estimado el caudal calculado para un período de retorno de 50 y 100 años. Con la estimación del caudal y con la pendiente determinada por mínimos cuadrados en los últimos 300m aguas abajo, se simulará

por medio del programa Hec-Ras, utilizando el Paso Estándar, la estimación del tirante a lo largo del cauce en el tramo de estudio.

4.1.9.17 Conclusiones

El puente se diseña para un periodo de retorno de 100 años en el siguiente cuadro se presenta la información hidráulica y dimensiones del puente.

Datos de puente "San Judas", municipio de Bilwi, Región Autónoma Costa Caribe Norte	
Longitud de puente con esviaje	14.39 m
Esviaje de puente	15º Izq Atrás
Longitud de puente sin esviaje	13.90 m
Altura de nivel de Agua Máximo Esperado:	3.61m
NAME + Borde Libre:	4.33m

Tabla 17 Datos De la Caja Puente San Judas

Estas obras podrán evacuar los caudales estimados y se considera un borde libre de 1.50m, conforme a criterio de Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la infraestructura vial de Centroamérica, primera edición 2016; para que la estructura no sufra daños por el arrastre de troncos y árboles que traen consigo las grandes avenidas.

4.1.10 Estudios Hidráulico.

COEFICIENTES DE MANNING EN CAUCES NATURALES		
	CALIDAD DEL MATERIAL(7)	
	BUENA	REGULAR
VI. Cauces Naturales		
A. Ríos pequeños y caños con poca pendiente, cuyo ancho superior sea menor de 25 m, con poca variación entre secciones; cursos bastante rectos		
1. Sin maleza ni vegetación	0.030	0.035
2. Con muchas malezas totalmente sumergidas	0.035	0.045
3. Algo de vegetación no totalmente sumergida en las márgenes	0.035	0.050
4. Densa vegetación en las márgenes	0.050	0.070
5. Troncos de árboles en las márgenes	0.070	0.090
B. Ríos pequeños y caños de poca pendiente, cuyo ancho superior <25.00 m; secciones irregulares, curso tortuoso, pozos y bancos de arena.		
1. Sin maleza ni vegetación	0.040	0.045
2. Con muchas malezas totalmente sumergidas	0.045	0.055
3. Algo de vegetación no totalmente sumergida en las márgenes	0.045	0.060
4. Densa vegetación en las márgenes	0.070	0.090
5. Troncos de árboles en las márgenes	0.090	0.100
C. Ríos y quebradas torrentosos, riberas empinadas con árboles y arbustos sumergidos		
1. Fondo de grava, gujarros y pequeños cantos rodados	0.040	0.050
2. Fondo de guijarros y cantos rodados grandes	0.050	0.070
D. Planicies inindables		
1. Potreros, hierbas cortas, sin arbustos ni matorrales	0.030	0.035
2. Potreros, hierba alta, sin arbustos ni matorrales	0.030	0.035
3. Zonas cultivadas en hilera	0.035	0.045
4. Plantaciones	0.040	0.050
5. Arbustos escasos, matorrales	0.050	0.060
6. Abundantes matorrales	0.060	0.080
7. Densa vegetación	0.100	0.150
8. Zona deforestada, con tocones	0.040	0.050
E. Ríos grandes con ancho más de 25 m		
1. Sección regular, sin vegetación ni malezas	0.025	0.035
2. Sección regular con malezas	0.030	0.040
3. Sección irregular, sin malezas, con piedras y gravas	0.035	0.040
4. Sección irregular, con muchas malezas, bancos de arena y grava	0.040	0.055

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE SAN JUDAS

DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (n) METODO DE COWAN						
CONDICIONES DEL CANAL		VALORES		CANAL PRINCIPAL	MARGENES	
					IZQUIERDA	DERECHA
Material no Básica	Tierra	n_0	0.020	0.020	0.020	0.020
	Roca		0.025			
	Grava Fina		0.024			
	Grava Gruesa		0.028			
Grado de Irregularidad en las paredes del fondo	Suave	n_1	0.000	0.000	0.000	0.000
	Menor		0.005			
	Moderado		0.010			
	Severo		0.020			
Variacion de la seccion transversal del canal	Gradual	n_2	0.000	0.000	0.005	0.005
	Ocasional		0.005			
	Frecuente		0.010 a 0.015			
Efecto Relativo a la Obstruciones	Despreciables	n_3	0.000 a 0.005	0.000	0.005	0.005
	Menor		0.010 a 0.015			
	Apreciable		0.020 a 0.025			
	Severo		0.040 a 0.065			
Vegetación	Despreciables	n_4	0.005 a 0.010	0.010	0.010	0.010
	Menor		0.010 a 0.025			
	Apreciable		0.025 a 0.050			
	Severo		0.050 a 0.100			
$ns = n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4$		ns		0.030	0.040	0.040
Grado de Meandrosidad	Menor	ms	1.000	1.000	1.000	1.000
	Apreciable		1.150			
	Severo		1.300			
n = ns x ms				0.030	0.040	0.040

Cf. Open Channel Hydraulics. V.T. CHOW, 1959, pág.109

Promedio= 0.037

PROYECTO: ESTUDIO Y DISEÑO PUENTE SAN JUDAS, BILWI

CALCULO DE LA PENDIENTE DEL CAUCE POR MINIMOS CUADRADOS

N^0	X	Y	XY	X^2
1	0+000.00	2.03	0.00	0.00
2	0+010.00	1.75	17.50	100.00
3	0+020.00	2.02	40.46	400.00
4	0+030.00	1.59	47.67	900.00
5	0+040.00	1.68	67.36	1,600.00
6	0+050.00	1.75	87.50	2,500.00
7	0+060.00	1.86	111.66	3,600.00
8	0+070.00	1.76	123.06	4,900.00
9	0+080.00	1.53	122.40	6,400.00
10	0+090.00	1.62	145.44	8,100.00
11	0+100.00	1.70	170.30	10,000.00
12	0+110.00	1.61	177.21	12,100.00
13	0+120.00	1.95	233.88	14,400.00
14	0+130.00	2.06	267.67	16,900.00
15	0+140.00	2.08	291.34	19,600.00
16	0+150.00	2.06	308.40	22,500.00
17	0+160.00	2.03	324.64	25,600.00
18	0+170.00	1.94	329.46	28,900.00
19	0+180.00	2.02	363.06	32,400.00
20	0+190.00	1.86	353.78	36,100.00
21	0+200.00	1.93	385.40	40,000.00
22	0+210.00	2.27	475.65	44,100.00
23	0+220.00	2.24	493.90	48,400.00
24	0+230.00	1.99	458.39	52,900.00
25	0+240.00	1.85	444.96	57,600.00
26	0+250.00	2.04	510.50	62,500.00
27	0+260.00	2.22	576.94	67,600.00
28	0+270.00	2.16	582.39	72,900.00
29	0+280.00	1.71	479.92	78,400.00

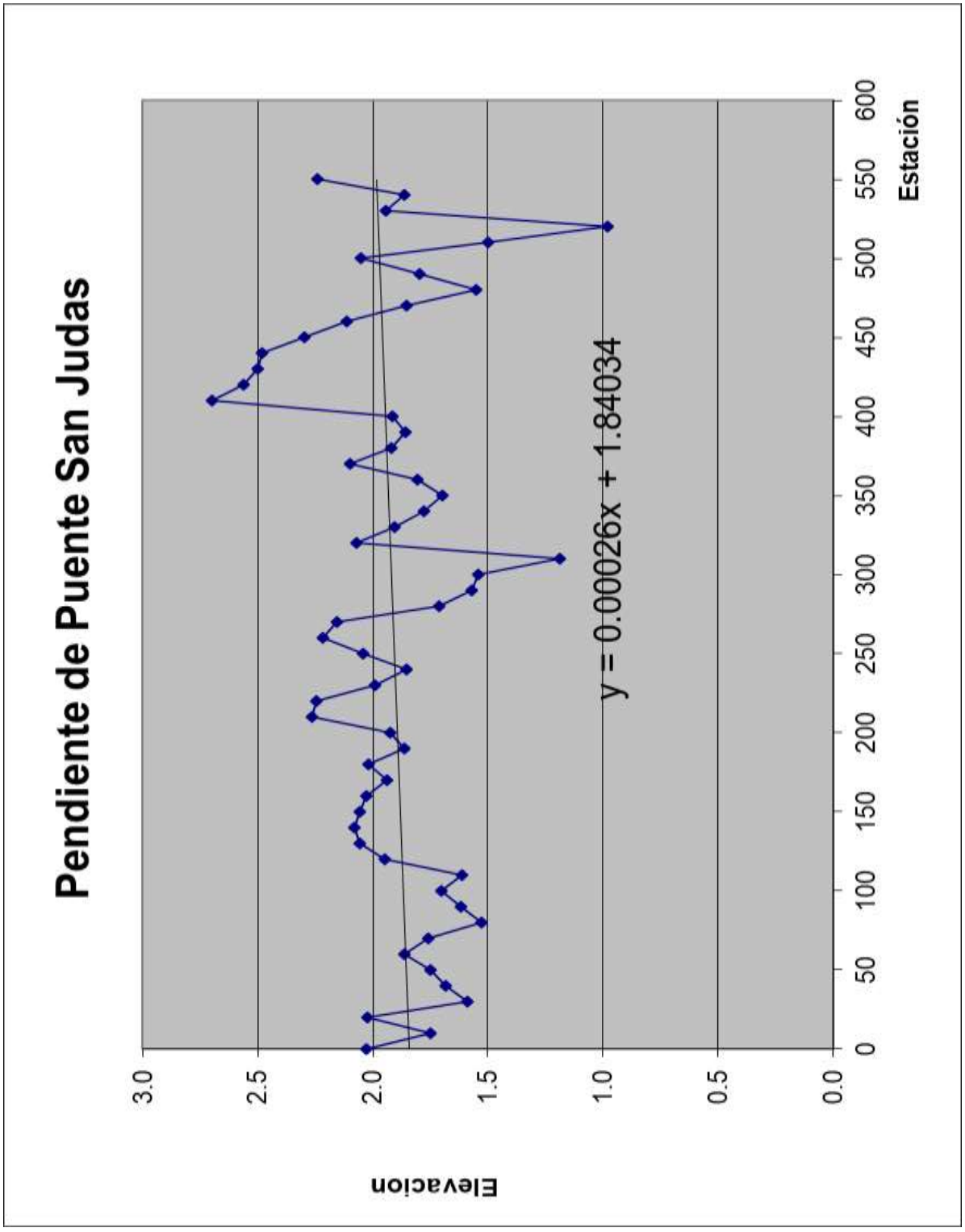
30	0+290.00	1.57	455.01	84,100.00
31	0+300.00	1.54	462.00	90,000.00
32	0+310.00	1.19	368.59	96,100.00
33	0+320.00	2.07	662.72	102,400.00
34	0+330.00	1.91	629.64	108,900.00
35	0+340.00	1.78	603.84	115,600.00
36	0+350.00	1.70	594.65	122,500.00
37	0+360.00	1.80	649.80	129,600.00
38	0+370.00	2.10	775.89	136,900.00
39	0+380.00	1.92	729.60	144,400.00
40	0+390.00	1.86	724.62	152,100.00
41	0+400.00	1.91	766.00	160,000.00
42	0+410.00	2.70	1,107.41	168,100.00
43	0+420.00	2.56	1,076.04	176,400.00
44	0+430.00	2.50	1,075.43	184,900.00
45	0+440.00	2.48	1,092.08	193,600.00
46	0+450.00	2.30	1,033.65	202,500.00
47	0+460.00	2.11	971.52	211,600.00
48	0+470.00	1.86	872.32	220,900.00
49	0+480.00	1.55	744.96	230,400.00
50	0+490.00	1.79	879.55	240,100.00
51	0+500.00	2.05	1,025.50	250,000.00
52	0+510.00	1.50	766.02	260,100.00
53	0+520.00	0.98	509.08	270,400.00
54	0+530.00	1.95	1,030.85	280,900.00
55	0+540.00	1.86	1,004.94	291,600.00
56	0+550.00	2.24	1,232.00	302,500.00
∑	**15,400.00**	**107.10**	**29,834.55**	**5,698,000.00**
media	275.00	1.91		

Ecuación para determinar la pendiente por minimos cuadrados

$$b = \frac{\sum xy - n\bar{y}\bar{x}}{\sum x^2 - n\bar{x}^2}$$

b= 0.000262

LA PENDIENTE DEL CAUCE EN PUENTE SAN JUDAS ES : 0.000262 m / m



Grafica 3 Pendiente de Puente San Judas

Pendiente Aguas Arriba de Puente San Judas

N⁰	X	Y	XY	X²
1	240.00	1.85	444.96	57600.00
2	250.00	2.04	510.50	62500.00
3	260.00	2.22	576.94	67600.00
4	270.00	2.16	582.39	72900.00
5	280.00	1.71	479.92	78400.00
6	290.00	1.57	455.01	84100.00
7	300.00	1.54	462.00	90000.00
8	310.00	1.19	368.59	96100.00
9	320.00	2.07	662.72	102400.00
10	330.00	1.91	629.64	108900.00
11	340.00	1.78	603.84	115600.00
12	350.00	1.70	594.65	122500.00
13	360.00	1.80	649.80	129600.00
14	370.00	2.10	775.89	136900.00
15	380.00	1.92	729.60	144400.00
16	390.00	1.86	724.62	152100.00
17	400.00	1.91	766.00	160000.00
18	410.00	2.70	1107.41	168100.00
19	420.00	2.56	1076.04	176400.00
20	430.00	2.50	1075.43	184900.00
21	440.00	2.48	1092.08	193600.00
22	450.00	2.30	1033.65	202500.00
23	460.00	2.11	971.52	211600.00
24	470.00	1.86	872.32	220900.00
25	480.00	1.55	744.96	230400.00
26	490.00	1.79	879.55	240100.00
27	500.00	2.05	1025.50	250000.00
28	510.00	1.50	766.02	260100.00
29	520.00	0.98	509.08	270400.00
30	530.00	1.95	1030.85	280900.00
31	540.00	1.86	1004.94	291600.00
32	550.00	1.86	1023.55	302500.00
	12,640.00	**61.39**	**24,229.97**	**5,265,600.00**
media	395.0000	1.9184		

$$\Sigma y = na + b\Sigma x$$

$$\Sigma xy = a\Sigma x + b\Sigma x^2$$

Ecuación para determinar la pendiente por minimos cuadrados

$$b = \frac{\sum xy - n\bar{y}\bar{x}}{\sum x^2 - n\bar{x}^2}$$

b= -0.000070

LA PENDIENTE DEL CAUCE EN PTE SAN JUDAS ES : 0.000070 m / m

Pendiente Aguas Abajo de Puente San Judas

N⁰	X	Y	XY	X²
1	0.00	2.03	0.00	0.00
2	10.00	1.75	17.50	100.00
3	20.00	2.02	40.46	400.00
4	30.00	1.59	47.67	900.00
5	40.00	1.68	67.36	1600.00
6	50.00	1.75	87.50	2500.00
7	60.00	1.86	111.66	3600.00
8	70.00	1.76	123.06	4900.00
9	80.00	1.53	122.40	6400.00
10	90.00	1.62	145.44	8100.00
11	100.00	1.70	170.30	10000.00
12	110.00	1.61	177.21	12100.00
13	120.00	1.95	233.88	14400.00
14	130.00	2.06	267.67	16900.00
15	140.00	2.08	291.34	19600.00
16	150.00	2.06	308.40	22500.00
17	160.00	2.03	324.64	25600.00
18	170.00	1.94	329.46	28900.00
19	180.00	2.02	363.06	32400.00
20	190.00	1.86	353.78	36100.00
21	200.00	1.93	385.40	40000.00
22	210.00	2.27	475.65	44100.00
23	220.00	2.24	493.90	48400.00
24	230.00	1.99	458.39	52900.00
25	240.00	1.85	444.96	57600.00
26	250.00	2.04	510.50	62500.00
27	260.00	2.22	576.94	67600.00
28	270.00	2.16	582.39	72900.00
29	280.00	1.71	479.92	78400.00
30	290.00	1.57	455.01	84100.00
31	300.00	1.54	462.00	90000.00
	4,650.00	**58.42**	**8,907.85**	**945,500.00**
media	150.0000	1.8845		

$\Sigma y = na + b\Sigma x$

$\Sigma xy = a\Sigma x + b\Sigma x^2$

Ecuación para determinar la pendiente por minimos cuadrados

$$b = \frac{\sum xy - n\bar{y}\bar{x}}{\sum x^2 - n\bar{x}^2}$$

b= 0.000583

LA PENDIENTE DEL CAUCE EN PUENTE SAN JUDAS ES : 0.000583 m / m

4.1.10.1 ¿Qué es HEC-RAS y para qué sirve?

HEC-RAS (Hydrological Engineering Center – River Analysis System) es un programa de modelización hidráulica unidimensional compuesto por 4 tipos de análisis en ríos:

- Modelización de flujo en régimen permanente
- Modelización de flujo en régimen no permanente
- Modelización del trasporte de sedimentos
- Análisis de calidad de aguas

Nos permite simular flujos en cauces naturales o canales artificiales para determinar el nivel del agua por lo que su objetivo principal es realizar estudios de inundabilidad y determinar las zonas inundables.

Metodología de HEC-RAS cruce San Judas, Bilwi.

El estudio del rio abarca una longitud de 560.0m, que corresponde a 268.08 aguas arriba del cruce y m aguas abajo con un ancho promedio de cauce de 60.0m.

Entre las Características Generales que se presentaron en la modelación hidráulica de puente San Judas está:

Caudal de diseño: 41.8m^3/seg.

Periodo de retorno: 100 años.

Tipo de régimen: flujo subcritico.

Condiciones de contorno: Normal Depth.

Secciones transversales: cada 10 metros en general,

Coeficiente de Rugosidad estimada *n*: 0.030 en cauce central y 0.040 en márgenes.

Coeficientes de contracción y expansión: en general, 0.3 (contracción.) y 0.5 (expansión.).

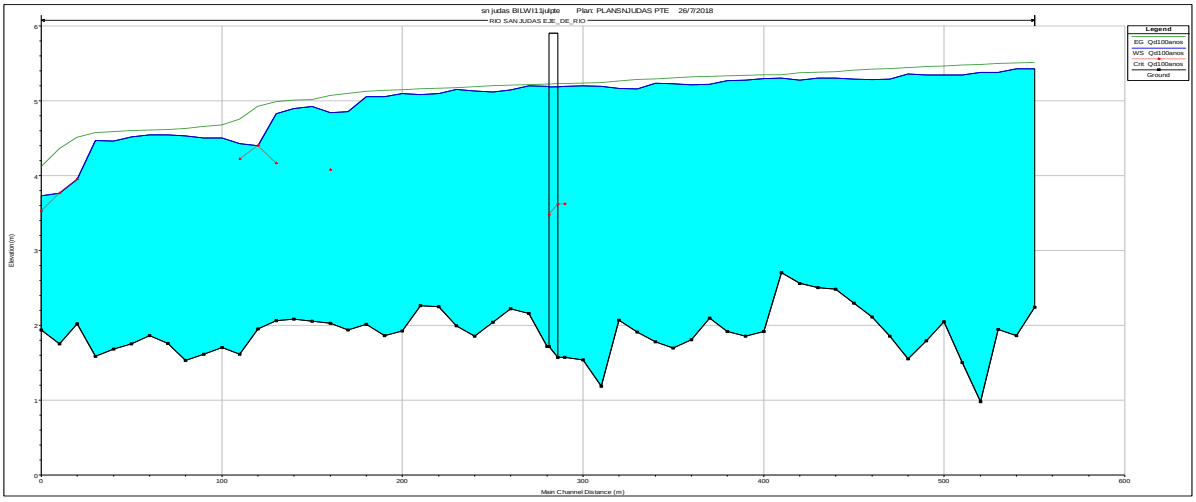
4.1.10.2 Corrida HECRAS en cauce natural de cruce San Judas.

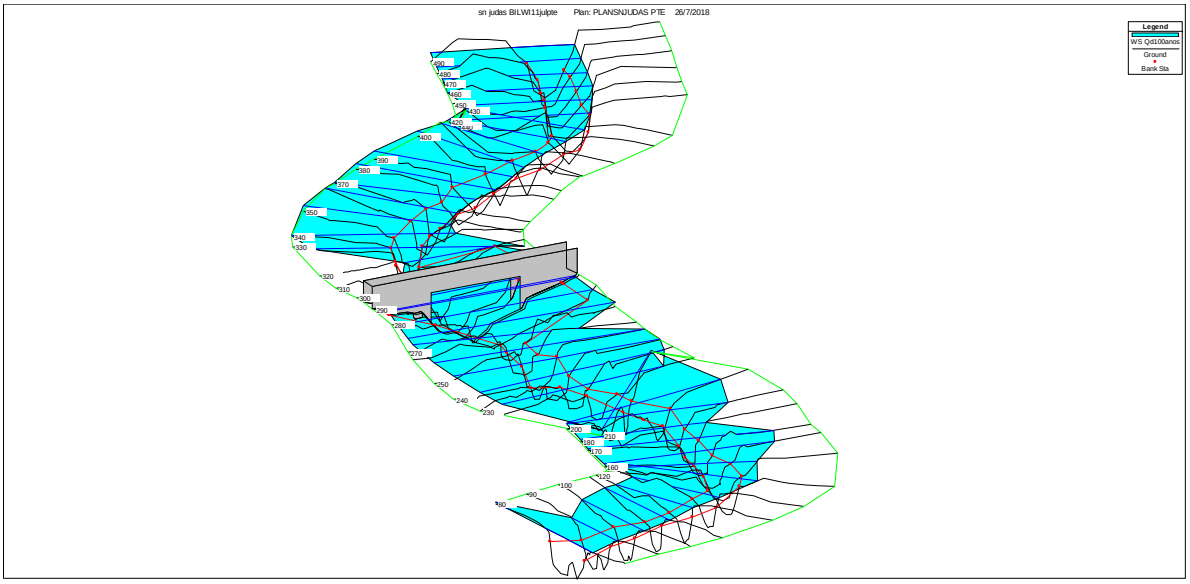
Con la corrida en el programa Hec-Ras, el puente San Judas tiene un comportamiento hidráulico en las condiciones de cauce natural existentes, el espejo de aguas abajo del sitio que se ubica cerca de Est 0+280, el espejo está en 59.65m (estación aguas abajo en donde se localizara el puente proyectado).

De esto se deduce que cuando se dan las crecidas extraordinarias en el rio, circula libremente e inunda las planicies aledañas al cruce

Planta con sus respectivas secciones, caudal esperado Qd=41.8 m^3/seg

Perfil del eje del cauce con caudal esperado Qd=354.30 m^3/seg.





Grafica 4 Sección Del Rio Long Creeck

Tabla de resultados con corrida de programa HEC-RAS 4.1.0 Sobre cauce natural con puente compuesto de un solo claro.

Profile Output Table - Standard XIOMARA

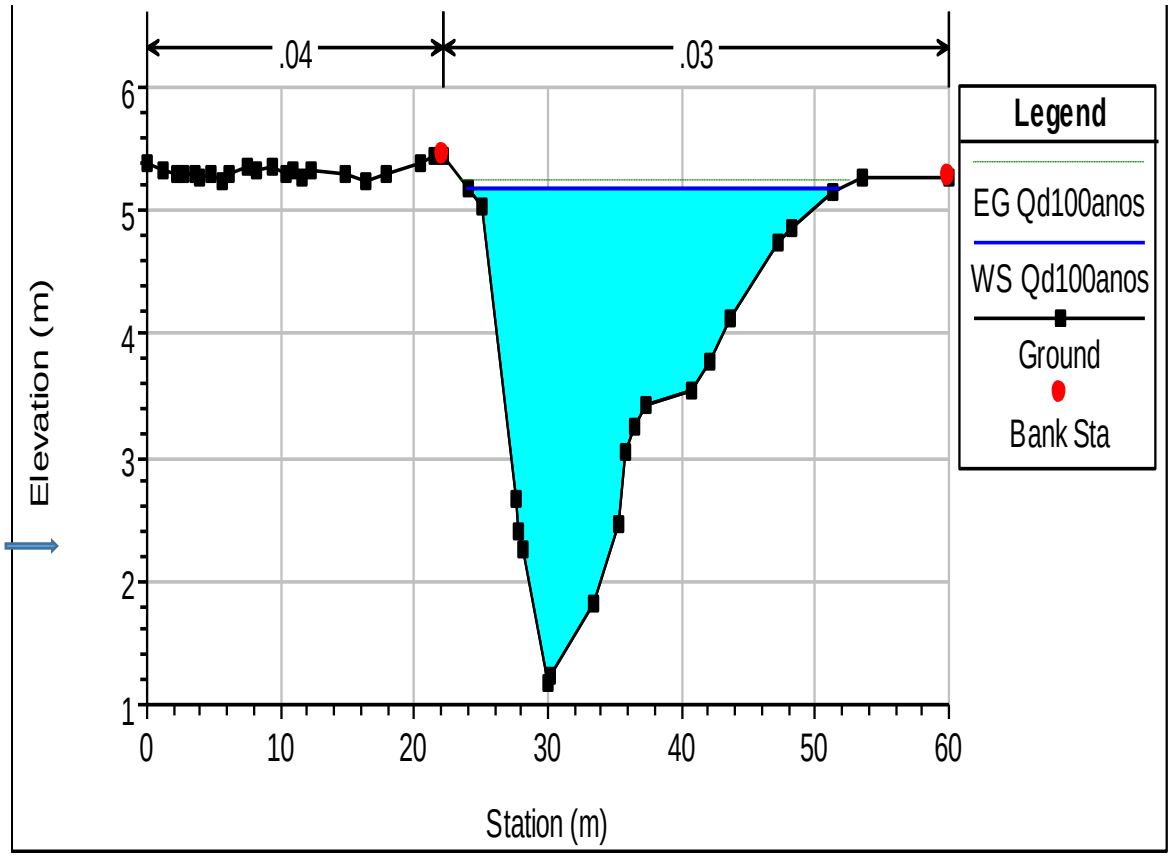
File Options Std. Tables User Tables Locations Help

HEC-RAS Plan: SNJUDPTE River: RIO SAN JUDAS Reach: EJE_DE_RIO Profile: Qd100anos

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	Max Chl Dpth	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
EJE_DE_RIO	560	Qd100anos	41.80	2.24	3.19	5.43		5.51	0.000601	1.29	36.86	20.63	0.28
EJE_DE_RIO	550	Qd100anos	41.80	1.86	3.56	5.42		5.50	0.000418	1.31	38.81	21.41	0.25
EJE_DE_RIO	540	Qd100anos	41.80	1.94	3.43	5.37		5.49	0.000642	1.57	31.20	18.66	0.30
EJE_DE_RIO	530	Qd100anos	41.80	0.98	4.39	5.37		5.48	0.000664	1.52	32.78	19.59	0.27
EJE_DE_RIO	520	Qd100anos	41.80	1.50	3.84	5.34		5.47	0.000877	1.69	29.87	18.54	0.31
EJE_DE_RIO	510	Qd100anos	41.80	2.05	3.29	5.34		5.46	0.000698	1.62	31.33	17.87	0.30
EJE_DE_RIO	500	Qd100anos	41.80	1.79	3.55	5.34		5.45	0.000608	1.48	31.78	17.26	0.28
EJE_DE_RIO	490	Qd100anos	41.80	1.55	3.80	5.36		5.44	0.000418	1.31	36.48	19.55	0.24
EJE_DE_RIO	480	Qd100anos	41.80	1.86	3.43	5.29		5.43	0.000886	1.70	29.23	21.96	0.33
EJE_DE_RIO	470	Qd100anos	41.80	2.11	3.17	5.28		5.42	0.000968	1.71	29.12	24.09	0.35
EJE_DE_RIO	460	Qd100anos	41.80	2.30	2.99	5.28		5.40	0.000857	1.61	32.50	28.82	0.33
EJE_DE_RIO	450	Qd100anos	41.80	2.48	2.82	5.30		5.39	0.000729	1.41	37.95	32.87	0.30
EJE_DE_RIO	440	Qd100anos	41.80	2.50	2.80	5.30		5.38	0.000620	1.39	42.68	32.99	0.29
EJE_DE_RIO	430	Qd100anos	41.80	2.56	2.71	5.27		5.37	0.000867	1.56	38.78	34.55	0.35
EJE_DE_RIO	420	Qd100anos	41.80	2.70	2.60	5.30		5.34	0.000548	1.16	49.49	34.29	0.26
EJE_DE_RIO	410	Qd100anos	41.80	1.92	3.38	5.29		5.34	0.000449	1.15	50.71	34.79	0.24
EJE_DE_RIO	400	Qd100anos	41.80	1.86	3.41	5.27		5.33	0.000544	1.26	46.63	38.72	0.27
EJE_DE_RIO	390	Qd100anos	41.80	1.92	3.35	5.27		5.33	0.000394	1.18	47.81	40.48	0.24
EJE_DE_RIO	380	Qd100anos	41.80	2.10	3.12	5.22		5.32	0.000648	1.50	37.78	41.12	0.30
EJE_DE_RIO	370	Qd100anos	41.80	1.81	3.41	5.21		5.31	0.000685	1.51	38.91	38.77	0.29
EJE_DE_RIO	360	Qd100anos	41.80	1.70	3.52	5.22		5.30	0.000539	1.36	44.55	38.53	0.26
EJE_DE_RIO	350	Qd100anos	41.80	1.78	3.45	5.23		5.29	0.000391	1.18	50.53	40.57	0.23
EJE_DE_RIO	340	Qd100anos	41.80	1.91	3.25	5.15		5.27	0.000938	1.67	35.99	42.42	0.33
EJE_DE_RIO	330	Qd100anos	41.80	2.07	3.09	5.16		5.26	0.000914	1.64	40.48	47.68	0.32
EJE_DE_RIO	320	Qd100anos	41.80	1.19	4.00	5.19		5.23	0.000727	1.09	48.92	42.18	0.27
EJE_DE_RIO	310	Qd100anos	41.80	1.54	3.66	5.20		5.22	0.000298	0.73	72.34	60.00	0.19
EJE_DE_RIO	300	Qd100anos	41.80	1.57	3.62	5.19	3.64	5.22	0.000195	0.76	63.07	45.96	0.16
EJE_DE_RIO	291.92		Mult Open										

La estación 0+320 se ubica aguas arriba en donde se ubica el puente (Est 0+291.92), se tiene que el espejo de agua tiene una longitud de 28.01m. Se tiene que el flujo de agua tiene una altura de 4.0m, el NAME en esta sección está en la cota 5.19 msnm.

SECCIÓN DE CRUCE 0+320.00.



Grafica 5 Perfil Del Rio según Elevaciones Promedio

La estación 0+280 se ubica aguas abajo de donde se ubica el puente (Est 0+291.92), se tiene que el espejo de agua tiene una longitud de 57.38m. Esta sección se localiza 11.92m aguas abajo de donde se emplaza el puente proyectado. Se tiene que el flujo de agua tiene una altura de 3.04m. En esta sección el NAME está en la cota 5.19msnm.

Cross Section Output

File Type Options Help

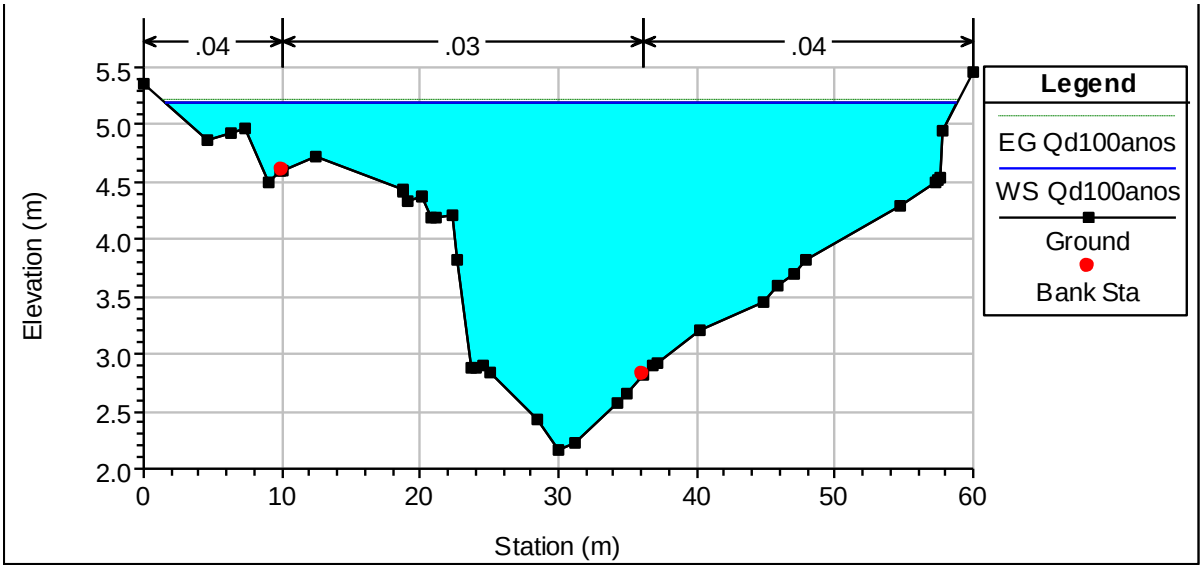
River: RIO SAN JUDAS Profile: Qd100anos

Reach: EJE_DE_RIO RS: 280 Plan: SNJUDPTE

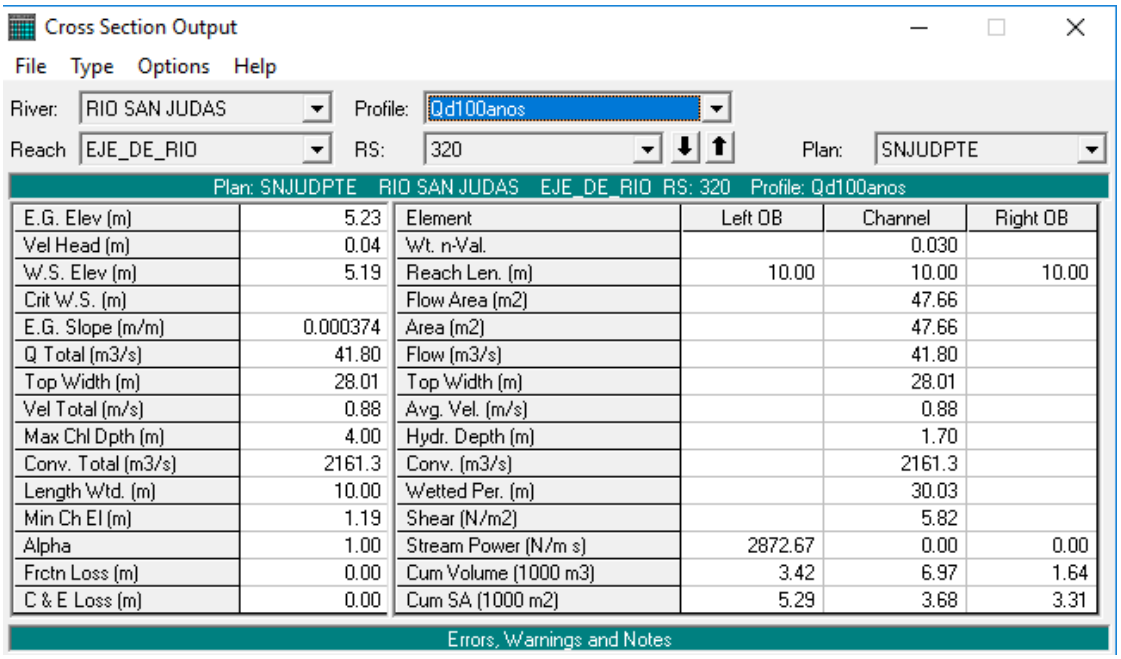
Plan: SNJUDPTE RIO SAN JUDAS EJE_DE_RIO RS: 280 Profile: Qd100anos

		Element	Left OB	Channel	Right OB
E.G. Elev (m)	5.21	Wt. n-Val.	0.040	0.030	0.040
Vel Head (m)	0.02	Reach Len. (m)	10.00	10.00	10.00
W.S. Elev (m)	5.19	Flow Area (m2)	2.67	44.12	32.37
Crit W.S. (m)		Area (m2)	2.67	44.12	32.37
E.G. Slope (m/m)	0.000183	Flow (m3/s)	0.41	27.65	13.73
Q Total (m3/s)	41.80	Top Width (m)	8.50	26.21	22.66
Top Width (m)	57.38	Avg. Vel. (m/s)	0.16	0.63	0.42
Vel Total (m/s)	0.53	Hydr. Depth (m)	0.31	1.68	1.43
Max Chl Dpth (m)	3.04	Conv. (m3/s)	30.7	2045.0	1015.8
Conv. Total (m3/s)	3091.6	Wetted Per. (m)	8.59	26.91	23.01
Length Wtd. (m)	10.00	Shear (N/m2)	0.56	2.94	2.52
Min Ch El (m)	2.16	Stream Power (N/m s)	2872.67	0.00	0.00
Alpha	1.14	Cum Volume (1000 m3)	3.34	5.77	1.14
Frctn Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	5.14	2.79	2.75
C & E Loss (m)	0.00				

SECCIÓN DE CRUCE 0+280.00



Grafica 6 Sección Cruce 0+280



Cross Section Output

File Type Options Help

River: RIO SAN JUDAS Profile: Qd100anos

Reach EJE_DE_RIO RS: 320 Plan: SNJUDPTE

Plan: SNJUDPTE RIO SAN JUDAS EJE_DE_RIO RS: 320 Profile: Qd100anos

		Element	Left OB	Channel	Right OB
E.G. Elev (m)	5.23				
Vel Head (m)	0.04	Wt. n-Val.		0.030	
W.S. Elev (m)	5.19	Reach Len. (m)	10.00	10.00	10.00
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)		47.66	
E.G. Slope (m/m)	0.000374	Area (m2)		47.66	
Q Total (m3/s)	41.80	Flow (m3/s)		41.80	
Top Width (m)	28.01	Top Width (m)		28.01	
Vel Total (m/s)	0.88	Avg. Vel. (m/s)		0.88	
Max Chl Dpth (m)	4.00	Hydr. Depth (m)		1.70	
Conv. Total (m3/s)	2161.3	Conv. (m3/s)		2161.3	
Length Wtd. (m)	10.00	Wetted Per. (m)		30.03	
Min Ch El (m)	1.19	Shear (N/m2)		5.82	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	2872.67	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.00	Cum Volume (1000 m3)	3.42	6.97	1.64
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	5.29	3.68	3.31

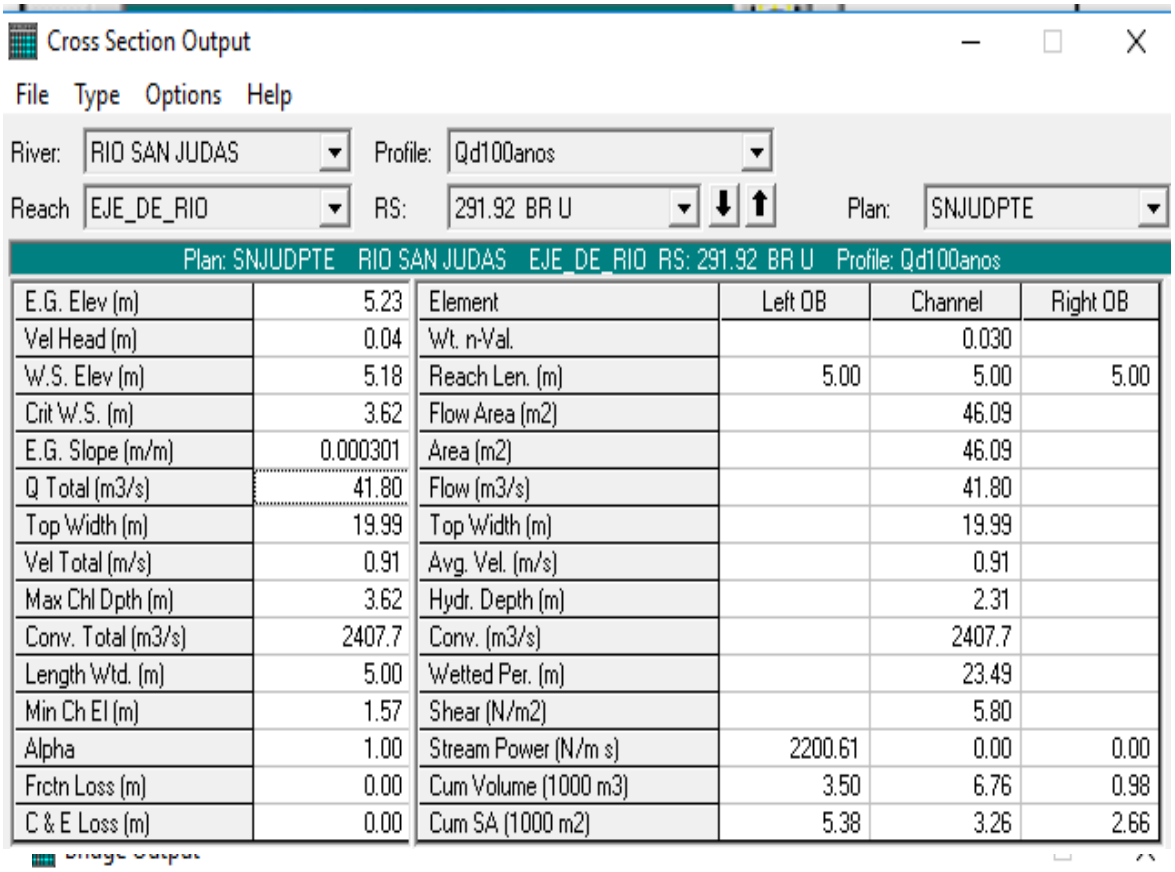
Errors, Warnings and Notes

Tabla de resultados hidráulicos con puente en Est 0+291.92

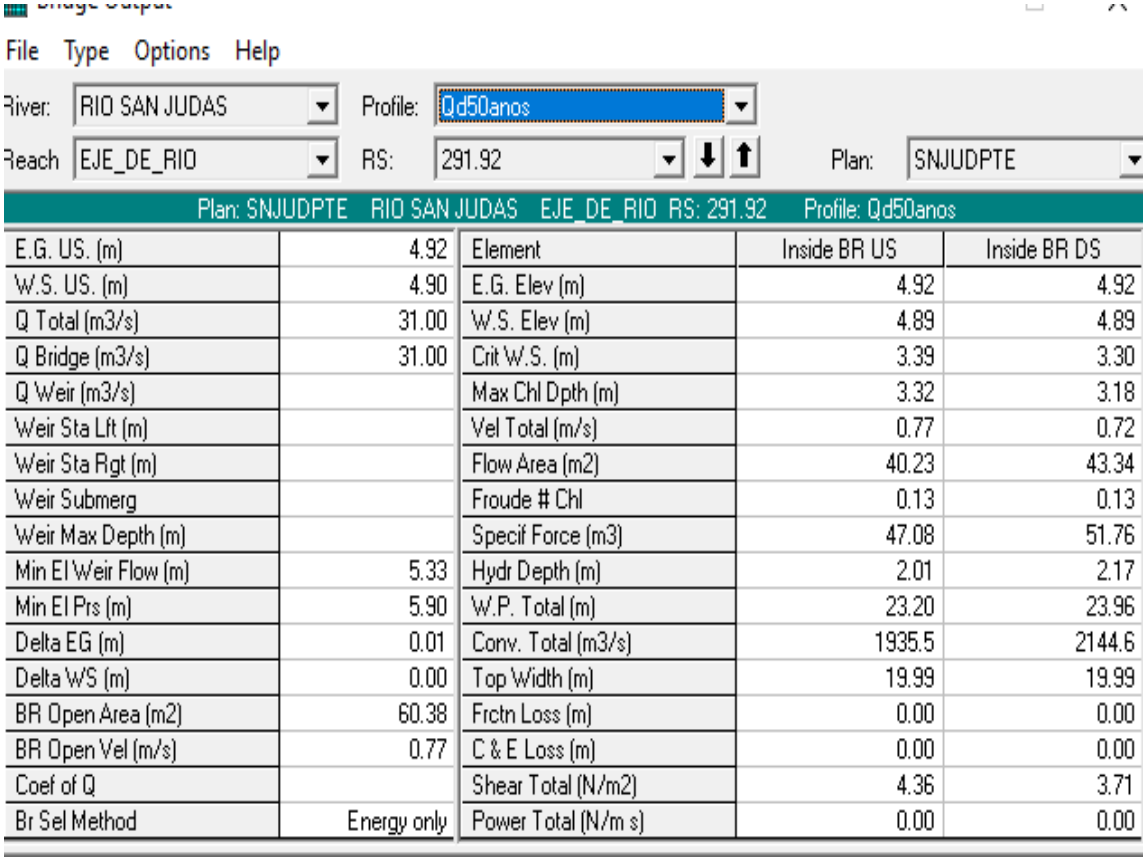
Se ingresa puente con compuesto de un claro de 20m, con esviaje; se realiza la corrida con el Hec-Ras 4.1.0 y se obtiene que el claro proyectado evacua el caudal estimado 41.8 m^3/seg para un periodo de retorno de 100 años. Se analiza el puente sin ninguna estructura de alivio en los terraplenes de acceso.

Se tiene que la altura del agua es de 3.62m, en el cruce con el puente con longitud de 15.32m (sin esviaje), el NAME está en la cota 5.18msnm. El nivel inferior de viga está en la cota 5.90msnm, por tanto, se tiene un borde libre de 0.72m. El criterio de borde libre minimo, según el Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la infraestructura vial de Centroamérica″; estipula un borde libre de 0.90m, para caudales de 30 a 300 m^3/seg que se indica en el apartado 7, página 212 de dicho Manual.

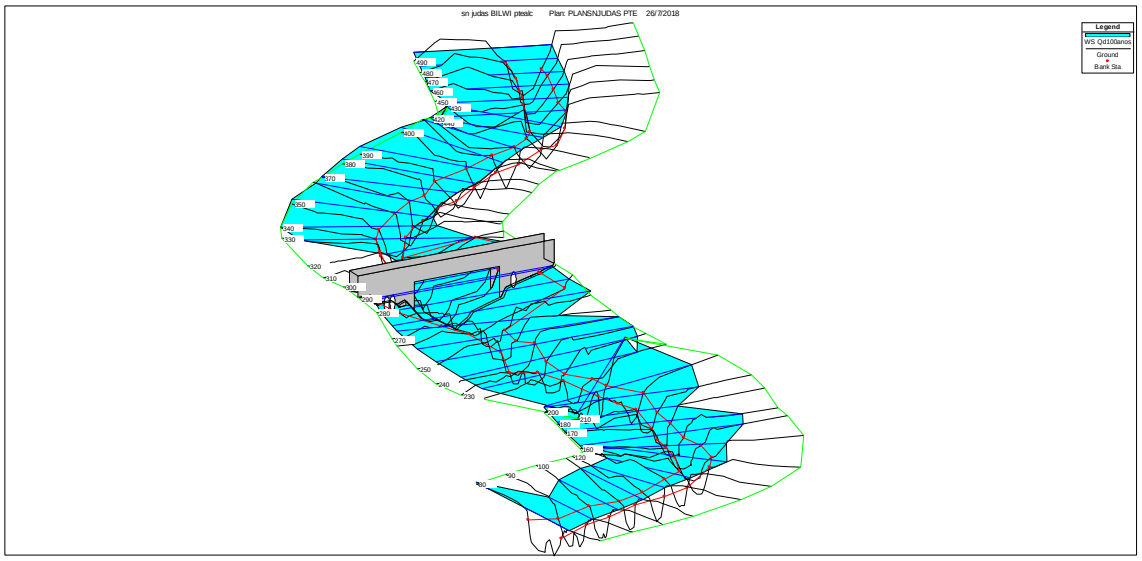
Se analiza con un periodo de retorno de 50 años, se obtiene un caudal estimado de 31.0m^3/seg. El NAME está en la cota 4.89msnm, aquí si cumple con el criterio de borde libre de 0.90m, indicado anteriormente. A continuación, se muestran esos resultados.



E.G. Elev (m)	5.23	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.04	Wt. n-Val.		0.030	
W.S. Elev (m)	5.18	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
Crit W.S. (m)	3.62	Flow Area (m2)		46.09	
E.G. Slope (m/m)	0.000301	Area (m2)		46.09	
Q Total (m3/s)	41.80	Flow (m3/s)		41.80	
Top Width (m)	19.99	Top Width (m)		19.99	
Vel Total (m/s)	0.91	Avg. Vel. (m/s)		0.91	
Max Chl Dpth (m)	3.62	Hydr. Depth (m)		2.31	
Conv. Total (m3/s)	2407.7	Conv. (m3/s)		2407.7	
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)		23.49	
Min Ch El (m)	1.57	Shear (N/m2)		5.80	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	2200.61	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.00	Cum Volume (1000 m3)	3.50	6.76	0.98
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	5.38	3.26	2.66



E.G. US. (m)	4.92	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	4.90	E.G. Elev (m)	4.92	4.92
Q Total (m3/s)	31.00	W.S. Elev (m)	4.89	4.89
Q Bridge (m3/s)	31.00	Crit W.S. (m)	3.39	3.30
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.32	3.18
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	0.77	0.72
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	40.23	43.34
Weir Submerg		Froude # Chl	0.13	0.13
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	47.08	51.76
Min El Weir Flow (m)	5.33	Hydr Depth (m)	2.01	2.17
Min El Prs (m)	5.90	W.P. Total (m)	23.20	23.96
Delta EG (m)	0.01	Conv. Total (m3/s)	1935.5	2144.6
Delta WS (m)	0.00	Top Width (m)	19.99	19.99
BR Open Area (m2)	60.38	Frctn Loss (m)	0.00	0.00
BR Open Vel (m/s)	0.77	C & E Loss (m)	0.00	0.00
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	4.36	3.71
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00



Multiple Opening Output

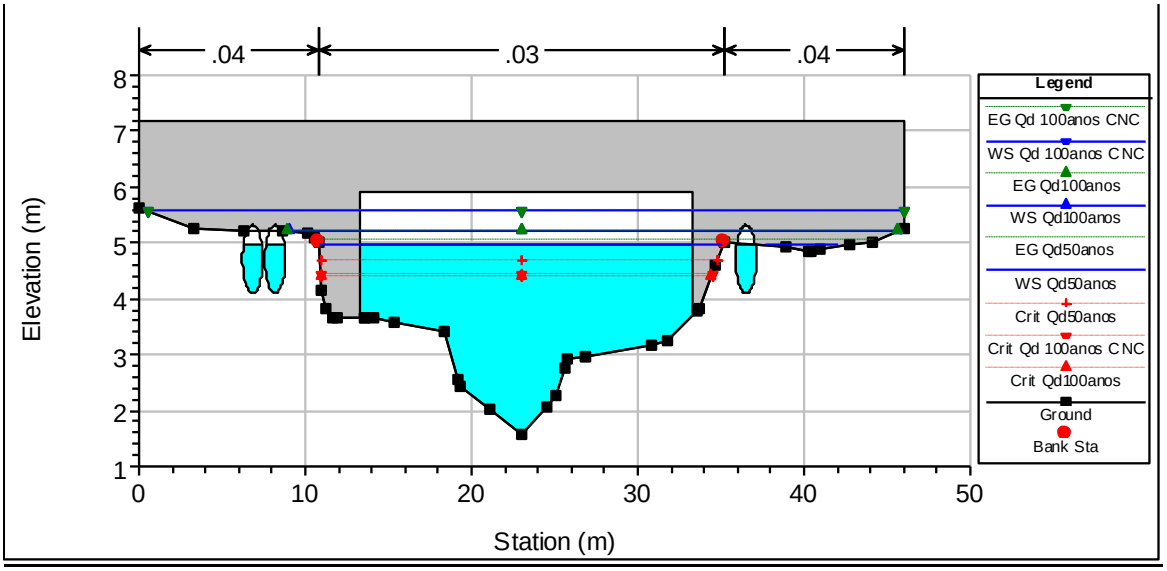
File Type Options Help

River: RIO SAN JUDAS | Profile: Qd100anos | Open#2: Bridge

Reach: EJE_DE_RIO | RS: 291.92 | Plan: SNJUDPTE

Plan: SNJUDPTE RIO SAN JUDAS EJE_DE_RIO RS: 291.92 Open#2: Bridge Profile: Qd100anos

		Element	Inside BR US	Inside BR DS
E.G. US. (m)	5.22	E.G. Elev (m)	5.22	5.22
W.S. US. (m)	5.19	W.S. Elev (m)	5.18	5.19
Q Total (m3/s)	37.84	Crit W.S. (m)	3.55	3.41
Q Bridge (m3/s)	37.84	Max Chl Dpth (m)	3.61	3.47
Q Weir (m3/s)		Vel Total (m/s)	0.82	0.77
Weir Sta Lft (m)		Flow Area (m2)	46.06	49.17
Weir Sta Rgt (m)		Froude # Chl	0.14	0.13
Weir Submerg		Specif Force (m3)	60.41	65.97
Weir Max Depth (m)		Hydr Depth (m)	2.30	2.46
Min El Weir Flow (m)	7.20	W.P. Total (m)	23.49	20.49
Min El Prs (m)	5.90	Conv. Total (m3/s)	2405.5	2938.0
Delta EG (m)	0.01	Top Width (m)	19.99	19.99
Delta WS (m)	0.00	Frctn Loss (m)	0.00	0.00
BR Open Area (m2)	60.38	C & E Loss (m)	0.00	0.00
BR Open Vel (m/s)	0.82	Shear Total (N/m2)	4.76	3.90
Coef of Q		Power Total (N/m s)	519.47	174.27
Br Sel Method	Energy only			



4.1.10.3 Conclusión:

Como se observa en la tabla de resultados del programa Hec-Ras 4.1.0; el puente San Judas de 20m ya con esviaje, compuesto de un solo claro, tiene capacidad hidráulica; la altura de agua en el cruce es de 3.62m en la entrada del puente y 3.47m en la salida, este puente proyectado tiene una altura desde el nivel de fondo hasta el nivel inferior de viga de 4.33m. El nivel inferior de viga de puente proyectado se debe mantener en la cota 5.90msnm.

La rasante definitiva la define el especialista vial, pero acorde a los resultados obtenidos con el programa Hec-Ras 4.1.0 y la altura de la superestructura (vigas metálicas y espesor de losa).

Se analiza el puente con alcantarillas de alivio; en terraplenes de acceso, se mantienen los niveles de NAME y el nivel inferior de viga, las alcantarillas de alivio es para evacuar el caudal que llega a los terraplenes por las planicies de inundación.

V. Estudio de mercado

El estudio de mercado es la clave principal para toda inversión de general ingresos y ganancias. La medida de la demanda para un producto o servicios será la cantidad de personas que lo compran o hacen uso del mismo. Ningún proyecto destinado a la generación de ingreso puede sostenerse a si mimo si no consigue responder a la demanda del mercado

Las tareas necesarias para evaluar la demanda del mercado varían, dependiendo del tipode producto o servicio analizados. Se pueden identificar cuatro categorías generales debienes y servicios, cada una presenta sus propias características y re quiere un enfoquedistinto para evaluar la demanda. Estas categorías son:

a) Producto básico
b) Producto básico perecible
c) Productos innovadores o especiados
d) Servicios

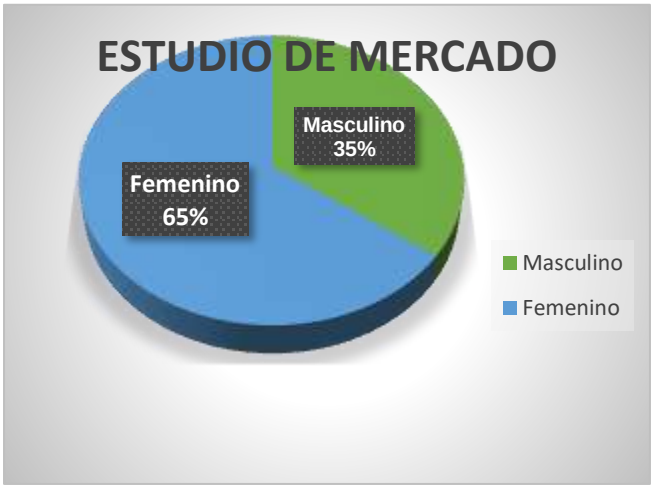
Este proyecto se realiza basado en la importancia que implica la necesidad desde décadas atrás lo cual activará la segunda salida de la ciudad para toda la población que dará uso sobre esta estructura.

Los resultados obtenidos de la entrevista que se realizó en cada vivienda cercana del proyecto en el que se ejecutó dicha caja puente, entre los barrios San Judas y Nueva Jerusalén hay un total de 100 personas los cuales son entre niños, jóvenes, adultos entre los sexo masculino y femenino.

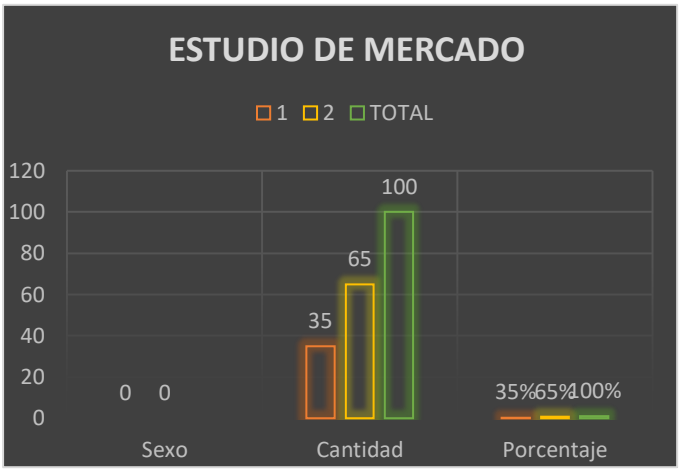
ESTUDIO DE MERCADO			
Nº	**Sexo**	**Cantidad**	**Porcentaje**
1	Masculino	35	35%
2	Femenino	65	65%
TOTAL		100	100%

Tabla 3 estudios de mercado

5.1 Estudio de Mercado



Grafica 7 estudio de mercado



Grafica 8 estudio de mercado

5.2 Beneficiaros.

5.2.1 Beneficiarios directos.

Con el nuevo diseño y construcción de la caja puente en el rio Long Creek serán beneficiados los pobladores del barrio San Judas y Nueva Jerusalén, así como las personas que hacen uso a diario de esta vía.

5.2.2 Beneficiarios indirectos.

Con la implementación de esta nueva estructura serán beneficiadas las familias de los barrios aledaños, así como los transportistas y el público en general y todos los que trabajarán en dicha obra de desarrollo para la ciudad de Bilwi, Puerto Cabezas.

5.3 Análisis de la demanda del proyecto

5.3.1 Demanda

El análisis de las encuestan nos permite identificar que el mercado potencial es toda la población de los barrios San Judas y Nueva Jerusalén, tanto como el municipio y la región ya que la circulación esta inactiva por entre la frontera de estos barrios, es por ello que ejerce mucha demanda este proyecto.

5.3.2 Oferta

De acuerdo a la encuesta realizada se establece que la mejor solución al problema es llevar a cabo la ejecución del presente proyecto formulado el cual consiste en el diseño de una caja puente doble sobre el Rio Long Creeck.

VI. Estudio Técnico del Proyecto

6.1 Macro Localización:

El proyecto se localiza en Bilwi, Puerto Cabeza es un municipio de la región autónoma de la Costa Caribe Norte (RACCN) de Nicaragua, es Capital de la Región de la Costa Caribe Norte, se encuentra ubicado en la franja costera del caribe Nicaragüense entre las coordenadas, Latitud: 14º 01' 59" N y la Longitud: 83º 22' 59" O con una distancia de 520 km de la ciudad de Managua, capital del país. En esta ciudad se encuentra la seda del gobierno Regional (GRACCN) además Bilwi tiene un clima tropical húmedo. Aunque con variaciones, la temperatura promedio es de 26.3 °C.

Imagen 15 Macro localización. ***Fuente: Google Earth Pro***

6.2 Micro Localización:

Área donde se ejecutará el proyecto la cual se encuentra entre los barrios San Judas y Nueva Jerusalén, en el municipio de Puerto Cabeza, Región Autónoma de la Costa Caribe Norte (RACCN), aproximadamente a una distancia de 2.50 km desde el centro del municipio.

Imagen 16 Micro localización *Fuente: Google Earth Pro*

6.3 Criterios de diseño.

Basados en las normas de diseños para carretera (ASSHTO-LRFD) y tomando en cuenta la importancia del cuido del medio ambiente, así como los costos que implica la construcción o reconstrucción de obras de drenaje mayor y la importancia que éstos tienen para la sociedad, se plantean los siguientes objetivos:

6.3.1 Objetivos establecidos para el proyecto:

- Aplicar de manera correcta las Normas de diseño para carretera usadas en Nicaragua, ASSHTO 2011 (Green Book).
- Con la materialización de este proyecto pretende promover el desarrollo económico de la zona con la reconstrucción del puente vehicular y los accesos al mismo.

- Conservar en todo lo posible el medio ambiente existente en el entorno de la zona y corredor del proyecto.
- Adaptarse a las condiciones actuales de la vía, en cuanto a planimetría y altimetría.
- Procurar en todo lo posible, evitar la proyección de obras de movimiento de tierra de grandes magnitudes (excavaciones y/o terraplenes) que conlleven a generar una deformación notoria en el aspecto paisajístico y en el medio ambiente en general.

6.4 Metodología de diseño

6.4.1 Aplicación geométrica:

La geometría proyectada permitirá la circulación de las diferentes tipologías vehiculares, pero se proyecta un Bus (Ciudad), 40 pasajeros.

El criterio establecido en dependencia al vehículo mencionado anteriormente, clasifica este tipo de estructura para ser diseñadas para los bajos volúmenes de tráfico por la norma **Policy Geometric Highway**.

6.4.2 Vehículo de diseño:

Los vehículos de diseño serán los vehículos automotores predominantes y de mayores exigencias en el tránsito que se desplaza por los sitios regionales, por lo que, al tipificar las dimensiones, pesos y características de operación de cada uno de ellos, se brinda al diseñador los controles y elementos a los que se deben ajustar los diseños para posibilitar y facilitar su circulación irrestricta.

De cada tipo de vehículo utilizado para diseño, se seleccionan con el propósito de adoptar las condiciones más desfavorables, aquellos de mayores dimensiones físicas y de radios de giros mayores dentro de su clasificación tipológica, tenemos tentativamente a recomendar un bus de ciudad, basados en el criterio por la funcionalidad del tipo de infraestructura proyectada.

Las características de los vehículos de diseño condicionan los distintos aspectos del dimensionamiento geométrico y estructural del camino, por ejemplo:

- El ancho del vehículo adoptado incide en el ancho del camino.
- La distancia entre los ejes del vehículo influye en el ancho y los radios mínimos internos y externos del camino.
- Las características de los vehículos, además de condicionar los aspectos referidos en la norma; influyen en las dimensiones del pavimento.

A continuación, se muestra el vehículo tipo seleccionado para el proyecto, en cuanto al diseño geométrico:

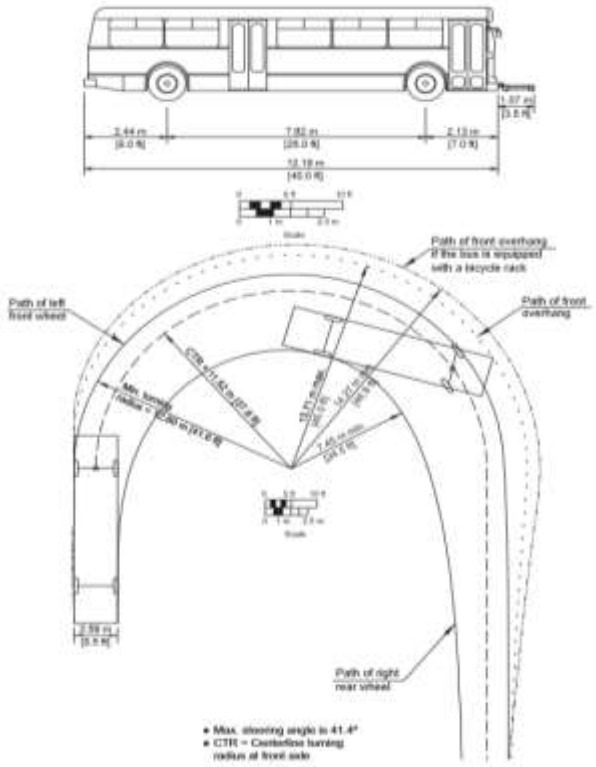


Imagen 17. (Características del Vehículo de diseño, Bus Ciudad, 40 Pasajeros)

6.4.3 Distancia entre ejes

De acuerdo al vehículo tipo seleccionado la distancia entre ejes del mismo es de 7.62 m. En el cuadro siguiente se muestran las características del vehículo de diseño seleccionado.

Vehículo de Diseño	Símbolo	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: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 2004, pp. 16
Nota: WB1, WB2 es la distancia entre ejes extremos Dimensiones en metros

Tabla 19 Vehículos según las distancias entre ejes

6.4.4 Derecho de vía del proyecto

La franja del derecho de vía del camino actual es variable en casi toda su trayectoria, se observan anchos 12 metros aproximadamente.

Para las carreteras clasificadas como Colectoras Rurales o Colectoras Secundarias la norma Centroamérica SIECA considera suficiente disponer de un derecho de vía de entre 10 - 20 metros mínimo. Dado que el camino de acceso que se estuvo analizando se encuentra tipificado en estas normas de diseño se ha tomado como referencia estas indicaciones. Por otro lado, tomando en cuenta los problemas sociales que generan las afectaciones a la propiedad privada; se recomienda mantener el derecho de vía lo más aproximado al existente y se propone un derecho de vía continuo de 8m en toda su longitud, a fin de evitar grandes afectaciones que conlleven al encarecimiento del proyecto.

6.4.5 Velocidad de diseño del proyecto

Una velocidad que es de suma importancia es la llamada Velocidad de Proyecto o Velocidad Directriz que no es otra cosa que aquella velocidad que ha sido escogida para gobernar y correlacionar las características y el Proyecto geométrico del camino en su aspecto operacional.

La velocidad de proyecto es un factor de primordial importancia que determina normalmente el costo del camino y es por ello por lo que debe limitarse para obtener costos bajos. Todos los elementos del proyecto deben calcularse en función de la velocidad de proyecto. Al hacerse esto, se tendrá un todo armónico que no ofrecerá sorpresas al conductor.

Un factor que hace a la velocidad muy importante en el tránsito, es que la velocidad de los vehículos actuales ha sobrepasado los límites que le permite alcanzar el camino actual, las calles y la mayor parte de los reglamentos.

Así pues, la velocidad debe ser estudiada, regulada y controlada, ya que básicamente se presenta como un desequilibrio que origina gran número de conflictos en el conductor.

Para el caso del proyecto en estudio se consideró establecer una Velocidad de Proyecto que se ajuste en todo lo posible a las necesidades, características y condiciones existente, y que a la vez nos permita mejorar tanto la velocidad de recorrido actual como considerablemente la infraestructura existente, así como la confortabilidad de los usuarios del camino de toda el área de influencia del Proyecto.

En el acceso se identificaron aproximadamente 462 metros de longitud urbana. En el cruce por las zonas urbanas se está proponiendo una Velocidad de Diseño de 30 Km/h, con una sobreelevación máxima de 4%, con longitudes de transición que fácilmente se acomodarán al trazo del camino existente; para valores mayores de estos parámetros (Velocidad, Radio de curvatura, etc.) implicaría afectaciones de consideración en terrenos de las propiedades aledañas al camino, al igual que en los aspectos de paisajismo y medio ambiente.

La distancia de visibilidad de parada a emplear en el cruce por zonas urbanas y para una velocidad de diseño de 30 Km/h es de 33.2m. En el resto del proyecto (zona rural) donde se aplicará una velocidad de diseño de 30 Km/h la distancia de visibilidad de parada a emplear es de 30 metros, que es el valor intermedio de lo que recomienda la norma.

Tipo de Terreno	Volúmenes de Tránsito Diario ó TPDA, en Veh/Día			
	>20,000	20,000-10,000	10,000-3,000	3000-500
Plano	110	90	80	70
Ondulado	90	80	70	60
Montañoso	70	70	60	50

Tabla 4 Tipo de terreno.

(Velocidades de diseño en kilómetros por hora en función de los volúmenes de tránsito y la topografía del terreno)

6.4.6 Número de carriles

Para proveer a la vía de una circulación vehicular en ambos sentidos, el número de carriles a utilizar será de 2.

6.4.7 Ancho de carril

Si el número de carriles influye en gran manera en la capacidad y el nivel de servicio del sitio, la anchura de cada uno de ellos es otro elemento a tener en cuenta.

El ancho del carril influye en la seguridad experimentada por el conductor, lo que propicia una mayor o menor velocidad de circulación.

Para este proyecto en particular se está proponiendo un ancho de carril de 3.50 m y en vista que el vehículo tipo a utilizar es un Bus (Ciudad), las normas AASHTO indican que los vehículos de carga y pasajeros tienen un ancho máximo para diseño de 2.60m.

Tomando en cuenta que es necesario introducir un ancho de reserva para permitir que conveniente y ligeramente los vehículos se separen del borde de la calzada el ancho seleccionado es adecuado por la velocidad de diseño seleccionada.

A continuación, se muestra un resumen de los parámetros a adoptar:

- Velocidad de Diseño: 30 KM/H en zona urbana y en zona rural.
- Vehículo de Proyecto: Bus (Ciudad 40 Pasajeros).

Con lo antes establecido estamos limitando, a las diferentes categorías de vehículos con un ancho similar a la del vehículo prototipo aquí seleccionado, a una reducción considerable en sus maniobras dentro del carril a la velocidad de diseño previamente establecido.

6.4.8 Ancho de rodamiento

Es el ancho correspondiente sobre el cual circula el tránsito vehicular, y en este caso en particular estará constituido por dos carriles de 3.50 m de ancho mas 1.5m de hombro. El carril es la unidad de medida transversal, para la circulación de dos filas de vehículos, el ancho total de rodamiento para el proyecto que nos ocupa es de 10.0 m.

6.4.9 Pendiente transversal

A partir de las especificaciones y recomendaciones del Manual Centroamericano de Normas (SIECA) que sugiere:

La utilización de una pendiente transversal de entre 1.5 – a 4% para los sitios de la clasificación funcional aquí contenidas; y con el propósito de evacuar eficientemente las aguas superficiales de la calzada se propone la utilización del 2.8% para el bombeo.

6.4.10 Pendiente longitudinal mínima

Debido a su importancia, es necesario proveer una pendiente longitudinal del orden 0.50% a fin de asegurar en todo punto de la calzada un eficiente drenaje de las aguas superficiales. Según las recomendaciones del SIECA, para caminos con topografía plana y clasificados como Colectoras Secundarias o Rural puede adoptarse una pendiente longitudinal mínima de 0.50%.

6.4.11 Pendiente longitudinal máxima

La escogencia de las pendientes longitudinales máximas a emplear en sitios tiene un significativo dominio sobre la velocidad de operación de la gran mayoría de los

automóviles. Tomando en cuenta estas consideraciones la Norma Centroamericana recomiendan la utilización de las pendientes máximas. La pendiente máxima a utilizar en el proyecto es del 7%.

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: AASHTO, 2004, pp. 423

Tabla 5 Pendiente longitudinal máxima.

(Pendiente máxima para carreteras colectoras rurales)

6.4.12 Super elevación máxima

Debido a que las condiciones topográficas y climáticas de la zona de emplazamiento de la vía imponen condiciones particulares en el diseño, el Manual de Centroamericano (SIECA) recomienda la utilización de factores de sobreelevación para diferentes tipos de área, según se muestra en cuadro a continuación:

La sobreelevación máxima a emplear es del 4% dadas las condiciones restrictivas del derecho de vía; evitando así mayores zonas de ocupación, de igual manera esto se justifica por los criterios establecidos para tramos urbanos.

6.4.13 Transición del bombeo al peralte

El diseño de longitudes de transición, en el alineamiento horizontal, incluye la transición del bombeo normal de una sección transversal en tangente al peralte necesario de la curva y las curvas de transición entre tangente y curva circular que se incorporan en el alineamiento horizontal.

La transición del peralte se efectúa en dos distancias.

1. Distancia de bombeo, la cual es la longitud del sitio en la cual el peralte negativo de la sección transversal en tangente se gira hasta un peralte 0%.
2. Distancia de Transición, en la cual el peralte 0% continúa girando hasta alcanzar el peralte e% que le corresponda a cada curva según la velocidad de diseño.

Por razones de seguridad y comodidad, la rotación de la sección transversal del pavimento debe efectuarse en una longitud que no sea perceptible para el conductor y para mejorar la apariencia, las orillas del pavimento no deben presentar distorsiones al conductor.

Fórmulas para Cálculo de Longitudes de Transición

La longitud mínima de transición, debe determinarse de:

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

En donde:

Ls = Mínima longitud de transición del peralte, m
Δ = Máxima pendiente relativa, porcentaje (Ver El Cuadro 3.8)
n_1 = Número de carriles a rotar
b_w = Factor de ajuste por número de carriles rotados
w = Ancho de un carril de tráfico (típicamente 3.60 m)
e_d = Tasa de peralte de diseño, porcentaje

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Sitios (3a. edición 2011) Pag. 92

6.4.14 Grado máximo de curvatura (D)

El grado máximo de curvatura, tiene estricta relación con el radio mínimo y la máxima fricción lateral escogida para el diseño. El grado de curvatura se calcula en función de la formula siguiente para arcos de 20.00 m.

$$D_{20} = \frac{1145.92}{R}$$

6.4.15 Sobre anchó máximo

Dada la importancia que reviste la utilización del sobre ancho en curvas de radios pequeños que se combinan con carriles angostos, se adoptará para el proyecto el sobre ancho calculado; ya que la topografía lo permite.

Para el cálculo del sobre ancho en curvas se utilizará la formula siguiente El Manual Centroamericano de Normas (SIECA) para el Diseño Geometrico de Carretera. 3ra edicion 2011 indica las formulas mostradass a continuacion para determinar el sobreancho necesario en las curvas, extraida del *Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geometrico de Sitios. 3ra edicion 2,011.*

La formula general para calcular el ancho necesario en curva, W_c es:

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

Descripción / Parámetros.	Unidad.	Valores.
Ancho del Derecho de Vía.	M	3.50 m
Ancho para el Pase Peatonal	M	1.25m
Ancho total de super estructura	M	13.90m
Velocidad de Diseño. ($V_{d.}$)	KPH.	30 km/H
Velocidad de Ruedo. (Vr)	KPH.	30 km/H
Sobre ancho máximo	M	Variable ver cuadros adjuntos de acuerdo a cálculos
Pendiente transversal ó Bombeo (B).	%	2.8%
Carga de Diseño.	S / N	HL-93
Tipo de Vehículo del Proyecto.	S / N	BUS
Distancia entre ejes.	M	6.95 m
Ancho de New Jersy	M	0.45 m
Ancho de Postes en Barandal.	M	0.25m

Tabla 6 Criterios básicos de diseño basados en las normas de diseño.

6.5 Sección Típica de Diseño

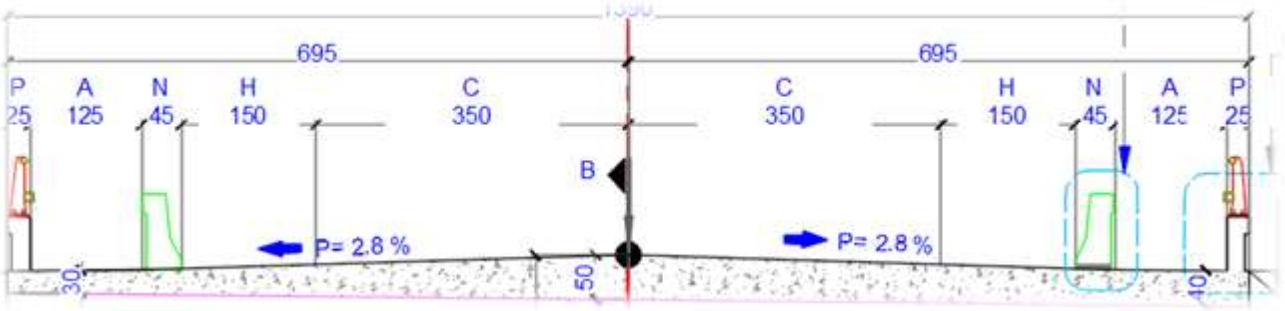


Imagen 18 Sección Típica de diseño

6.5.1 Sección Típica.

El sistema vial del proyecto está integrado por los siguientes elementos:

- Carriles de circulación de 3.50 metros de ancho.
- Hombro de 1.5m de ancho.
- Con un bombeo en la losa de 2.8%
- Andenes peatonales de 1.25 metros de ancho.

6.6 Descripción general

El diseño Planimétrico del Proyecto fue realizado por la necesidad del municipio a partir de la información topográfica suministrada por la universidad URACCAN conteniendo la información Plani - altimétrica del corredor de la vía existente, así como los detalles de infraestructura existente tales como: cercas delimitadoras del derecho de vía, obras de drenaje menor y mayor, viviendas, muros, postes del tendido eléctrico y telefónico, accesos-intersecciones con otras vías ó caminos, etc.

La ejecución de esta se inicia en el extremo en tierra de Puerto Cabeza sobre el rio Long Creeck, entre los barrios San Judas y Nueva Jerusalén, existente en el Poblado de Bilwi, la sección típica está conformada por dos carriles de 3.50 metros de ancho cada uno, con hombros, pendiente transversal del 2.8% para lograr una mejor y rápida evacuación de las aguas superficiales.

De los Estudios Hidrotécnicos se logró obtener toda la información correspondiente a las capacidades requeridas de las secciones hidráulicas para satisfacer las

necesidades del flujo del caudal que circula sobre el lecho del rio, que traducido en obras constructivas corresponde a la definición de las estructuras requerida en este sitio. Esta estructura de drenaje mayor significó un punto obligado durante el proceso de la proyección de la rasante. Los Resultados que se obtuvieron del diseño de la estructura definieron como parámetro principal, las alturas que debería tomar la altura de rasante.

6.7 Diseño Altimétrico del Proyecto

Para el diseño de estructuras para drenaje mayor, se procedió a elaborar el Diseño aplicando de los siguientes procedimientos mediante el método de diseño ASSHTO 2011 (Green Book).

Los criterios se basaron en información resultante de estudios realizados por otras especialidades participantes en el proyecto y por la consulta de las normas establecidas en el Manual Centroamericano de Normas (SIECA) para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales y que para abreviar se llamará el Manual de Diseño en este documento.

6.7.1 Señalización Vial

Se contempla la Reglamentación del Uso de los diferentes aspectos de la señalización que ya existen a nivel mundial y son ampliamente conocidas en nuestro país; Informativas, Preventivas y Restrictivas; conforme a estudio, verificación y revisión que se efectuará a lo Establecido en el Manual de la SIECA.

El aspecto de la Señalización Vial en el Marco de la Ingeniería de caminos, carreteras y calles a nivel mundial se encuentra ampliamente desarrollado y establecido; su desarrollo se ha venido produciendo a partir de una cadena de transferencia cíclicas que generalmente han conllevado a procesos de retroalimentación de los sistemas establecidos originalmente a través de mejoramiento de los mecanismos de implementación que se impulsan con seguimientos sistemáticos que al final de cierto período los resultados implican una mejoría en lo establecido inicialmente.

Tomando en cuenta lo anteriormente expresado, la presente memoria descriptiva de la señalización vial de Bilwi, se realiza con el objeto de dar a conocer los criterios técnicos que utilizaron para diseñar los dispositivos de tránsito que componen la señalización vial de esta vía, y lograr la seguridad vial a los usuarios con las señales y marcas de tránsito funcionales.

La señalización vial tiene la función de establecer la regulación de la circulación conforme la Ley 431, Para el Régimen de circulación e infracciones de tránsito, también previenen de los peligros y su naturaleza para que los usuarios ajusten su manejo a las condiciones de peligro, y brindan la información necesaria, el diseño ha considerado la infraestructura vial a construirse y el entorno para que la señalización responda realmente a guiar o dirigir el transito correctamente.

6.7.2 Señalización Horizontal

La señalización horizontal la componen todas las marcas, líneas, símbolos, números y letras pintadas sobre la superficie de rodamiento, con el objetivo de dirigir correctamente la circulación indicando los espacios de circulación y los movimientos permitidos, auxilian a las señales verticales manteniendo a los peatones y conductores en sus correspondientes espacios para circular.

En esta estructura se consideró una velocidad de diseño de 30 kph y una calzada de 10 m de ancho, para permitir doble sentido de circulación, manteniendo la línea continua central en toda la losa de rodamiento, tales como.

- **La línea central continua será de color amarillo con un ancho de 10 cm.**
- **La losa de rodamiento está restringida para adelantar sobre la super estructura.**
- **En ambas bandas se colocarán ojos de gato (reflectores a la luz) a cada 30cm**

Las señales verticales tienen la función de transmitir el mensaje de tránsito por medio de símbolos, palabras y números, sus tamaños, formas y colores están definidos por convenio interamericano para que sean interpretadas por todos los

peatones y conductores, estos mensajes están descritos en tableros que se colocan sobre postes metálicos, para que queden en ángulo de visibilidad aceptable

- Las líneas de cebras serán pintadas en ambas caras de Ney Jersy y Postes de barandal, de igual manera a 10cm de separación entre si (Caras de entrada y Caras de Salida.
- Colocación de 5 Postes guías a cada 6m, para ambas bandas en la entrada y salida de la caja puente

6.8 DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA

6.8.1 En terreno Plano

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

Tabla 7 en terreno plano. Distancia de Visibilidad de parada

6.8.2 En Pendiente de Bajada y Subida

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

Tabla 8 distancia de visibilidad de parada. Pendiente de Bajada y Subida.

6.8.3 Decisión para Evitar Maniobras

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

Tabla 9 pendiente bajada y subida.

Decision para Evitar Maniobras.

FUENTE: A Policy on GEometric Design Of Highways and streets 1994, pp 120,125 y 127

6.9 CONCRETO ESTRUCTURAL

Descripción:

Este trabajo consiste en el suministro, colocación, acabado y curación del concreto en puentes, alcantarillas y otras estructuras de acuerdo con estas especificaciones y en conformidad razonable con las líneas, rasantes y dimensiones mostradas en los planos u ordenadas por el ingeniero, este trabajo será realizado con el nombre de 602(1A) Concreto Clase "P", f'c =350 kg/cm^2 colado in situ.

El Concreto Clase "P" será utilizado para las losas o superficie de rodamiento del Puente, New Jersey, barandas, así como losetas prefabricadas, cajas prefabricadas y colados "in situ", según se indique en los planos.

El concepto de pago incluirá el suministro de los materiales, la fabricación del concreto, uso de fibras sintéticas, aditivos mejoradores de la trabajabilidad, resistencia y control de la evaporación, la construcción de las obras falsas y su retiro, la colocación del concreto y el curado del mismo, así como el Control de calidad del concreto colocado en obra y aplicación de Cura sol una vez ya desencofrado.

Para efectos de pago, se liquidará únicamente el volumen de concreto, colocado y aceptado, de acuerdo a las dimensiones mostradas en los planos o a los cambios autorizados por el Ingeniero.

La medición del concreto estructural y el concreto para sellar, será hecha en metros cúbicos en la estructura terminada.

6.9.1 Base para el Pago:

Las cantidades aceptadas, medidas de acuerdo con lo estipulado en el artículo precedente, serán pagadas al precio de contrato por unidad de medida para los conceptos de pago listados más adelante, excepto que el precio de contrato del concreto estructural será ajustado estadísticamente **Artículo-106.12BIV.** El pago será compensación total por el trabajo prescrito en esta Sección.

6.9.2 Base para Pagos

Concepto de Pago	Unidad de Medida
602(1A) Concreto Clase "P", f'c = 350 Kg/cm^2	Metro cúbico (m^3)

Tabla 10 concepto de pagos concreto.

6.10 ACERO DE REFUERZO

Válido en todo lo relativo, agregando lo siguiente:

"La clase de acero a utilizar será la que se indique en los planos". Si no hay una recomendación específica se utilizará acero de refuerzo que cumpla los requerimientos de las Especificaciones ASTM A-615, Grado 60.

Acero de Refuerzo fy= 4200 Kg/cm^2

Descripción

Este trabajo consistirá en el suministro y colocación de acero de refuerzo de acuerdo con estas especificaciones y en conformidad sustancial con los planos y órdenes del Ingeniero.

6.11 Materiales

Se deberá agregar lo siguiente: Cuando se requiera malla electro soldada, ésta deberá cumplir con los requisitos establecidos en el Artículo 1009.01 de las NIC-2000, lo indicado en los planos o a lo que especifique el Ingeniero.

6.12 Método de Medición

La cantidad de acero de refuerzo a ser pagada será la que figure en los planos del diseño y sea colocado directamente en la obra, de acuerdo a las formas y separaciones establecidas en los diseños, contabilizando las cantidades de kilogramos, sin incluir traslapes, banquinas, alambre de amarre y desperdicios de acero.

Si el Pliego de Licitación considera el pago del acero de refuerzo mediante una suma global, no se medirá el acero colocado para los fines de pago.

No se medirán ni se harán pagos por traslapes introducidos por conveniencia del contratista. El Ingeniero podrá ordenar la colocación de acero de refuerzo adicional o cambiar diámetros, previa revisión y aprobación del diseñador.

6.13 Bases para el Pago:

Las cantidades aceptadas de acero de refuerzo, serán pagadas al precio unitario de Contrato o mediante suma global, completas y aceptadas. No se pagarán adicionalmente las grapas, alambres, silletas de apoyo, colgadores u otros materiales para amarrar y fijar el refuerzo en su lugar.

Los pagos serán hechos de acuerdo con los siguientes conceptos y unidades:

Concepto de Pago	Unidad de Medida
604(1B) Acero de Refuerzo grado 60, f_Y =4200 kg/cm^2	Kilogramo

Tabla 11 Concepto de pago acero.

6.14 Análisis Estructural

6.14.1 Metodología Estructural

Para el diseño de las cajas, se utilizó la norma AASTHO LRFD 2014 y su intervención 2015, considerando las estructuras por estados de servicios y combinaciones por resistencia de acuerdo lo orienta, donde se deben considerar los diversos anchos de franjas para distribución de la carga móvil.

Los valores característicos de los materiales utilizados son los siguientes:

Resistencia Característica del Concreto Reforzado (Fc) :	**350.00**	**Kg/cm²**
Límite de Fluencia del Acero de Refuerzo (Fy) :	4,200.00	Kg/cm²
Peso Específico del Concreto Reforzado (PEC):	2,400.00	Kg/m³

Tabla 28 Resistencia del concreto Reforzado

6.14.2 Caja Puente

El cálculo estructural se trabajó con el software **ETCULVERT,** en el cual se definen las propiedades físicas de la caja (dimensiones, espesores de pared, altura de relleno, entre otros), también se define las propiedades de los materiales y las cargas a analizar, incorporando el efecto de la presión del agua sobre las paredes internas de la caja.

Las unidades de medidas utilizadas están en el sistema inglés, utilizando pies para las dimensiones de largo, ancho y relleno de las cajas, centímetros para la indicar la separación y dimensión de las varillas, así como los espesores de las paredes de la caja, y libras pies para las cargas.

En la siguiente imagen se muestran un ejemplo de la interface del programa, donde se puede apreciar la vista en planta y la sección típica de armado para una caja de 13.90 m x 3.3 m, también se puede apreciar las dimensiones, las propiedades de los materiales, las especificaciones técnicas utilizadas (LRFD), el tipo de sistema constructivo (colados en sitio) y las cargas.

Spec.: LRFD 5th ed. 2010
Type of Culvert: Cast-in-Place

Physical Dimensions

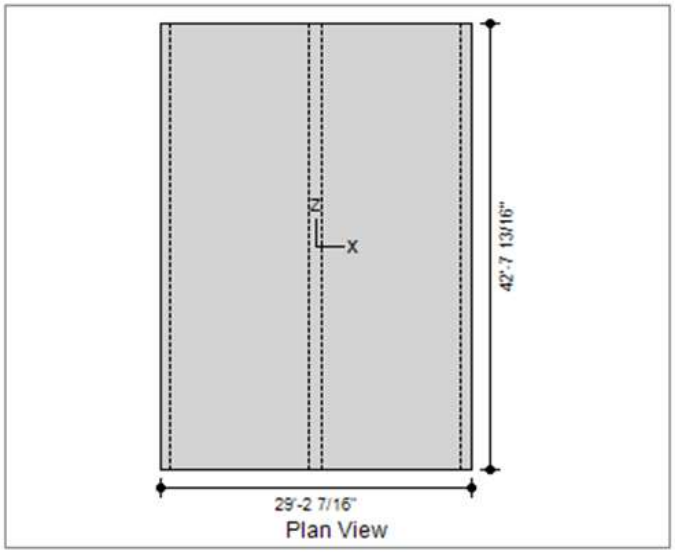
Clear Span:	13'-1 1/2"
Clear Height:	11'-5 13/16"
Top Slab:	1'-2"
Bottom Slab:	1'-2"
Ext. Wall:	11 13/16"
Int. Wall:	11 13/16"
Fill Depth:	2.52 ft
Length:	42'-7 13/16"
Skew Angle:	40.00 deg
Left Skew Angle:	90.00 deg
Right Skew Angle:	90.00 deg
Bottom Slab Support:	Full Slab
Top Haunch:	1'-4"
Bottom Haunch:	1'-4"

Material Properties

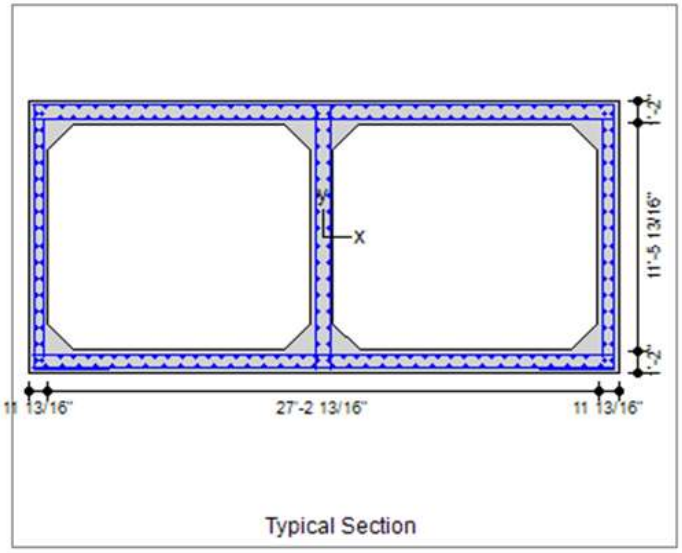
Concrete	
Strength, f'c:	5.000 ksi
Density:	0.150 kcf
Elasticity, Ec:	4287 ksi
Type:	Normal wt
Steel	
Yield, fy:	60 ksi
Allow Stress:	24 ksi
Elasticity, Es:	29000 ksi
Soil	
Density:	0.070 kcf
Exposure Factor	
Class 1 Exposure	
Reinforcement Covers	
Ext. Cover Top Slab:	2 1/2"
Ext. Cover Bottom Slab	3"
Ext. Cover Walls	3"
Int. Cover Walls	1 1/2"
Int. Top Slab	1 1/2"
Int. Cover Bottom Slab	1 1/2"

Loads

Live Load	
Vehicle Name:	HL-93
Traffic Direction:	Parallel
Eq. Height of Soil:	2.00 ft
Max No. of Lanes:	2
Dead Load	
Future Wearing Surface:	0.00 klf
Additional Dead Load:	1.20 klf
Concentrated Loads:	none
Lateral Soil Loads	
Eq. Fluid Press. Max:	60.00 pcf
Eq. Fluid Press. Min:	30.00 pcf
Consider Int. Water Press.:	yes



Plan View



Typical Section

Imagen 19 Propiedades de la caja puente de 13.90 m x 3.30 m

En la siguiente imagen se muestra las cargas estáticas aplicadas a la caja durante su análisis.

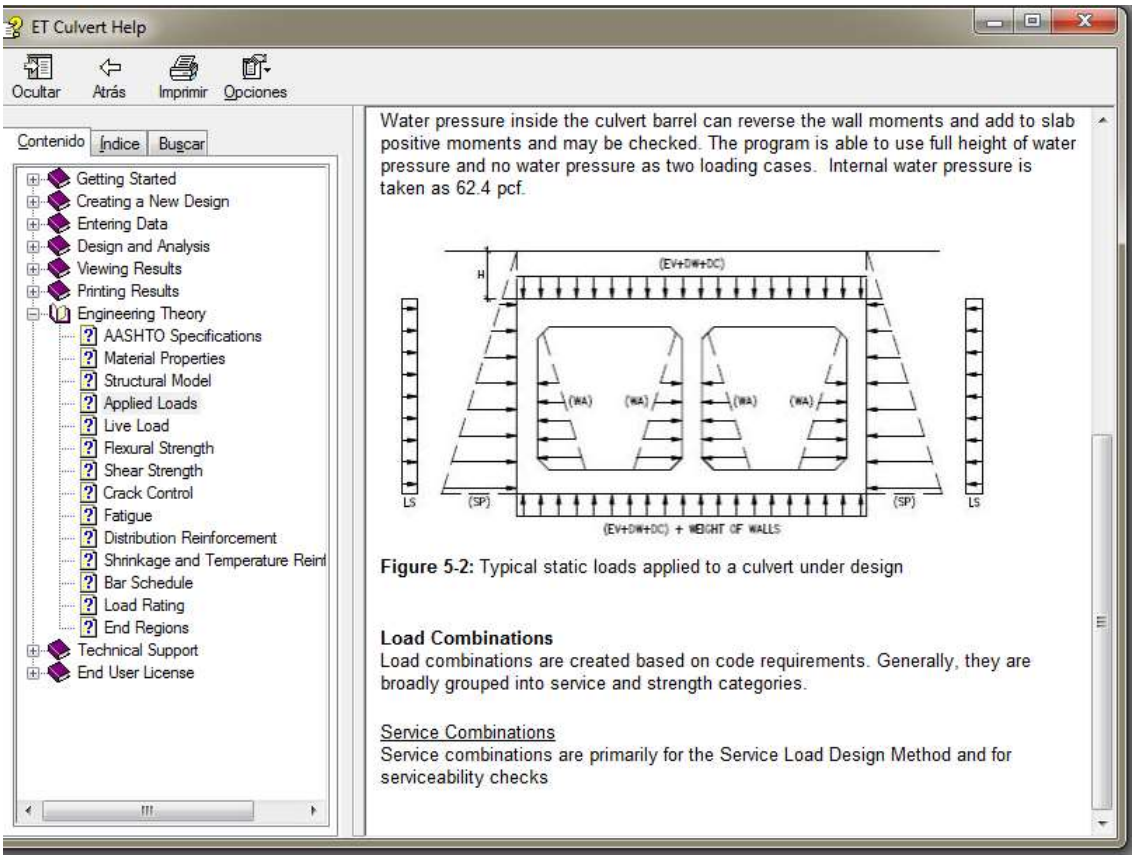


Imagen 20. Cargas Estáticas aplicadas a la caja

Partiendo de las cargas estáticas que ejercen efectos sobre la caja se realiza la distribución de varillas en las paredes y losas de la caja. El acero principal propuesto se definió en el sentido paralelo al eje de tráfico, por tanto, se distribuyó varillas en la cara interna y externa de la losa. Igualmente se incorpora cargas dinámicas (vehículo HL-93), presentada anteriormente.

Para el acero de las esquinas el programa lo diseña y los revisa como elementos tipo “L”, cabe mencionar que en los planos presentados de las cajas propuestas en este elemento es considerado como tipo “C”, el cual fue revisado bajo las mismas condiciones.

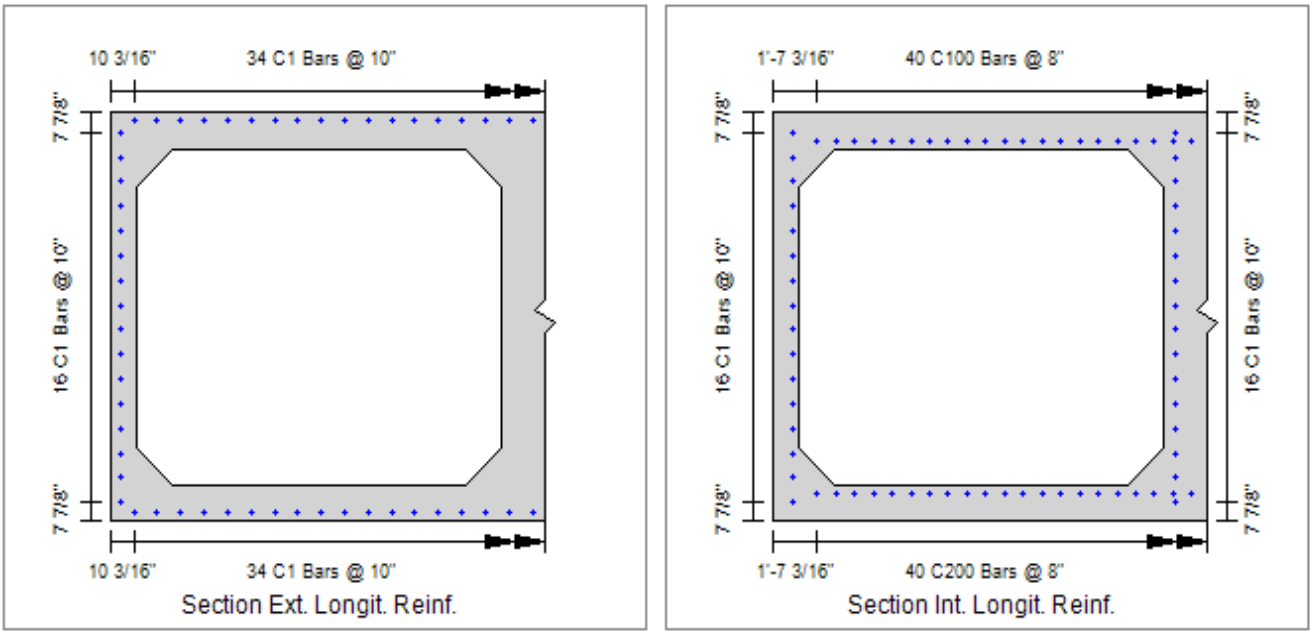


Imagen 21. Distribución de Varillas de Refuerzo Longitudinales de la Caja

Se puede apreciar un ejemplo de resumen de acero utilizado para una caja sencilla de 13.90 m x 3.3 m por un metro de ancho, en donde la primera columna indica la localización de la varilla en la caja, la tercera columna indica el diámetro de la varilla en pulgadas, la cuarta columna el espacio entre varillas a la que están distribuidas, el tipo de varilla, la longitud de esta y el peso total de las varillas en las columnas siguientes.

A1	Top corner bars (flexural reinforcement)
A2	Bottom corner bars (flexural reinforcement)
A100	Top slab, inside face transverse bars (flexural reinforcement)
A200	Bottom slab, inside face transverse bars (flexural reinforcement)
A300	Top slab, outside face transverse bars (flexural reinforcement for multi-cell culverts, temperature steel for single cells)
A400	Bottom slab, outside face transverse bars (flexural reinforcement for multi-cell culverts, temperature steel for single cells)
B1	Exterior wall, inside face vertical bars (flexural reinforcement)
B2	Exterior wall, outside face vertical bars (flexural reinforcement used in combination with A1 and A2 bar if a U-bar is not used)
C1	Top slab, bottom slab, and wall longitudinal bars (temperature reinforcement)
C100	Top slab, inside face longitudinal bars (distribution reinforcement)
C200	Bottom slab, inside face longitudinal bars (distribution reinforcement)

Imagen 22. Significado de la Nomenclatura de las Varillas Utilizadas

6.14.3 Implementación de la Fuerza Sísmica

En este caso no se considera los efectos sísmicos por tratarse de estructuras que están totalmente confinados en todas sus partes. En este tipo de elemento no se define un coeficiente sísmico, debido a que este se encuentra totalmente restringido en todos sus planos de movimiento, definido por Norma AASHTO, (ver capítulo 3.10.1 Earthquake Effect).

Generales

Seismic effects for box culverts and buried structures need not be considered, except where they cross active faults.

Todas las consideraciones y parámetros sísmicos dictados a continuación fueron utilizados en aquellos elementos en los que si se necesita considerar las fuerzas sísmicas actuantes.

6.14.4 Normas mínimas para determinar cargas debido a sismo (RNC07)

Articulo 20. Grupos

Grupo en el que se encuentra la estructura:	B
Factor de Importancia:	1

Zona Sísmica: A

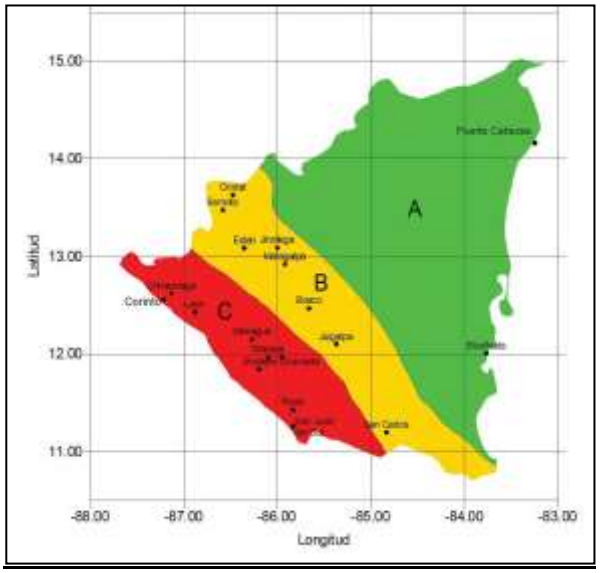
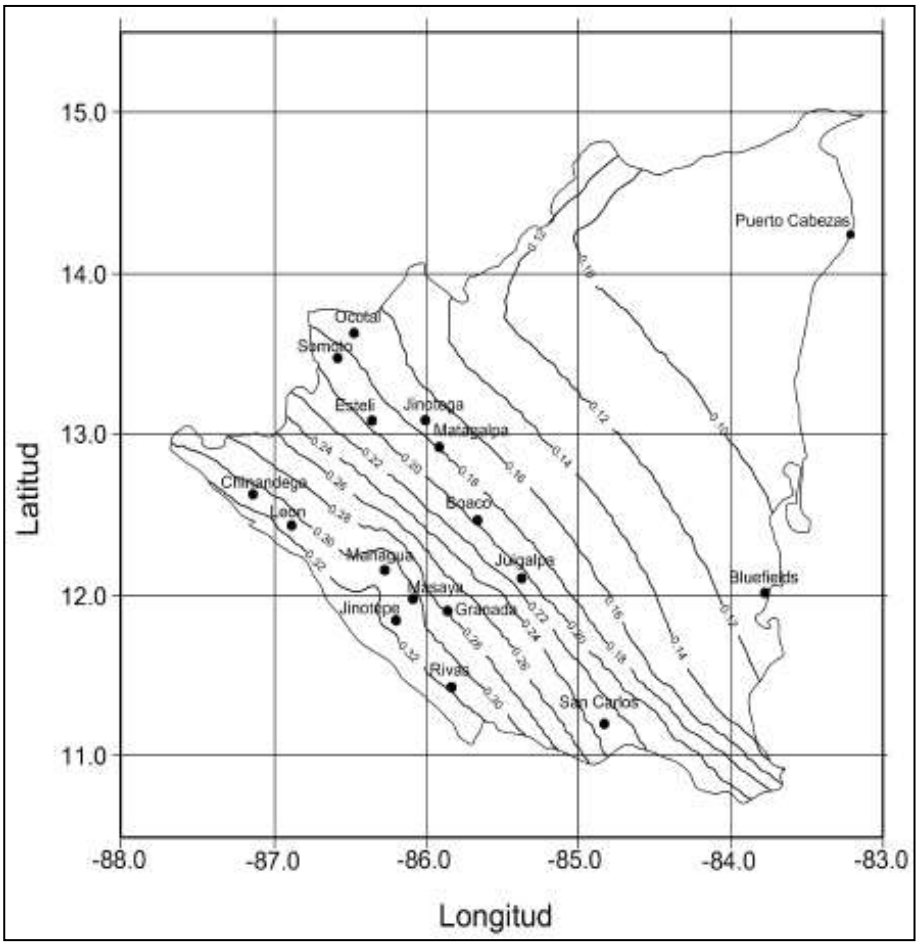


Imagen 23. Zonificación Sísmica de Nicaragua

Según en el tipo de suelo encontrado en esta zona será Tipo III, el factor de ampliación a utilizarse será de 2.40 de acuerdo al reglamento nacional de construcción, lo cual se basa en que los tipos de suelo identificados son arcillas arenosas o arenas en su mayoría.

	Tipo de Suelo		
Zona	**I**	**II**	**III**
A	1.00	1.80	2.40
B	1.00	1.70	2.20
C	1.00	1.50	2.00

Imagen 23 Mapa de Isoaceleraciones para Nicaragua



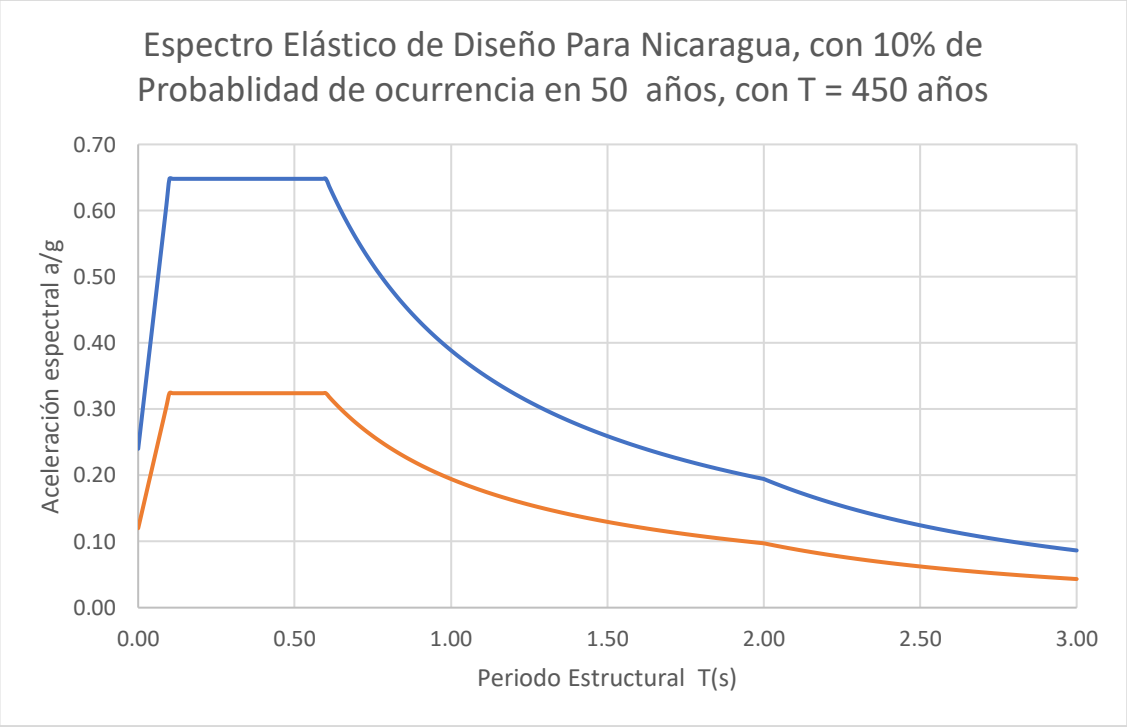
a_0 =	0.100	Aceleración máxima del terreno
a_0 =	0.100	Amplificación por tipo de estructura

Construcción de espectro para 10% de probabilidad de excedencia en 50 años

T_a =	0.10 s
T_b =	0.60 s
T_c =	2.00 s
Sd = S(2.7 a_0)	0.648

Ω :	2
Q :	1
T :	1.36
Q´ :	1

A continuación, se logra apreciar el espectro de diseño para análisis estático, que se implementara en las estructuras de aletones.



Grafica 9 Espectro de Repuesta de Aceleraciones

6.14.5 Resultados

La disposición del acero propuesto se justifica para resistir las cargas o solicitaciones demandadas; las cuantías de acero necesarias se definieron en dependencia de los tipos de varillas utilizados en el mercado nacional, en grado 60, **fy = 4,200 kg/cm²**, Norma ASTM A-615 o A-762 en su equivalencia.

La caja será doble, constarán con varillas tipos “C” en las paredes externas para absorber los momentos a generarse por las cargas vivas y presión de suelo. En

cambio, los momentos a generase por solicitaciones por carga muerta junto con la viva se proponen varillas corrugadas rectas y alternadas.

La configuración estructural del armado garantiza el ahorro en los cortes y empalmes de estas, así mismo se reduce el factor de desperdicio a constatarse en la etapa de construcción.

6.14.6 Conclusiones

Los momentos generados por las fuerzas involucradas en la caja han sido controlados mediante la distribución del acero y el dimensionamiento de los elementos, lo que garantiza el buen funcionamiento durante la etapa de operación, siempre y cuando se respeten las condiciones bajo las cuales fueron diseñadas.

Los esfuerzos a transmitirse en los elementos estructurales son únicamente producto de las cargas gravitaciones, a sabiendas que la carga viva a generarse son despreciables. La caja puente revisada, cuenta con coeficientes se seguridad adecuados para garantizar la confiabilidad concebida.

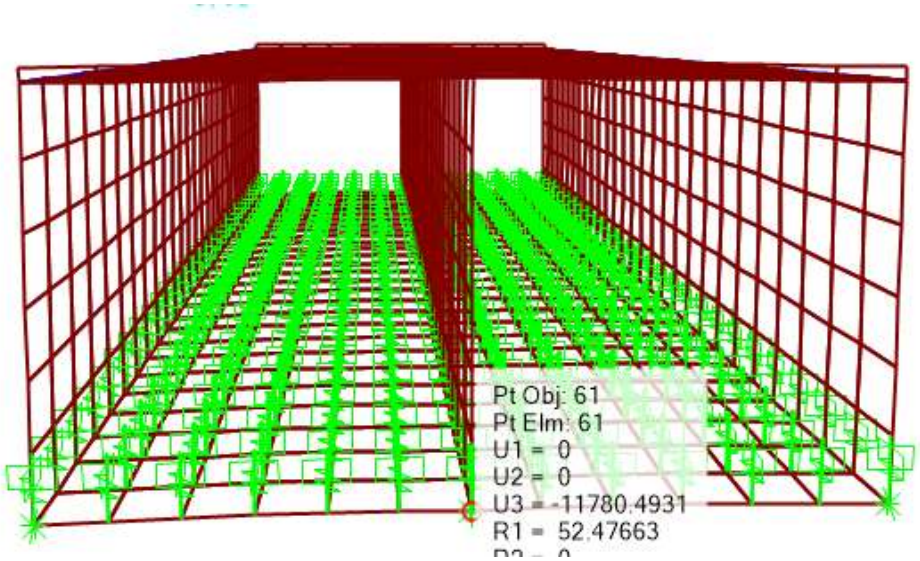


Imagen 24 Análisis Estructural Perfil 1

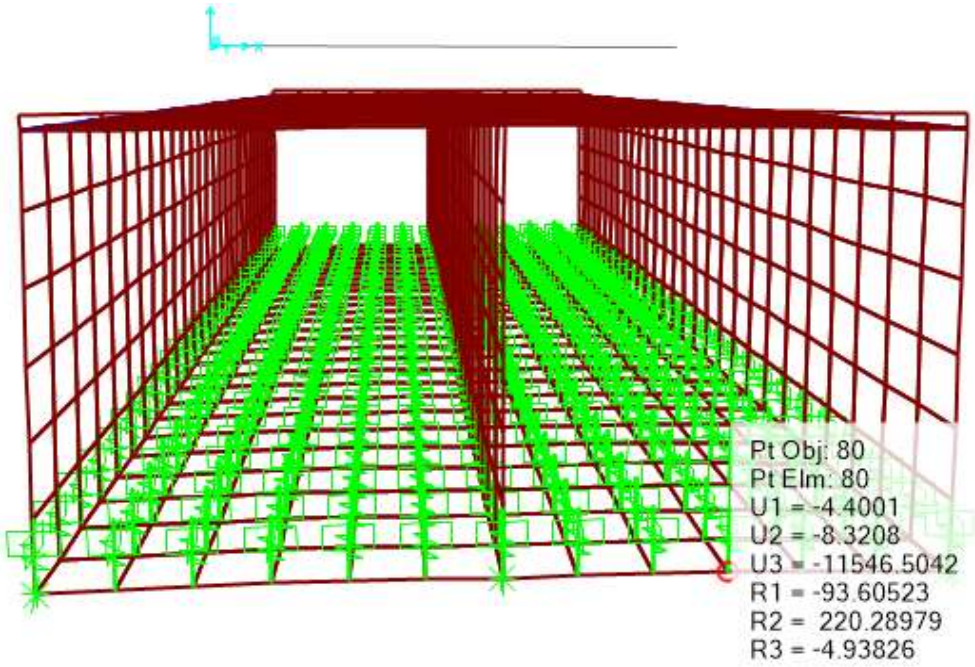


Imagen 25 Análisis Estructural perfil 2

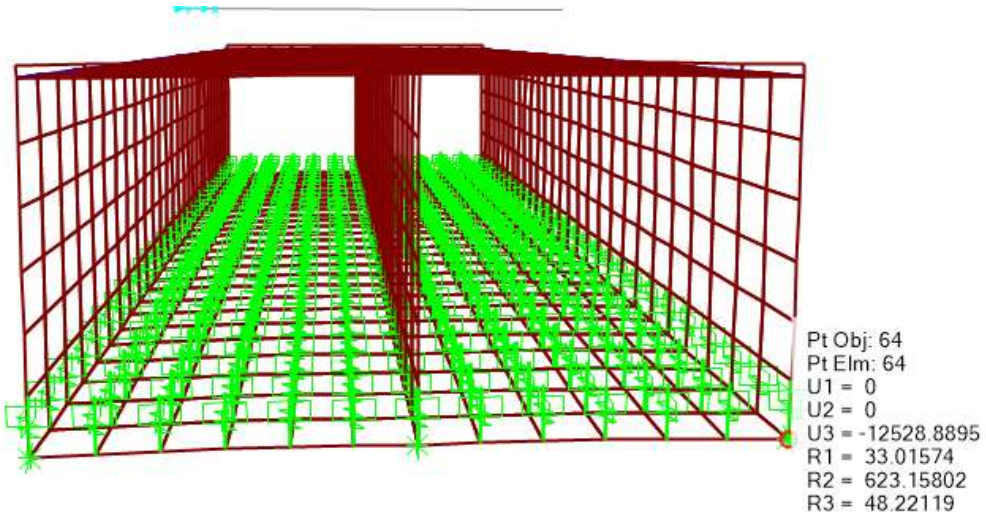


Imagen 26 Análisis Estructural Perfil 3

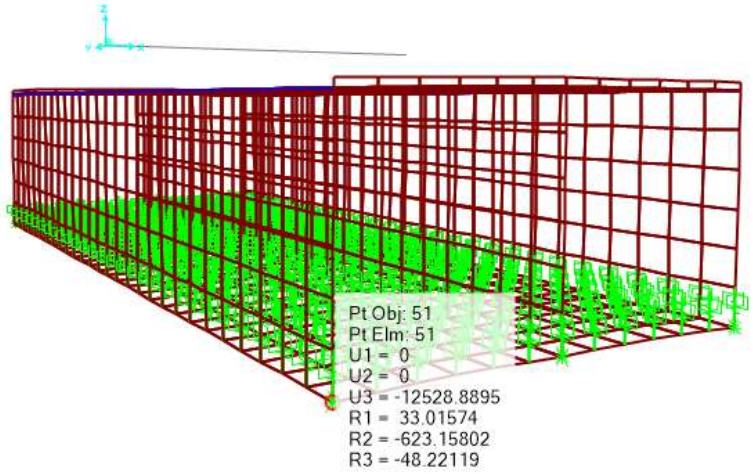


Imagen 27 Análisis estructural perfil 4

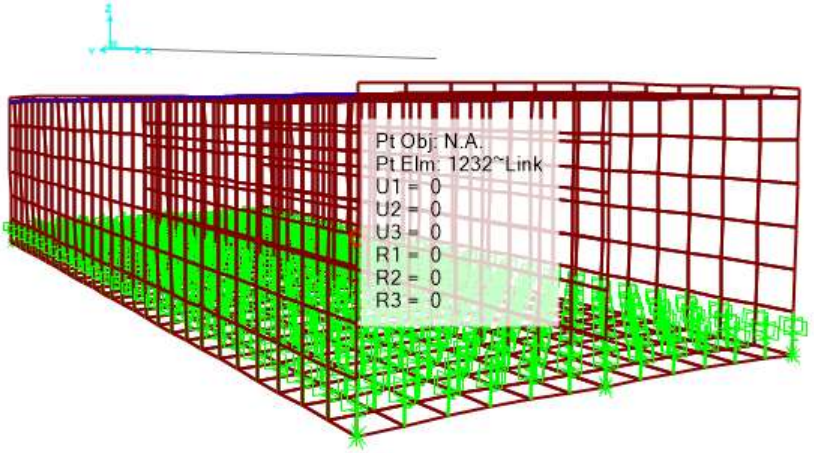


Imagen 28 Análisis estructural perfil 5

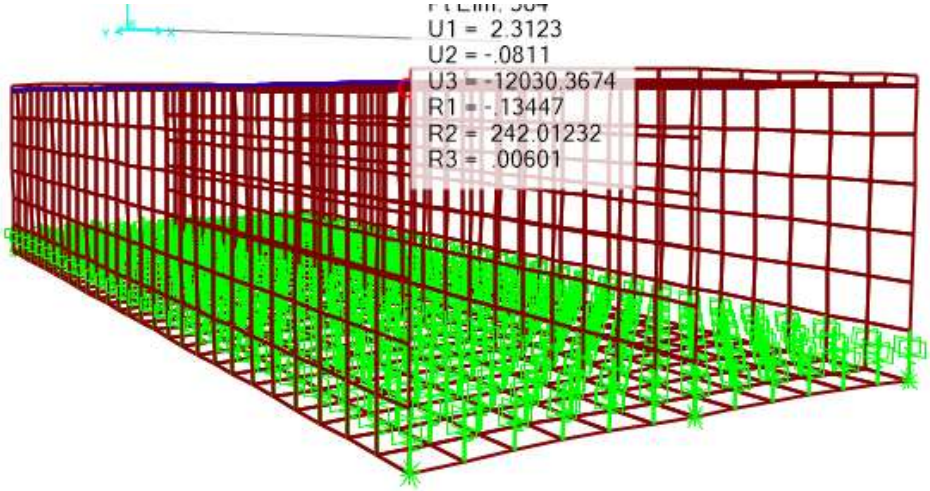


Imagen 29 Análisis estructural perfil 6

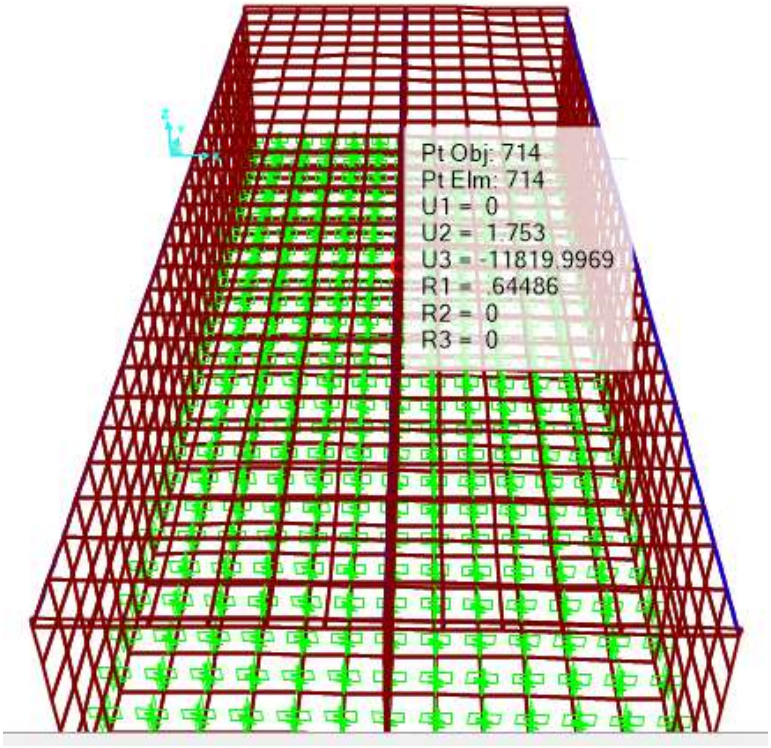


Imagen 30 Análisis estructural perfil 7

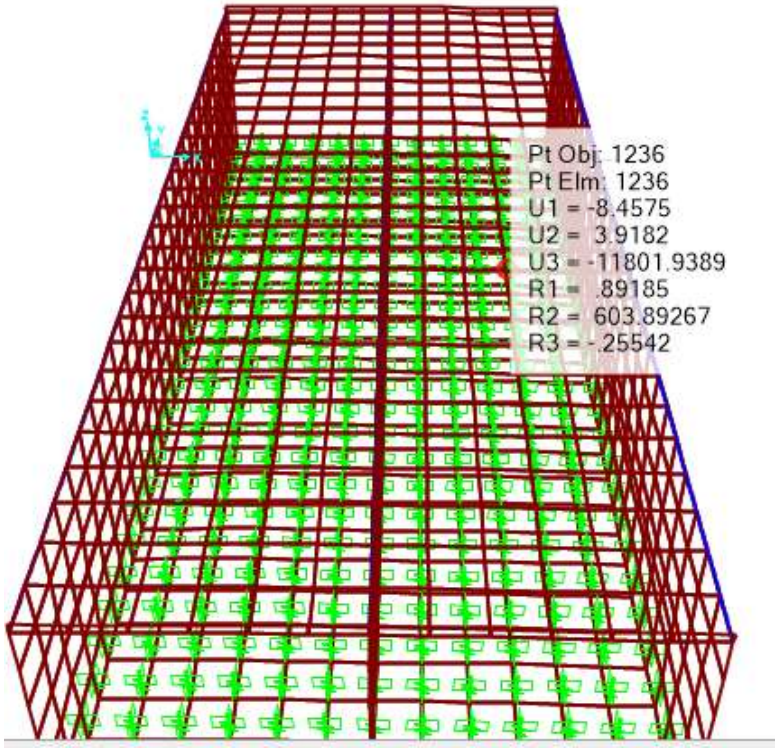


Imagen 31 Análisis Estructural perfil 8

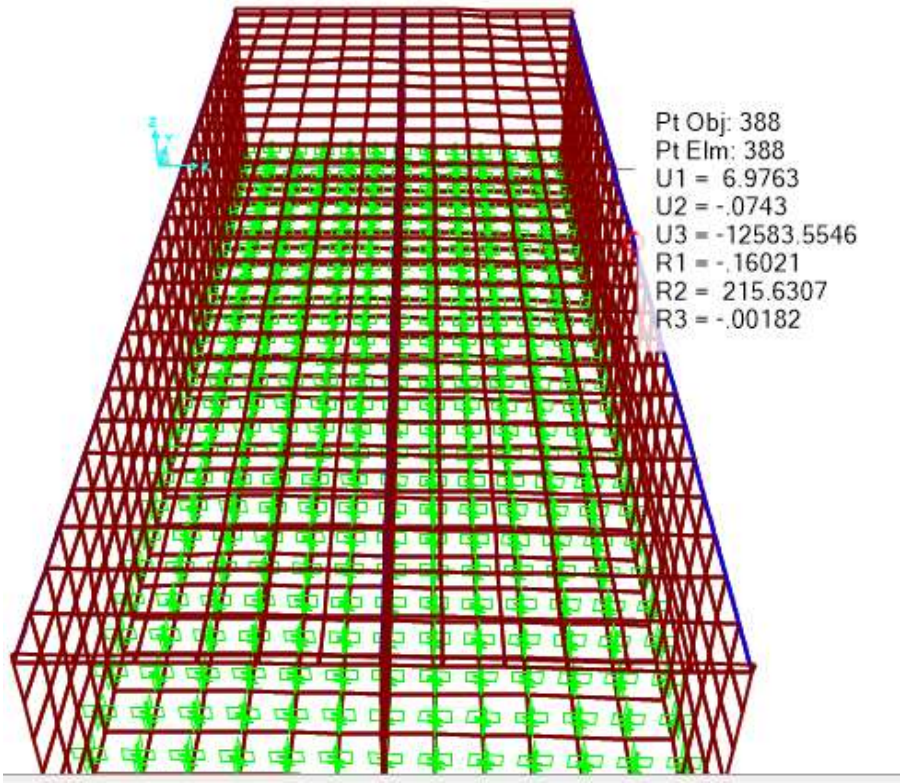


Imagen 32 Análisis Estructural perfil 9

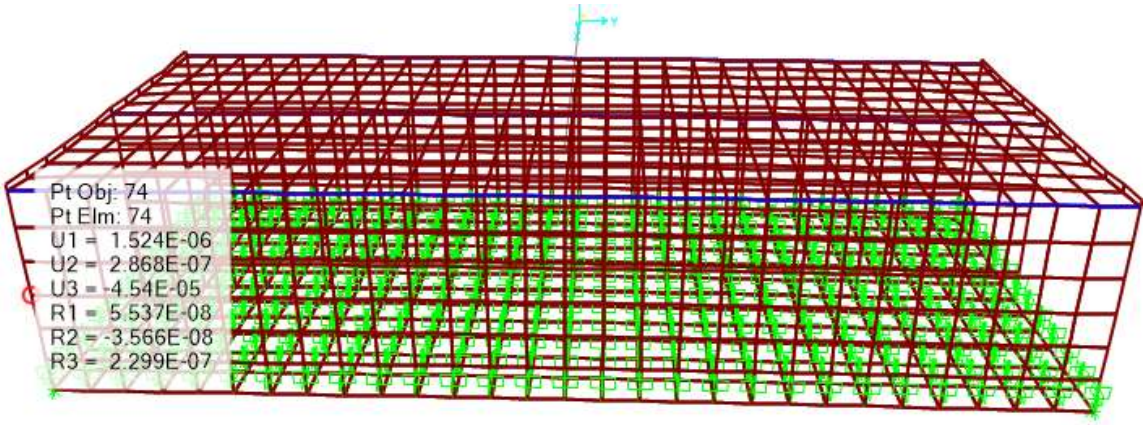


Imagen 33 Análisis Estructural perfil 10

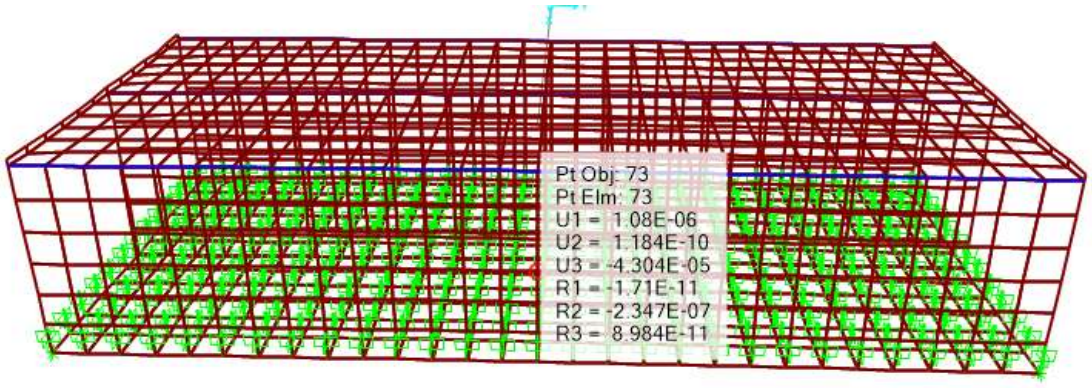


Imagen 34 Análisis Estructural perfil 11

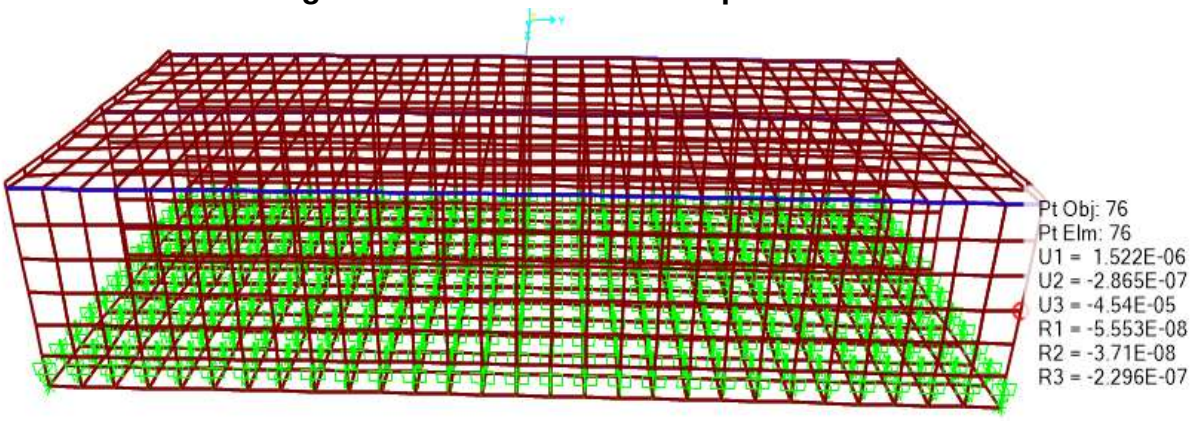


Imagen 35 Análisis Estructural perfil 12

6.14.7 Resultados de cálculo de Caja de Concreto Reforzado de 13.9 m x 6.9 m

6.14.7.1 Cálculo del Acero

Projecto: Diseño de caja puente vehicular con pase peatonal rio Long Creek Biwli - Puerto Cabezas

6.14.7.2 CULVERT PROPERTIES

==========

Type of Culvert: Cast-in-Place

Specification: AASTHO 2014, LRFD 7 th.

Operating Mode: ANALYSIS

Physical Dimensions

No. of Boxes: 2 Name: CAJA BODLE – 13.9 X 3.3

Clear Span : 45.603 ft Fill Depth : 2.52 ft

Clear Height: 10.826 ft Center Skew: 15.00 deg Left Skew: 90.00 deg Right Skew: 90.00 deg

Length : 22.637ft

Bottom Slab Support: Full Slab

Haunches: Top: 16.0000 in Bottom: 16.0000 in

Member Thicknesses: Top Slab: 19.685 in

Bot Slab: 11.8110 in

Ext Wall: 11.8110 in

Int Wall: 11.8110 in

6.14.7.3 Material Properties

Concrete: Strength,f'c: 5.000 ksi Density: 0.150 kcf Elasticity,Ec: 4287 ksi

Type: Normal Weight

Steel: Yield,fy: 60.00 ksi Allow Stress: 24.00 ksi Elasticity,Es: 29000 ksi

Yield,fyv: 60.00 ksi Diameter : 0.750 in

Soil: Density: 0.070 kcf Slope Factor: 1.150 (Granular)

Fe Factor: 1.150 (Maximum for Compacted Fill)

Serviceability, Gamma-e: 1.00

Loads

Live Load: Vehicle: HL-93

Axle No.	Weight(k)	Dist. From Previous(ft)
1	8.00	0.00
2	32.00	14.00
3	32.00	14.00

Gage Width: 6.00 ft, Tread Width: 20.00 in, Tread Length: 10.00 in

Include Tandem: yes

Tandem: Axle 1: 25.00 k, Axle 2: 25.00 k, Axle Spacing: 4.00 ft

Lane Load: 0.64 klf, P-Moment: 0.00 k, P-Shear: 0.00 k

Combine: Truck + Lane Or Tandem + Lane

Include Lane Load: yes

Max. No. of Lanes: 2

Override MPF: no

Traffic Direction: Lanes Parallel to Main Reinforcement

Neglect Live Load for Large Fill Depths: yes

Apply Surcharge at Fill Depths > 2 foot: yes

Surcharge Depth : 2.00 ft

Dead Load: Future Wearing Surf.: 0.00 k/ft

Additional Dead Load: 1.20 k/ft

Concentrated Loads : 2

Lateral Soil Loads: Max. Equiv. Fluid Press.: 60.00 pcf

Min. Equiv. Fluid Press.: 30.00 pcf

Fluid Pressures : Consider Int. Water Press.: yes

6.14.7.4 Load and Resistance Factors

	Max	Min
DC:	**1.25**	**0.90**
DW:	**1.50**	**0.65**
EV:	**1.30**	**0.90**
EH:	**1.35**	**0.90**
WA:	**1.00**	

LL I: 1.75 LL II: 1.35

Ductility: 1.00 Importance: 1.00 Redundancy: 1.00 Condition: 1.00 System: 1.00

Phi Shear: 0.85 Phi Moment: 0.90

6.14.7.5 Reinforcement

Rebar Covers: Exterior Interior

Top Slab: 2.5000 in 1.5000 in

Walls : 3.0000 in 1.5000 in

Bot Slab: 3.0000 in 1.5000 in

Assigned reinforcement: Spacing

Location	Mark	Size	(in)
Top Slab Inside	A100 (AS2)	8	8.0000
Bottom Slab Inside	A200 (AS3)	8	8.0000
Top Slab Outside	A300 (AS7)	8	8.0000
Bottom Slab Outside	A400 (AS8)	8	8.0000
Top Corner	A1 (AS1)	8	8.0000
Bottom Corner	A2 (AS1)	8	8.0000
Ext. Wall Inside	B1 (AS4)	4	10.0000
Ext. Wall Outside	B2 (AS1)	8	8.0000
Interior Wall	B3	4	10.0000
Longitudinal	C1 (AS6)	4	10.0000
Top Distribution	C100 (AS5)	5	8.0000
Bottom Distribution	C200	5	8.0000

Shear Steel: Member	Zone #	Start (ft)	End (ft)	Length (ft)	Area (in2/ft)
Top Slab Exterior	1	0.00	3.27	3.27	0.24
	2	3.27	9.83	6.56	0.00
	3	9.83	13.10	3.27	0.24
Bot Slab Exterior	1	0.00	3.27	3.27	0.24
	2	3.27	9.83	6.56	0.00
	3	9.83	13.10	3.27	0.24

6.14.7.6 Analysis Options

LL Analysis : Automatically Set Traffic Direction to Account for Skew Effects: yes

Limit Distribution Width to Culvert Length for Fills < 2 foot: no

Limit Distribution Width to Culvert Length for Fills > 2 foot: no

Combine Axle Overlaps for Fills > 2 foot: yes

Override DLA: no

Axle Placement Increment for Moving Load Analysis: 20

Include Impact on Bottom Slab: yes

Always Distribute Wheel Load: yes

Reinforcement: Always Include Distribution Steel: yes

User Defined Longitudinal Steel: yes

Max. As used in Vc Calcs: 2.00 in2/ft

Slenderness : Checked K Factor: 0.50

Modeling : Use Haunches in the Structural Model: yes

Crit. Section: Consider Haunches when Selecting Critical Section Locations: yes

Extend Critical Section for Shear Beyond the End of the Haunch: yes

Use Max. Moment with Max. Shear at the Critical Section for Shear: yes

Misc. Options: Use Strength II: yes

Ignore Axial Thrust: no

6.14.7.7 ANALYSIS RESULTS

==========

Top Slab Thickness = 19.68 in

Bottom Slab Thickness = 14.00 in

Exterior Wall Thickness = 11.81 in

Interior Wall Thickness = 11.81 in

Modular Ratio (N) = 6.76

Max. Steel Ratio = 0.025

Design Span = 14.11 ft

Design Height = 12.65 ft

Design Fill Depth = 2.52 ft

Volume of Concrete: 4.043 cy/ft Weight of Steel: 909 lb/ft

6.14.7.8 Reinforcing Steel Schedule

Location	Bar Mark	Qty	Size	Type	Spacing (in)	As,prv (in2/ft)	Length (ft-in)	Wgt (lbs)	H Leg (ft-in)	V Leg (ft-in)
Top Slab (int)	A100 (AS2)	64	8	STR	8.00	1.185	28- 8	4932		
Bot Slab (int)	A200 (AS3)	64	8	STR	8.00	1.185	28- 8	4932		
Top Slab (ext)	A300 (AS7)	64	8	STR	8.00	1.185	28- 8	4932		
Bot Slab (ext)	A400 (AS8)	64	8	STR	8.00	1.185	28- 8	4932		
Corner (Top)	A1(AS1)	128	8	L-BAR	8.00	1.185	8-11	3068	3- 8	5-3
Corner (Bottom)	A2 (AS1)	128	8	L-BAR	8.00	1.185	8-11	3068	3-5-3	
Ext Wall (int)	B1 (AS4)	104	4	STR	10.00	0.240	12- 0	849		
Ext Wall (ext)	B2 (AS1)	128	8	STR	8.00	1.185	8-10	3039		
Int Wall	B3	104	4	STR	10.00	0.240	13- 4	943		
Top Slab (int- 1)	C100 (AS5)	40	5	STR	8.00	0.465	42- 5	1790		
Bot Slab (int- 1)	C200	40	5	STR	8.00	0.465	42- 5	1790		
Temperature (1)	C1 (AS6)	34	4	STR	10.00	0.240	42- 5	981		
Temperature (1)	C1 (AS6)	34	4	STR	10.00	0.240	42- 5	981		
Temperature (1)	C1 (AS6)	32	4	STR	10.00	0.240	42- 5	923		
Temperature (1)	C1 (AS6)	32	4	STR	10.00	0.240	42- 5	923		
Temperature (1)	C1 (AS6)	32	4	STR	10.00	0.240	42- 5	895		
					Total			38979		

Note: A denotes flexural steel, B denotes vertical steel, C denotes longitudinal steel

Splice Lengths Table

Bar Mark	Size	Splice Length (ft-in)
B1	4	1- 9
B3	4	1- 9
C1	4	1- 9
C100	5	1- 9
C200	5	1- 9

6.14.7.9 Load Parameters:

Fe = 1.02

6.14.7.10 Unfactored Moments due to All Loads: (k-ft)

M-PT	Mdc	Mev	Mdw	Meh	Mls	Mwa	Mll+	Mll-
Member 1: (Exterior Wall)								
Bottom								
1- 0	-6.67	-0.68	0.00	-8.15	-1.55	5.19	0.24	-3.46
1- 1	-6.53	-0.69	0.00	-3.05	-0.68	1.80	0.00	-2.83
1- 2	-6.39	-0.70	0.00	0.61	-0.01	-0.56	0.00	-2.33
1- 3	-6.25	-0.71	0.00	2.95	0.48	-2.00	0.00	-2.79
1- 4	-6.11	-0.72	0.00	4.11	0.77	-2.64	0.00	-3.66
1- 5	-5.97	-0.73	0.00	4.21	0.87	-2.58	0.34	-4.55
1- 6	-5.82	-0.74	0.00	3.37	0.77	-1.96	1.02	-5.46
1- 7	-5.68	-0.75	0.00	1.73	0.49	-0.88	1.71	-6.37
1- 8	-5.54	-0.76	0.00	-0.60	0.01	0.55	2.41	-7.28
1- 9	-5.40	-0.77	0.00	-3.47	-0.66	2.21	3.11	-8.20

1-10 -5.26 -0.78 0.00 -6.77 -1.52 3.98 3.81 -9.11

Top

Member 2: (Top Slab)

Left

2- 0 -5.26 -0.78 0.00 -6.77 -1.52 3.98 3.81 -9.11

2- 1 3.58 0.39 0.00 -5.66 -1.27 3.33 2.79 -2.06

2- 2 9.67 1.20 0.00 -4.56 -1.03 2.68 7.14 0.00

2- 3 13.03 1.66 0.00 -3.46 -0.78 2.03 11.11 -0.61

2- 4 13.66 1.75 0.00 -2.35 -0.53 1.38 12.79 -2.04

2- 5 11.54 1.49 0.00 -1.25 -0.28 0.73 12.40 -3.48

2- 6 6.69 0.87 0.00 -0.14 -0.03 0.08 10.43 -4.92

2- 7 -0.90 -0.10 0.00 0.96 0.22 -0.57 6.20 -6.39

2- 8 -11.22 -1.44 0.00 2.07 0.47 -1.22 0.13 -8.00

2- 9 -24.28 -3.13 0.00 3.17 0.71 -1.86 0.03 -11.65

2-10 -40.08 -5.18 0.00 4.28 0.96 -2.51 0.00 -21.92

Right

Member 3: (Interior Wall)

Bottom

3- 0 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 5.18 -5.18

3- 1 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 3.60 -3.60

3- 2 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 2.02 -2.02

3- 3 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.48 -0.48

3- 4 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 1.18 -1.18

3- 5 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 2.75 -2.75

3- 6 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 4.33 -4.33

3- 7 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 5.91 -5.91

3- 8 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 7.49 -7.49

3- 9 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 9.08 -9.08

3-10 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 10.66 -10.66

Top

Member 4: (Bottom Slab)

Left

4- 0	-6.67	-0.68	0.00	-8.15	-1.55	5.19	0.24	-3.46
4- 1	3.49	0.47	0.00	-6.81	-1.29	4.34	3.15	-0.39
4- 2	10.52	1.26	0.00	-5.47	-1.04	3.48	5.40	0.00
4- 3	14.42	1.69	0.00	-4.13	-0.78	2.63	6.67	0.00
4- 4	15.18	1.76	0.00	-2.80	-0.53	1.78	6.92	0.00
4- 5	12.82	1.48	0.00	-1.46	-0.28	0.93	6.18	0.00
4- 6	7.32	0.84	0.00	-0.12	-0.02	0.08	4.43	-0.01
4- 7	-1.31	-0.16	0.00	1.22	0.23	-0.78	1.80	-2.75
4- 8	-13.07	-1.52	0.00	2.56	0.49	-1.63	0.00	-6.63
4- 9	-27.96	-3.23	0.00	3.89	0.74	-2.48	0.00	-11.62
4-10	-45.99	-5.30	0.00	5.23	0.99	-3.33	0.00	-17.61

Right

Unfactored Shears due to All Loads: (k-ft)

M-PT	Vdc	Vev	Vdw	Veh	Vls	Vwa	Vll+	Vll-

6.15 Estructuras de mampostería de piedra.

En general este trabajo será realizado conforme lo establecido en las Especificaciones NIC-2000, Artículo 608.01 (b) Mampostería Clase “A”, que consiste en la construcción o rehabilitación de estructuras de mampostería de piedra y las partes de mampostería de piedra de estructuras compuestas, todo en conformidad razonable con las líneas, niveles y dimensiones mostrados en los planos u ordenados por el ingeniero.

Se pagarán en este concepto todos los trabajos de mampostería ordenadas por el Ingeniero: Cabezales, Aletones y Bajantes de Alcantarillas, y en general todos los trabajos que impliquen el uso de piedra bolón cementada con mortero y construidos de acuerdo con las Especificaciones de la Sección 608 de las Especificaciones NIC-2000.

6.15.1 Mampostería Dimensionada

Las piedras son cortadas en dos o más dimensiones y colocadas sobre mortero de cemento en un patrón de lecho horizontal quebrado.

6.15.2 Mampostería Clase A

Las piedras son formadas, acabadas dentro de 6 mm de la línea de escuadría, y colocadas sobre mortero de cemento.

6.15.3 Mampostería Clase B

Las piedras son formadas, acabadas dentro de 19 mm de la línea de escuadría, y colocadas sobre mortero de cemento.

6.15.4 Mampostería de Piedra Bruta con Cemento

Las piedras varían en tamaño y forma, tienen un acabado áspero, y son colocadas sobre cemento en hiladas variables al azar.

6.15.5 Clases de Mampostería

Mampostería Clase "A" para el Drenaje Mayor: El mortero para la mampostería para la construcción de los cimientos de la caja, este será de arena y cemento en las proporciones para alcanzar una resistencia a la ruptura de 100 Kg/cm^2, a los 28 días de edad como mínimo.

El Contratista, antes del inicio de los trabajos de mampostería, deberá presentar la fórmula de trabajo de la mezcla de mortero y calidad de la piedra a utilizar en la obra, para aprobación del Ingeniero.

Los volúmenes realizados serán pagados por metro cúbico. Se pagarán en este rubro todo el trabajo de mampostería y todos aquellos trabajos que impliquen piedra bolón (canto rodado o producto de trituración), cemento, arena, agua. NIC-2000 aplicable sin modificaciones en lo que sea atingente.

Será opcional y bajo la autorización del Ingeniero el uso de piedra de voladura para la construcción de mampostería. En este caso la piedra deberá ser sana, libre de grietas o fracturas, limpia y en general se usará para la mampostería de drenaje mayor.

Todas las juntas visibles entre bolones o piedras de la mampostería, deberán ser alisadas, y “careadas” para la presentación de la obra de arte.

6.15.6 Bases para el Pago:

Concepto de Pago	Unidad de Medida
608(1) Mampostería Clase "A"	Metro Cúbico (m^3)

Tabla 29 concepto de pago mampostería clase A.

VII. Estudio de Aspecto Organizativo y Legales

Estos estudios indican claramente la planificación, programación de la ejecución del proyecto y la organización idónea que responda al marco legal existente para llevar a cabo el proyecto y se aplica durante su ejecución y operación.

7.1 Aspectos legales

El objetivo es lograr que el proyecto se acomode a las normas legales vigentes, así como identificar las características del marco legal relacionado con la implementación del proyecto. Es necesario revisar, analizar y evaluar la legislación existente relacionada con el proyecto (leyes, decretos, reglamentos, códigos, normas, entre otras), requisitos legales (patentes, salud pública, laborales, municipales, ambientales, entre otros aspectos) que se consideren pertinentes para el proyecto.

Este análisis se realiza para evitar futuros problemas legales que impidan cumplir con la realización de las actividades.

Alguna normativa relacionada con aspectos técnicos del proyecto que se deben considerar es:

- Manual de Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras, Caminos y Puentes (CR2010).
- Normas para la Colocación de Dispositivos de Seguridad para Protección de Obras.
- Manual Centroamericano de Dispositivos Uniformes para el Control del Tránsito (SIECA).
- Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras (SIECA).

7.2 Organización y estructura administrativa

Se refiere a la estructura organizativa y administrativa que se requiere implementar para llevar a cabo el proyecto y el grado de responsabilidad y autoridad sobre el mismo, estableciendo un resumen de lo que implica la ejecución administrativa del proyecto, diseñar la estructura organizativa básica y ubicar la responsabilidad gerencial.

La etapa de ejecución del proyecto comprende las actividades relativas a la construcción de obras físicas y a las labores previas, incluyendo cómo se distribuyen

las responsabilidades o divisiones de la entidad, describiendo cada una de las funciones y aportando el organigrama, si la construcción la lleva a cabo la administración.

Cuando se procede a iniciar una obra vial por contrato, la Administración debe ejercer fiscalización sobre la misma para lo que es posible designar una Unidad Ejecutora (UE). La UE tiene como objetivo administrar el contrato y supervisar el proyecto que se ejecuta, para que llegue a su fin exitosamente. Obra, para lo que debe llevar a cabo todo tipo de acciones entre las que están la fiscalización y verificación.

La responsabilidad de la UE es que se dé el cumplimiento de todos los términos contractuales del proyecto que se ejecuta, donde se incluyen los procedimientos, disposiciones, normas y especificaciones técnicas y administrativas.

El profesional o profesionales a cargo de la UE asumen las funciones y responsabilidades que se asignan al Ingeniero de Proyecto en las normas y especificaciones que regulan la ejecución de obras viales por contrato.

Cuando la UE se constituye con consultores contratados por la Administración, esta debe designar un Coordinador de su personal de planta, para que se establezca una comunicación entre la UE y la Administración. Además, al Coordinador se le asigna la responsabilidad de administrar el contrato o contratos existentes para conformar la UE.

Las UE dependen del tamaño y tipo de proyecto que tengan a cargo. Las UE que supervisan proyectos de conservación vial tendrán algunas características diferentes a las que supervisen proyectos de reconstrucción o construcción nueva. En esta sección se debe describir el organigrama de la UE y la forma en que se relaciona con la Administración.

En la etapa de operación del proyecto se debe hacer un detalle de los diferentes departamentos de la entidad que administrará el proyecto en esta fase, indicando si se efectuará una implementación progresiva de la organización o se comenzará con

la que será definitiva en sus lineamientos generales. Es útil presentar un organigrama para tener una visión completa de toda la organización.

7.3 Planificación y programación de la ejecución del proyecto

El proceso de planificación y programación de la ejecución del proyecto consiste en definir las actividades que requieren cada uno de los componentes del proyecto de acuerdo con los objetivos. Se prepara un listado de las actividades requeridas para ejecutar el proyecto y se define la secuencia de actividades para luego proceder a asignarles los recursos humanos y el tiempo de ejecución. Se debe presentar un cronograma con el desglose de todas las actividades del proyecto.

Esto facilita el proceso de planificación de los recursos requeridos por el proyecto en el corto plazo, para su incorporación en los Planes Operativos Institucionales.

7.4 Identificación de Riesgos

Para la primera actividad del proceso de valoración de riesgo, se procederá a realizar una identificación amplia de los procesos y los procedimientos de las diferentes etapas del ciclo de vida del proyecto de infraestructura vial.

Se debe preguntar qué podría perturbar el logro del proyecto según los procesos y procedimientos identificados (portafolio de riesgos del proyecto), para luego identificar el por qué se originarían eventualmente dichas situaciones.

Por tanto, para realizar una correcta identificación de los riesgos de los procesos y procedimientos, se requiere establecer los eventos, causas y consecuencias, en caso de no presentarse alguno de estos factores no se puede considerar lo determinado como un riesgo, cabe destacar la importancia de no subestimar ningún tipo de riesgo.

Se debe incluir en la Identificación de Riesgos una serie de aspectos que se detallan a continuación

- Responsable del Proyecto: responsable de la ejecución del proyecto.
- Nombre del Proyecto: nombre con el que es identificado el proyecto.

- Objetivo: el objetivo del proyecto.
- Número: número del evento identificado
- Evento: detalle de aquellos incidentes y situaciones que podrían ocurrir en un lugar específico en un intervalo de tiempo particular. Aquellos eventos que tienen un impacto negativo para el cumplimiento de los plazos y objetivos del proyecto, representan un riesgo. Los eventos deberán redactarse a futuro, utilizando frases como: “podría ser”, “eventualmente”, “posiblemente”, entre otros.
- Causas: posibles causas internas y externas de los eventos identificados.
- Consecuencias: efectos generados por la ocurrencia de un evento, podrían ser tanto positivas (oportunidades) o negativas (riesgos).

7.5 Análisis de Riesgos

El nivel de riesgo es clave para analizar los riesgos identificados. Este nivel se encuentra asociado a la probabilidad y magnitud de la consecuencia con la que eventualmente se presentarían tales riesgos.

El análisis de la consecuencia de los eventos identificados, deberá considerar los posibles efectos negativos y positivos de dichos eventos.

Se distinguen dos tipos de nivel de riesgo: el inherente, es aquel propio o característico del proceso o actividad del proyecto que se realiza y el residual es aquel nivel de riesgo remanente una vez aplicadas las medidas de administración de riesgo existentes. Por lo anterior, se considera que las actividades de control son efectivas, si se refleja una disminución del riesgo residual en relación al inherente.

El Análisis de Riesgos está compuesto por una serie aspectos divididos en dos escenarios: sin considerar las medidas de administración de riesgos existentes y tomando en cuenta su implementación, dichas columnas se detallan a continuación.

7.5.1 Sin considerar medidas de administración actuales

- Probabilidad: medida o descripción de la posibilidad de la ocurrencia de un evento, considerando las causas internas o externas que podrían originar el evento y que se contempla en la actividad de identificación de riesgo, sin tomar en cuenta las medidas de administración existentes.
- Parámetros de probabilidad: remoto, inusual, ocasional, probable, constante.
- Magnitud: medida cuantitativa o cualitativa de la consecuencia de un riesgo, sin tomar en cuenta las medidas de administración existentes.
- Parámetros de magnitud: insignificante, menor, moderado, mayor, catastrófico.
- Riesgo inherente: aquel nivel de riesgo existente, sin considerar las medidas de administración que se encuentren en operación. Se obtiene de multiplicar la probabilidad por la magnitud o impacto.

7.5.2 Considerando medidas de administración actuales

- Actividades de administración actuales: descripción de las actividades o controles que la administración activa desarrolla para disminuir el nivel de riesgo.
- Aptitud: utilidad de la medida de administración existente.
- Parámetros de aptitud: Si, No.
- Actitud: disposición del personal encargado de ejecutar las medidas existentes para aplicarlas.
- Parámetros de actitud: Si, No
- Probabilidad: Medida o descripción de la posibilidad de ocurrencia de un evento, considerando las medidas para la administración de riesgo existentes.
- Magnitud: medida cuantitativa o cualitativa de la consecuencia de un riesgo, considerando las medidas para la administración de riesgo existentes.
- Parámetros de magnitud: insignificante, menor, moderado, mayor, catastrófico.

- Riesgo residual: riesgo remanente después de la acción realizada por la administración, para alterar su probabilidad o impacto.

7.6 Evaluación de riesgos.

Partiendo del hecho de que los recursos públicos son limitados, y de que muchos de los proyectos son financiados mediante empréstito, lo cual tiene un costo financiero significativo, la administración activa debe asegurar el éxito de los mismos, por lo que es necesario un buen control de todos aquellos eventos que pongan en riesgo el proyecto.

La evaluación considera el grado de eficiencia y eficacia de las medidas ejecutadas para la administración de los riesgos, así como el efecto que generan estas medidas sobre el nivel de riesgo, al contribuir en la disminución de la probabilidad, magnitud o ambas.

La evaluación también contempla los recursos disponibles para administrar riesgos, la vinculación con la gestión, grado en que se podría afectar la causa de los riesgos, los costos; así como el análisis del costo beneficio y el nivel de riesgo residual, nivel de aplicación y el resultado de la evaluación.

7.7 Administración

Una vez efectuada la evaluación de riesgos, deberán ser administrados todos los riesgos. Con lo anterior, se pretende seleccionar entre diferentes opciones posibles de tratamiento de los riesgos, aquella que pueda generar un efecto sobre la probabilidad y/o el impacto de un evento y de esta forma minimizar los riesgos para el proyecto. Para la administración de los riesgos se debe tomar en consideración criterios tales como:

Cambio en el nivel de riesgo con la medida: Es al análisis que se realiza para determinar si con la puesta en marcha de la medida que se está proponiendo se da o no un cambio en el nivel de riesgo con respecto al nivel de riesgo residual obtenido en la matriz de análisis.

Costo de la medida: Se refiere al costo de ejecutar la medida de administración de riesgos propuesta, el cual debe detallar los costos que conlleva la implementación de las actividades relacionada.

Análisis costo/beneficio: Aquí se determina si los costos de ejecutar las medidas de administración de riesgo propuestas superan los beneficios obtenidos al ejecutar dicha medida, o sucede lo contrario.

Capacidad e idoneidad de los actores: Es la habilidad y disposición de los responsables de ejecutar las medidas de administración de riesgos propuestas.

Cumplimiento de interés público, y resguardo de la hacienda pública: considerar si la medida existente responde a las necesidades de los sujetos interesados que van a recibir el servicio, y el resguardo económico, debido a que los recursos son limitados para atender una demanda en constante crecimiento.

Viabilidad jurídica, técnica y operacional de las opciones: Considerar si la medida existente cumple con el principio de legalidad, con los criterios técnicos y operativos correspondientes.

Medidas seleccionadas: Son las medidas que obtienen un resultado aceptable luego de aplicar los criterios anteriores.

VIII. Estudio financiero y económico

Este proyecto puede ser ejecutado por varias instituciones, como la alcaldía, gobierno Regional, Ministerio de Transporte infra e estructura.

Es importante mencionar que el proyecto es de una gran inversión por lo que pertenece al sector público, por lo cual no existe un retorno de capital invertido, es un beneficio social sin costo alguno lo que facilitara un acceso entre estas dos vías.

8.1 Costo y presupuesto

Universidad de la Región Autónoma de la costa Caribe Nicaragüense

URACCAN

Proyecto: Diseño de caja puente vehicular con pase peatonal Rio Long Creek Bilwi, Puerto Cabezas.

Ubicación del Proyecto: Sobre el lecho del Rio Long Creeck (Frontera entre los barrios San Judas y Nueva Jerusalén)

Duración del proyecto: 120 Días Calendarios

Monto sin impuesto: $ 263,952.71 (C$ 9,370,321.205)

Monto con impuesto: $ 371,552.00 (C$ 13,190,096)

PRESUPUESTO DE CAJA PUENTE DOBLE - SAN JUDAS

Autores:
Br. Edson Manuel Ignacio Borst
Br. Jader Lenin Hernández Sánchez
Br. Kevin Cleban Zamora

CONSTRUCCIÓN DE CAJA DE CONCRETO REFORZADO

N°	Item	Concepto	Unidad	CANTIDAD	COSTO UNIT ($)	Mano de Obra	MONTO
1		**PRELIMINARES**				$ 3,993.00	$ 12,100.00
1.1	S/C	Movilización y desmovilización	C/U	1.00	$ 6,800.00	$ 2,244.00	$ 6,800.00
1.2	110(06)	Trabajos por Administración	Global	1.00	$ 3,400.00	$ 1,122.00	$ 3,400.00
1.3	202 (2B)	Remoción de Estructura Existente	C/U	1.00	$ 1,900.00	$ 627.00	$ 1,900.00
2	0	**APROCHES DE CAJAS CCR / MOVIMIENTO DE TIERRA**				$ 27,028.96	$ 81,905.95
2.1	201(1)	Abra y Destronque	ha	0.20	$ 8,379.76	$ 553.06	$ 1,675.95
2.2	203(1)	Excavación en la Vía	m³	1,000.00	$ 10.11	$ 3,336.30	$ 10,110.00
2.3	203(5)	Préstamo Selecto, Caso 2	m³	4,000.00	$ 17.53	$ 23,139.60	$ 70,120.00
3	0	**DRENAJE MAYOR (CAJA DE CONCRETO REFORZADO)**				$ 50,341.45	$ 152,549.84
3.1	203 (14A)	Canales menores de 4 m	m³	82.00	$ 8.04	$ 217.56	$ 659.28
32	207(1)	Excavación Para Estructuras	m³	800.00	$ 16.27	$ 4,295.28	$ 13,016.00
3.3	207(3)	Relleno Para Cimientos	m³	600.00	$ 18.00	$ 3,564.00	$ 10,800.00
3.4	207 (3A)	Mejoramiento de suelo cemento, f´c= 30kg/cm2 a los 7 días de edad	m³	120.00	$ 130.07	$ 5,150.77	$ 15,608.40
3.5	207(5)	Relleno estructural (Pedraplén)	m³	280.00	$ 25.41	$ 2,347.88	$ 7,114.80
3.6	602	Concreto estructural Clase A de f´c= 280 kg/cm² para losa superior	m³	140.72	$ 404.44	$ 18,781.22	$ 56,912.80
3.7	604(1)	Acero de Refuerzo, Grado 60, F'y = 4,200 Kg/cm²	Kg	9,647.00	$ 2.14	$ 6,812.71	$ 20,644.58
3.8	606(3)	Baranda Metálica de acero ASTM A-36	m	14.40	$ 251.17	$ 1,193.56	$ 3,616.85
3.9	608(1)	Mampostería Clase A para Drenaje Mayor	m³	94.00	$ 196.21	$ 6,086.43	$ 18,443.74
3.1	608(1A)	Mampostería de piedra bolón clase A (zampeado)	m³	15.00	$ 159.41	$ 789.08	$ 2,391.15
3.11	704(2)	Drenes PVC de Ø 4"	m	13.28	$ 11.63	$ 50.97	$ 154.45
3.12	924(1)	Filtro de drenaje para pared de caja y aletones de piedra triturada de 3/4"	m	11.00	$ 289.80	$ 1,051.97	$ 3,187.80
4	0	**MISCELANEOS**				$ 556.58	$ 1,686.60
4.1	202(3)	Remoción de Cercas de Alambre de Púas	m	180.00	$ 2.89	$ 171.67	$ 520.20
4.1	903(4)	Cercas y Portones de Alambre de Púas	m	180.00	$ 6.48	$ 384.91	$ 1,166.40
5	0	**SEÑALIZACION**				$ 3,018.19	$ 9,146.02
5.1	801(1G)	Señales de información de Destino de 270 cms x 75 cms.	C/U	2.00	$ 273.36	$ 180.42	$ 546.72
5.2	802(2)	Marcas de Pavimento Reflectorizadas	M²	5.00	$ 40.02	$ 66.03	$ 200.10
5.3	801(1L)	Delineador Tipo Chevron	C/U	10.00	$ 134.78	$ 444.77	$ 1,347.80
5.4	801(1M)	Delineador vertical P-12-4A	C/U	16.00	$ 90.30	$ 476.78	$ 1,444.80
5.5	902(8)	Defensa Lateral Metálica(Flex Beam)	Ml	50.00	$ 92.26	$ 1,522.29	$ 4,613.00
5.6	914(4)	Postes guías en Puentes y/o Cajas	C/U	16.00	$ 62.10	$ 327.89	$ 993.60
6	0	**TRABAJOS AMBIENTALES Y SOCIALES**				$ 2,166.22	$ 6,564.30

Tabla 30 Presupuesto de caja puente.

6.1	915 (9A)	Siembra de Plantas	c/u	100.00	$ 8.75	$ 288.75	$	875.00
6.2	941 (1)	Talleres de Capacitación de Seguridad e Higiene Laboral.	c/u	1.00	$ 1,750.55	$ 577.68	$	1,750.55
6.3	943 (1)	Talleres de Educación Vial-Ambiental.	c/u	1.00	$ 1,312.92	$ 433.26	$	1,312.92
6.4	945 (1)	Participación Ciudadana	c/u	1.00	$ 2,625.83	$ 866.52	$	2,625.83
a. TOTAL COSTO DIRECTO C$							$	263,952.71
b. TOTAL DE COSTOS INDIRECTOS (% sobre a)					6%		$	15,837.16
c. ADMINISTRACION (% sobre a+b)					6%		$	16,787.39
d. UTILIDADES (% sobre a+b+c)					8%		$	23,726.18
e. SUB TOTAL (a+b+c+d)							$	320,303.45
IMPUESTOS								
f. I.V.A (15% sobre e.)					15%		$	48,045.52
g. IMPUESTO MUNICIPALES (1% sobre e)					1%		$	3,203.03
PRECIO TOTAL DE LA OFERTA (e+f+g)							$	371,552.00

PRESUPUESTO DE CAJA PUENTE DOBLE - SAN JUDAS	**Autores:** Br. Edson Manuel Ignacio Borst Br. Jader Lenin Hernández Sánchez Br. Kevin Cleban Zamora

CONSTRUCCIÓN DE CAJA DE CONCRETO REFORZADO

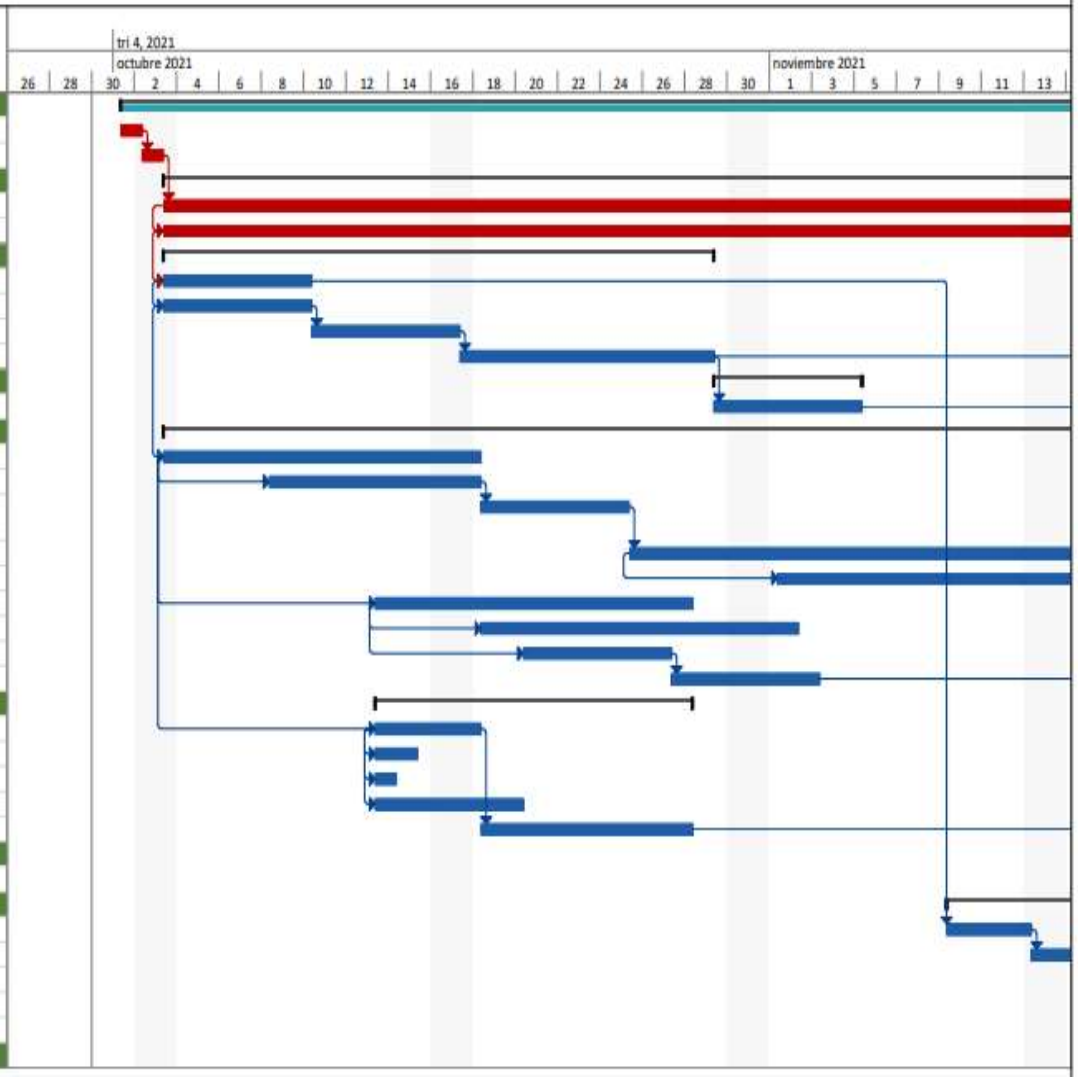
N°	Concepto	Mano de Obra	MONTO
1	PRELIMINARES	$ 3,993.00	$ 12,100.00
2	APROCHES DE CAJAS CCR / MOVIMIENTO DE TIERRA	$ 27,028.96	$ 81,905.95
3	DRENAJE MAYOR (CAJA DE CONCRETO REFORZADO)	$ 50,341.45	$ 152,549.84
4	MISCELANEOS	$ 556.58	$ 1,686.60
5	SEÑALIZACION	$ 3,018.19	$ 9,146.02
6	TRABAJOS AMBIENTALES Y SOCIALES	$ 2,166.22	$ 6,564.30
a. TOTAL COSTO DIRECTO C$			$ 263,952.71
b. TOTAL DE COSTOS INDIRECTOS (% sobre a)		6%	$ 15,837.16
c. ADMINISTRACION (% sobre a+b)		6%	$ 16,787.39
d. UTILIDADES (% sobre a+b+c)		8%	$ 23,726.18
e. SUB TOTAL (a+b+c+d)			$ 320,303.45
IMPUESTOS			
f. I.V.A (15% sobre e.)		15%	$ 48,045.52
g. IMPUESTO MUNICIPALES (1% sobre e)		1%	$ 3,203.03
PRECIO TOTAL DE LA OFERTA (e+f+g)			$ 371,552.00

Tabla 31 Presupuesto general resumen por etapa.

Autores:
Br. Edson Manuel Ignacio Borst
Br. Jader Lenin Hernández Sánchez
Br. Kevin Cleban Zamora

CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES
CAJA PUENTE SAN JUDAS

Id	Nombre de tarea	Duración	Comienzo	Fin
1	**PROYECTO CAJA PUENTE SAN JUDAS**	**120 días**	**vie 1/10/21**	**sáb 29/1/22**
2	Inicio de Proyecto	1 día	vie 1/10/21	sáb 2/10/21
3	Movilizacion	1 día	sáb 2/10/21	dom 3/10/21
4	**TRABAJOS POR ADMINISTRACION**	**118 días**	**dom 3/10/21**	**sáb 29/1/22**
5	Trabajos por Administración (3%)	118 días	dom 3/10/21	sáb 29/1/22
6	Imprevistos (2%)	118 días	dom 3/10/21	sáb 29/1/22
7	**MOVIMIENTO DE TIERRA**	**26 días**	**dom 3/10/21**	**vie 29/10/21**
8	Abra y Destronque	7 días	dom 3/10/21	dom 10/10/21
9	Excavación en la via	7 días	dom 3/10/21	dom 10/10/21
10	Subexcavacion de Suelos Inadecuados	7 días	dom 10/10/21	dom 17/10/21
11	Prestamo Caso II, Conformacion de Terraplenes	12 días	dom 17/10/21	vie 29/10/21
12	**ESTRUCTURA DE PAVIMENTO**	**7 días**	**vie 29/10/21**	**vie 5/11/21**
13	Capa de Revestimiento de Material Granular	7 días	vie 29/10/21	vie 5/11/21
14	**DRENAJE MAYOR**	**74 días**	**dom 3/10/21**	**jue 16/12/21**
15	Excavación Para Estructuras (Drenaje Mayor)	15 días	dom 3/10/21	lun 18/10/21
16	Pedraplenes de bolones de 30cm Ø	10 días	vie 8/10/21	lun 18/10/21
17	Mejoramiento de Suelo Cemento f'c = 30Kg/cm² a los 7 Días de Edad	7 días	lun 18/10/21	lun 25/10/21
18	Concreto Clase "D" f'c = 350kg/cm²	45 días	lun 25/10/21	jue 9/12/21
19	Acero de Refuerzo Grado 60 (F'y = 4200 kg/cm²)	45 días	lun 1/11/21	jue 16/12/21
20	Mamposteria Clase "A"	15 días	mié 13/10/21	jue 28/10/21
21	Zampeado Con Piedra Bolón	15 días	lun 18/10/21	mar 2/11/21
22	Tubos de Drenaje de PVC 10cm, Ø x200cm	7 días	mié 20/10/21	mié 27/10/21
23	Filtro de Piedra Granular de 3/4"	7 días	mié 27/10/21	mié 3/11/21
24	**DRENAJE MENOR**	**15 días**	**mié 13/10/21**	**jue 28/10/21**
25	Tuberia de Concreto Reforzado C-II, 48"Ø	5 días	mié 13/10/21	lun 18/10/21
26	Excavación de Estructuras	2 días	mié 13/10/21	vie 15/10/21
27	Lecho Tipo "B"	1 día	mié 13/10/21	jue 14/10/21
28	Mamposteria	7 días	mié 13/10/21	mié 20/10/21
29	Canales Menores de 4 m	10 días	lun 18/10/21	jue 28/10/21
30	**SEÑALIZACIÓN**	**5 días**	**dom 19/12/21**	**vie 24/12/21**
31	Señalizacion Vertical	5 días	dom 19/12/21	vie 24/12/21
32	**MISCELANEOS**	**57 días**	**mar 9/11/21**	**mié 5/1/22**
33	Remoción de Obstaculos	4 días	mar 9/11/21	sáb 13/11/21
34	Remocion de Cercas Existentes	8 días	sáb 13/11/21	dom 21/11/21
35	Rectificacion del Cauce	15 días	dom 21/11/21	lun 6/12/21
36	Instalación de Cercas	15 días	lun 6/12/21	mar 21/12/21
37	Afectacion del Derecho de Via	15 días	mar 21/12/21	mié 5/1/22
38	**FIN DE PROYECTO**	**1 día**	**jue 27/1/22**	**vie 28/1/22**



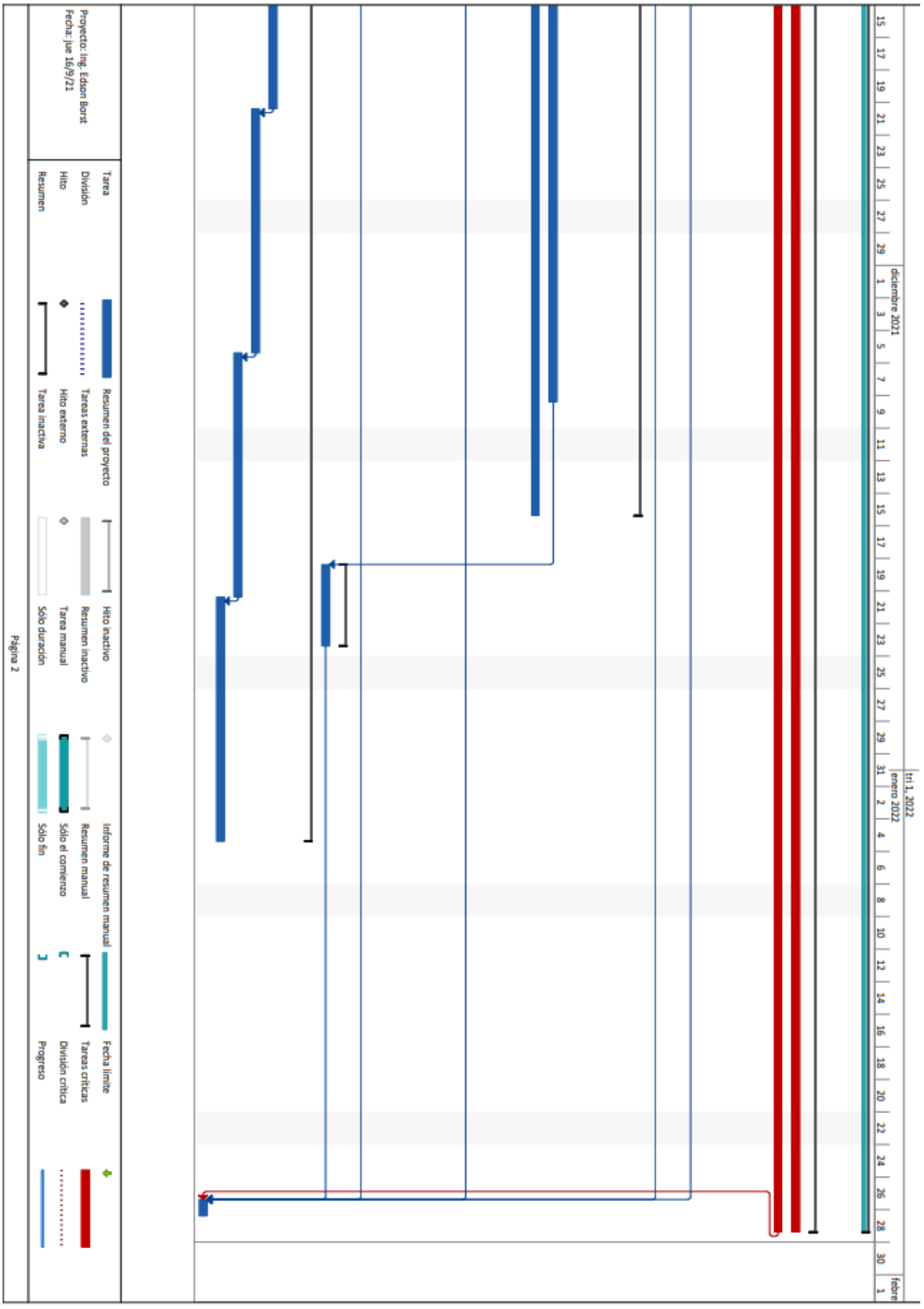


Tabla 32 Cronograma físico del proyecto

IX. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

Los proyectos de infraestructura viales producen distintos efectos al medio ambiente, por lo cual son sometidos a un análisis de impacto ambiental, con el objeto de identificar y valorar los impactos potenciales que futuras obras este tipo generarán al ambiente. A este proceso se le denomina “evaluación de impacto ambiental, (EIA).

En este estudio se realizará actividades como movimiento de tierra, nivelación del terreno, por lo que afectará cambio físico del suelo natural, en todo caso no afectará la zona vegetal.

La vía de acceso actual del tramo se encuentra en el interior de la ciudad. Conservar la vía de acceso actual para ser utilizada en el nuevo proyecto generaría impactos ambientales negativos en cuanto a; rápido deterioro y destrucción de la estructura.

Con el propósito de prevenir esos impactos, el proyecto contempla la construcción de una vía alterna que, siguiendo una trayectoria de circunvalación, conecte la nueva zona de la Policía Nacional a la Terminal de Buses, que es el punto de partida para la conexión con la segunda vía alterna para la salida de la ciudad, hacia donde se dirigirá la mayor parte de actividad comercial en el municipio.

En todo caso no habrá daño al medio ambiente por lo que la estructura no cubre gran área del medio ambiente y dicho lo mencionado anterior mente este impacto será significativo para la sociedad y comerciantes de la zona.

Al comenzar la construcción de la caja puente doble sobre el rio Long Creck se comenzará producir, madera, bolsas de cementos, varilla de construcción entre otros.

X. LISTA DE REFERENCIAS

1. AASHTO, 1993. “Guía para el Diseño de Estructuras de Pavimentos”.
2. American Concrete Pavement Association (acpa), “Boletín Técnico - Pavement Rehabilitation Strategy Selection”.
3. American Concrete Pavement Association (acpa), “Boletín Técnico - Subgrades and Subbases for Concrete Pavements”.
4. Asociación de Productores del Cemento del Perú (Asocem), “Guía para el reconocimiento de fallas en pavimentos rígidos”.
5. Asociación de Productores del Cemento del Perú (Asocem), “Boletín Técnico No 81- Tipos de Pavimento de Concreto”.
6. Reglamento de peso y dimensión vehicular para la circulación en la red vial nacional.
7. Manual Centroamericano de Normas Para Diseño Geométrico de Carreteras Regionales. Edición 2.
8. NIC-2000
9. NIC – 2019.
10. JAVIER MANTEROLA I Y II.
11. Ministerio de Transporte e Infraestructura. Manual Para La Revisión De Costo y Presupuesto.
12. Reglamento Internacional del Concreto (ACI).
13. Reglamento Internacional del Acero (AISC).
14. Reglamento Nacional de la Construcción (RNC).
15. By Elena Cáceres Ruiz. Costo y Presupuesto de Carretera.

16. Rafael Cal y Mayor – James Cárdenas. Ingeniería de tránsito Editorial Alfa omega.
17. Carlos Kraemer. Editorial Mc Graw Hill. Ingeniería de Transito y Carretera. 2 Tomo.
18. Garber-Hoel.Ingenier de Tránsito y de carreteras.
19. APUNTES DEL ING. ALTAMIRANO.
20. ***Puentes. Diseño, analisis y construccion***, Hernandez Ibez, S., E.T.S.I.C.C.P. Universidade da Corula, La Corula, 2002.
21. ***Puentes***, Leonhardt, F., Presses Polytechniques Romandes, Lausanne.
22. ***Bridges***, Brown, D.J., Ed. Mitchell Beazley, Londres.
23. ***Les Ponts***, Marrey, B., Picard, Paris.
24. ***Puentes y sus constructores***, Steiman, D. & Watson, S., Colegio de I.C.C. y P.
25. ***Pontes historicas de Galicia***, Nordiz, C. & otros, Colegio de I.C.C. y P.
26. ***Concepcion de puentes***, Grattesat, G., Editores Tecnicos Asociados, Barcelona.
27. ***Prestressed Concrete Bridges***, Menn, C., Springer-Verlag, Viena.
28. ***Curso de puentes***, Monleon, S., Vol. I y II, SPUPV, Valencia.
29. ***Estructuras de hormigon armado***, Leonhardt, F., Tomo VI, Ed. El Ateneo, Buenos Aires.

30. ***Bridge Deck Behaviour***, Hambly, E., E & FN Spon, Londres.

31. ***Analysis and Design of curved steel bridges***, Nakai, H. & Chai Hong, Y., McGraw-Hill, Nueva York.

32. ***Bridge Substructure and Foundation Design***, Xanthakos, P., Prentice Hall, New Jersey.

33. ***Theory and Design of Bridges***, Xanthakos, P., John Wiley & Sons Inc., 1994.

34. ***Cable Stayed Bridges***, Isler, W., Thomas Thelford, Londres.

35. ***Cable Supported Bridges***, Gimsing, N.J., John Wiley & Sons Inc., 1994.

36. ***Wind Effects on Structures. Fundamentals and Applications to Design***, Simiu,E & Scanlan, R.H., John Wiley & Sons Inc., 1996.

37. ***Recomendaciones para el proyecto de puentes metálicos***, RPM-95, Ministerio de Fomento.

38. ***Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos***, RPM-95, Ministerio de Fomento.

39. ***Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera***, IAP-98, Ministerio de Fomento.

40. ***Aparatos de apoyo para puentes y estructuras***, Arenas, J. J. y Aparicio, A. C., E.T.S.I.C.C.P. Universidad de Cantabria, Santander, 1980.

41. ***Estribos de puente de tramo recto***, Arenas, J. J. y Aparicio, A. C., E.T.S.I.C.C.P. Universidad de Cantabria, Santander, 1984.

42. ***Tierra sobre el agua. Vision historica universal de los puentes***, Fernandez Troyano, L., Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 1999.

43. ***Puentes. Tomo I***, Manterola Armison, J., E.T.S.I.C.C.P. Universidad Politocnica de Madrid, Madrid, 2000.

44. ***Puentes. Tomo II***, Manterola Armison, J., E.T.S.I.C.C.P. Universidad Politocnica de Madrid, Madrid, 2000.

45. ***Bridge deck analysis***, O'Brien, E. J., E & FN Spon, Londres, 1999.

46. ***Calculo de estructuras de puentes de hormigon***, Samarton Quiroga, A., Editorial Rueda, Madrid, 1983.

XI. ANEXO