

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO FACULTAD  
DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**“DISEÑO DE INTERCAMBIO VIAL A DESNIVEL EN LAS  
INTERSECCIONES DE LA CARRETERA  
PANAMERICANA SUR Y LA AVENIDA EL ESTUDIANTE  
DE LA CIUDAD DE PUNO”**

**TESIS**

PRESENTADO POR:

**Bach. EVER MAMANI APAZA**

**Bach. OLIVER EDWIN CHURA DELGADO**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

**INGENIERO CIVIL**

Puno - Perú

2016

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO FACULTAD DE INGENIERÍA  
CIVIL Y ARQUITECTURA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

## TESIS

“DISEÑO DE INTERCAMBIO VIAL A DESNIVEL EN LAS  
INTERSECCIONES DE LA CARRETERA PANAMERICANA SUR Y LA  
AVENIDA EL ESTUDIANTE DE LA CIUDAD DE PUNO”

PRESENTADO POR:

**Bach. EVER MAMANI APAZA**  
**Bach. OLIVER EDWIN CHURA DELGADO**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

## INGENIERO CIVIL

APROBADO POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR:

**PRESIDENTE:**

ING. EDGAR VIDAL HURTADO CHÁVEZ

**PRIMER MIEMBRO:**

ING. NICOLÁS LUZA FLORES

**SEGUNDO MIEMBRO:**

ING. EMILIO AUGUSTO MOLINA CHAVEZ

**DIRECTOR DE TESIS:**

ING. FÉLIX ROJAS CHÁHUARES

**ASESOR DE TESIS:**

ING. SAMUEL HUAQUISTO CÁCERES

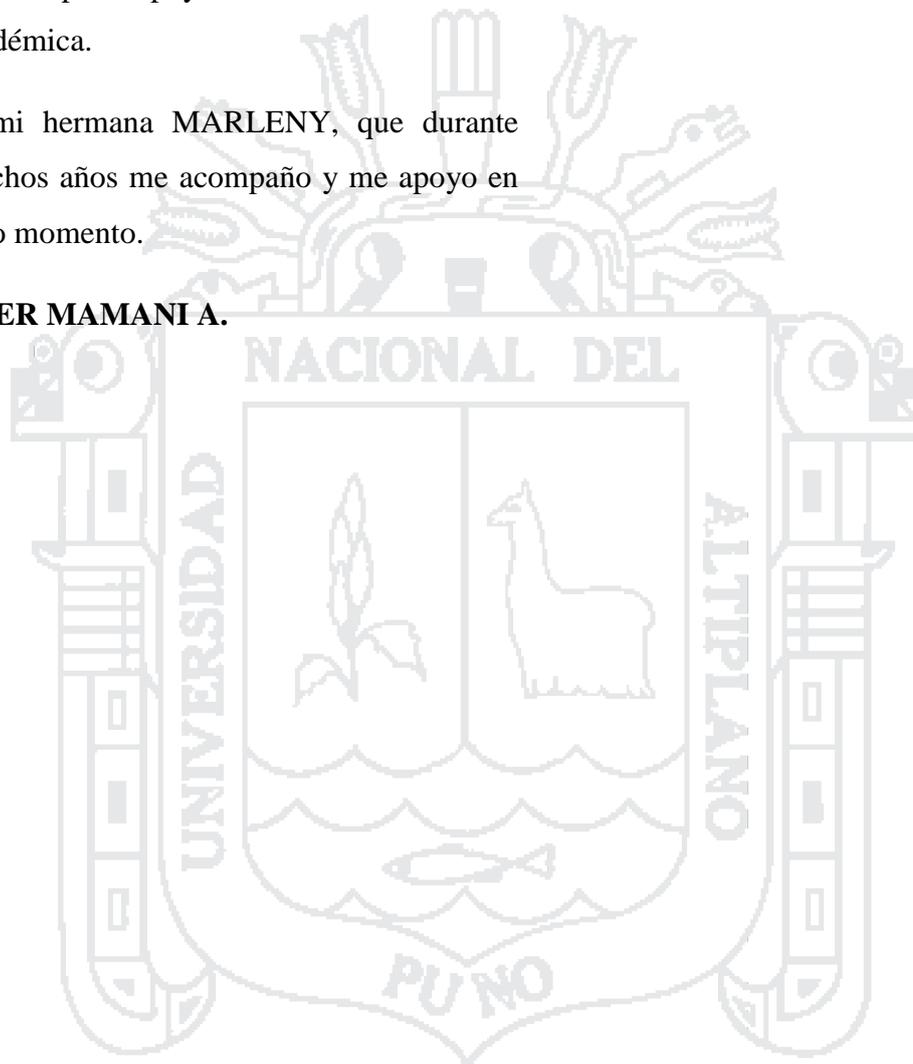
**Área:** Estructuras  
**Tema:** Puentes y obras de arte  
**Línea de Investigación:** Nuevas tendencias de diseño estructural

## DEDICATORIA

A mis padres: BUENAVENTURA e INÉS,  
que durante todos estos años hicieron todo lo  
posible para apoyarme en mi formación  
académica.

A mi hermana MARLENY, que durante  
muchos años me acompañó y me apoyó en  
todo momento.

**EVER MAMANI A.**



A la memoria de mi madre, SABINA  
FERNANDA DELGADO TITO.

A mi padre, SANTOS M. CHURA ZEA y a  
mis hermanos: EUSEBIO W. e PLATINI E.  
Por su apoyo incondicional en mi  
formación profesional.

**OLIVER E. CHURA D**

## AGRADECIMIENTO

- A Dios nuestro Señor, por demostrarnos su existencia cada día al ser nuestro Guía y Compañía en cada Momento de Nuestras vidas.
- A la Universidad Nacional del Altiplano, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, por la oportunidad de acogernos en sus aulas, formando profesionales competentes en la sociedad.
- Nuestra gratitud y reconocimiento a los docentes de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, en especial a los docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil por impartir sus conocimientos, orientaciones y consejos en la formación académica.
- A nuestro Director y Asesor de Tesis Ing. Félix Rojas Cháhuares e ing. Samuel Huaquisto Cáceres por su valioso tiempo y orientación para realizar el presente proyecto de Tesis.
- A los miembros del jurado dictaminador de la presente tesis, Ing. Edgar Vidal Hurtado Chávez, Ing. Nicolás Luza Flores, Ing. Emilio Augusto Molina Chavez por su tiempo, paciencia, comprensión y sus valiosos aportes a la elaboración del presente proyecto de tesis.
- A nuestros compañeros del código 07 fase II por la compañía y amistad que nos ofrecieron en nuestra formación profesional.
- A nuestros amigos y amigas: Luz Corina, Yhon, Edwin, Edwin C. Alan, Ronal, German, Elmer, Ever, R.Callata, Daniel, Jack.

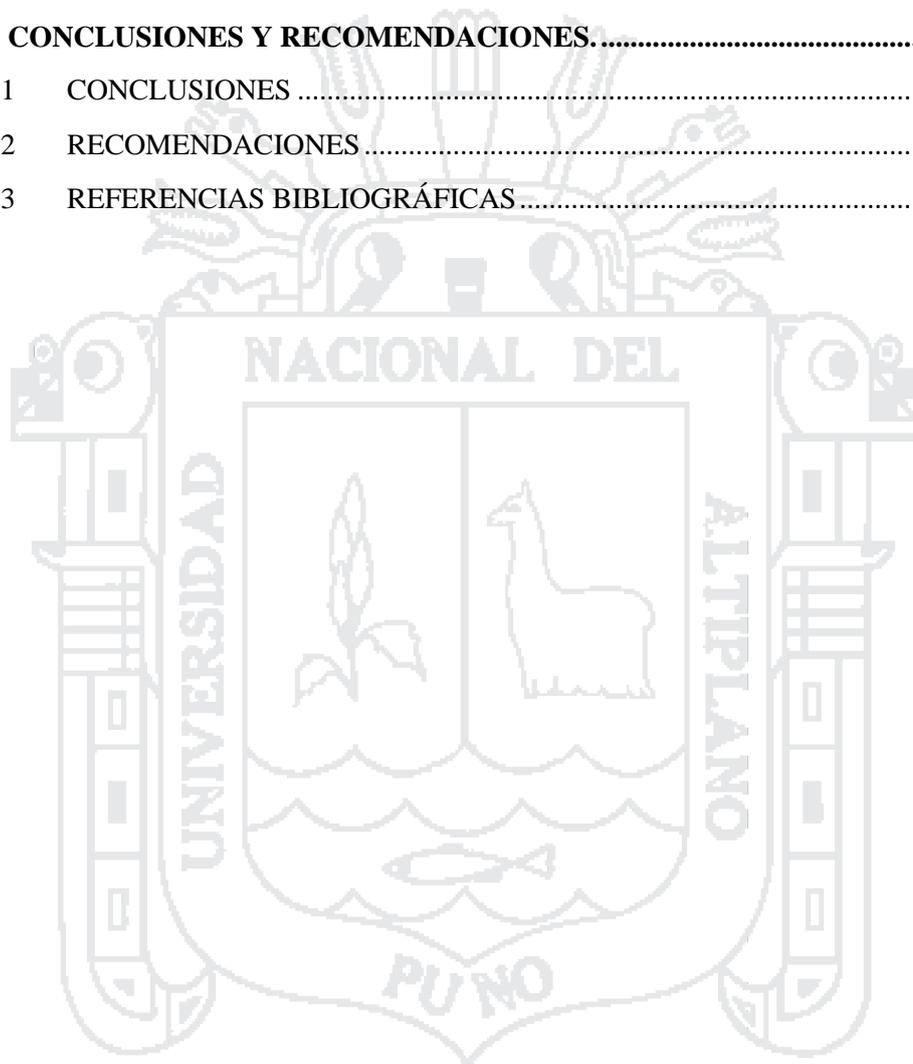
**TABLA DE CONTENIDOS**

<b>1</b>	<b>ASPECTOS GENERALES .....</b>	<b>17</b>
1.1	GENERALIDADES. ....	17
1.1.1	UBICACIÓN, Y LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO .....	17
1.2	ANTECEDENTES DEL PROYECTO .....	18
1.3	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	19
1.3.1	PROBLEMA GENERAL .....	19
1.4	JUSTIFICACIÓN .....	20
1.5	OBJETIVOS .....	20
1.5.1	OBJETIVO GENERAL .....	20
1.5.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	21
1.6	ALCANCE DEL ESTUDIO .....	21
<b>2</b>	<b>MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL .....</b>	<b>22</b>
2.1	MARCO TEÓRICO.....	22
2.1.1	ESTUDIO DEL TRÁNSITO .....	22
2.1.2	INTERSECCIONES E INTERCAMBIOS .....	22
2.1.3	NORMATIVIDAD NACIONAL .....	25
2.2	MARCO CONCEPTUAL.....	28
<b>3</b>	<b>ESTUDIOS PRELIMINARES DEL PROYECTO.....</b>	<b>30</b>
3.1	GENERALIDADES .....	30
3.1.1	UBICACIÓN Y LÍMITES DEL ÁREA DE ESTUDIO .....	30
3.1.2	CLIMA Y VEGETACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO .....	31
3.2	ESTUDIO DE TRÁFICO .....	32
3.2.1	GENERALIDADES .....	32
3.2.2	CARACTERÍSTICAS DE LA RED VIAL .....	32
3.2.3	CARACTERÍSTICAS DE TRÁFICO .....	35
3.2.4	DESARROLLO DE ESTUDIO DE TRÁFICO.....	39
3.2.5	ANÁLISIS DE RESULTADOS .....	40
3.3	ESTUDIO DE TOPOGRAFÍA .....	45
3.3.1	ANTECEDENTES.....	45
3.3.2	UBICACIÓN Y ACCESOS.....	45
3.3.3	LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO .....	46

3.3.4	PROCESAMIENTO DE DATOS.....	47
3.4	ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO.....	48
3.5	ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS .....	69
3.5.1	GEOLOGÍA GENERAL .....	69
3.5.2	ESTUDIO DE SUELOS .....	72
3.5.3	ESTUDIO DE CANTERAS Y FUENTES DE AGUA .....	77
3.5.4	ESTUDIO DE LA CIMENTACIÓN .....	78
3.5.5	DISEÑO DE TERRAPLÉN.....	80
3.5.6	DISEÑO DE PAVIMENTOS .....	86
<b>4</b>	<b>DISEÑO GEOMÉTRICO .....</b>	<b>103</b>
4.1	GENERALIDADES .....	103
4.1.1	VELOCIDAD DE DISEÑO .....	103
4.1.2	CLASIFICACIÓN DE LA RED VIAL .....	104
4.1.3	SECCIÓN TRASVERSAL.....	107
4.1.4	FAJA DE DOMINIO .....	108
4.1.5	CALZADA Y BERMAS .....	109
4.1.6	SEPARADORES .....	112
4.1.7	GÁLIBO.....	112
4.1.8	DISEÑO GEOMÉTRICO EN PLANTA Y PERFIL.....	113
4.2	ANÁLISIS Y DISEÑO GEOMÉTRICO.....	119
4.2.1	VÍA PRINCIPAL.....	119
4.2.2	VÍA SECUNDARIA.....	124
4.2.3	RAMALES.....	128
4.2.4	LAZO .....	130
4.2.5	CARRILES DE CAMBIO DE VELOCIDAD.....	131
4.3	SEÑALIZACIÓN Y SEGURIDAD VIAL .....	133
4.3.1	SEÑALES VERTICALES.....	133
4.3.2	SEÑALES HORIZONTALES.....	136
<b>5</b>	<b>DISEÑO ESTRUCTURAL DE CONCRETO ARMADO .....</b>	<b>144</b>
5.1	CONSIDERACIONES DE DISEÑO .....	144
5.1.1	SUPERESTRUCTURA .....	144
5.1.2	SUBESTRUCTURA.....	146
5.2	NORMAS DE DISEÑO APLICADAS .....	146

5.2.1	COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA.....	146
5.2.2	ESTADOS LÍMITES.....	148
5.2.3	CARGAS .....	149
5.3	DISEÑO DEL TABLERO.....	152
5.3.1	LOSA DE TABLERO.....	152
5.3.2	DISEÑO DE VIGAS.....	156
5.3.3	DIAFRAGMAS .....	182
5.3.4	APOYOS.....	189
5.4	DISEÑO ESTRUCTURAL DE ESTRIBO.....	207
5.4.1	PRE-DIMENSIONADO .....	207
5.4.2	CASO I – ESTRIBO CON PUENTE .....	209
5.4.3	CASO II – ESTRIBO SIN PUENTE .....	221
5.4.4	CÁLCULO DEL ACERO.....	224
5.4.5	DISEÑO DE CIMENTACIÓN.....	231
5.4.6	CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA BASE DEL PARAPETO 238	
5.5	DISEÑO ESTRUCTURAL DE PILARES.....	240
5.5.1	PREDIMENSIONAMIENTO: .....	240
5.5.2	CARGAS: .....	241
5.5.3	CARGAS DISEÑO.....	250
5.5.4	CALCULO DE ACERO .....	250
5.5.5	REVISIÓN POR CORTANTE.....	253
5.5.6	DISEÑO DE VIGA CABEZAL .....	254
5.5.7	DISEÑO DE LA CIMENTACION.....	257
<b>6</b>	<b>ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL .....</b>	<b>263</b>
6.1	GENERALIDADES .....	263
6.1.1	OBJETIVOS .....	263
6.1.2	ALCANCE DEL ESTUDIO.....	264
6.1.3	METODOLOGÍA APLICADA .....	264
6.2	LÍNEA DE BASE AMBIENTAL.....	265
6.2.1	UBICACIÓN.....	265
6.2.2	ÁREA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO.....	265
6.3	IDENTIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES.....	267
6.3.1	MATRIZ DE LEOPOLD .....	267

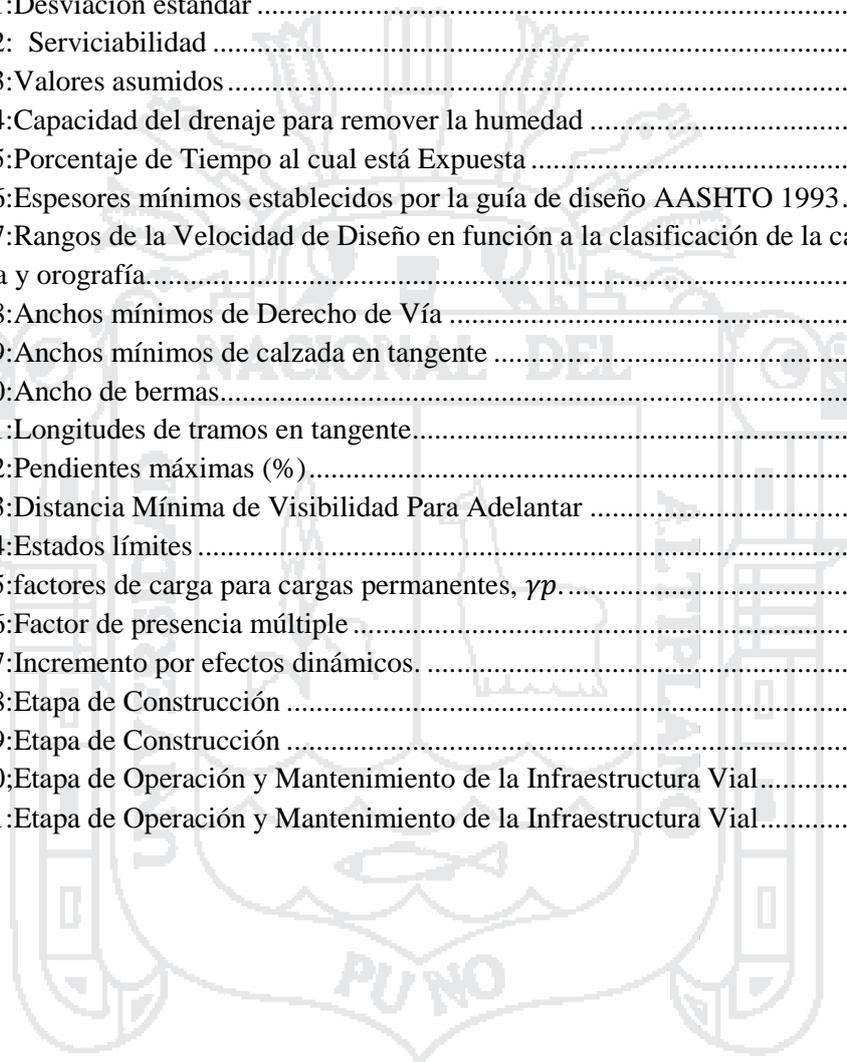
6.3.2	ANÁLISIS CUALITATIVO DE LA MATRIZ DE IMPORTANCIA DE LA EVALUACIÓN DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES ETAPA DE CONSTRUCCIÓN	269
6.3.3	ANÁLISIS CUALITATIVO DE LA MATRIZ DE IMPORTANCIA DE LA EVALUACIÓN DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES ETAPA DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL.....	273
<b>7</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>276</b>
7.1	CONCLUSIONES .....	276
7.2	RECOMENDACIONES .....	278
7.3	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	279



## LISTA DE CUADROS

Tabla 1: Sentidos de Circulación de la Zona .....	32
Tabla 2: Periodo de Diseño .....	34
Tabla 3: Factores de Crecimiento .....	34
Tabla 4; Transito Proyectado al 2044 .....	35
Tabla 5: Puntos de Aforos de la Zona .....	39
Tabla 6: Resumen de la Cuantificación del tráfico actual .....	40
Tabla 7: Factores de corrección estacional .....	41
Tabla 8: Cálculo del IMDs .....	42
Tabla 9: Cálculo del IMDa .....	42
Tabla 10: Variación de volumen de tránsito en la hora de máxima demanda .....	43
Tabla 11: Variación de volumen de tránsito en la hora de máxima demanda .....	44
Tabla 12: Cuadro de Coordenadas .....	47
Tabla 13: Base de datos de la ESTACION METEOROLOGICA .....	48
Tabla 14: Coeficientes de escorrentía para ser utilizados en el método racional .....	53
Tabla 15: Precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes periodos de retorno .....	54
Tabla 16: Periodos de retorno para obras de drenaje .....	55
Tabla 17: Intensidades máximas (mm) para diferentes duraciones y periodo de retorno .....	56
Tabla 18: Intensidades máximas (mm/hora) para diferentes duraciones y periodo de retorno ....	57
Tabla 19: Parámetros de la ecuación de Intensidad máxima .....	57
Tabla 20: Tabla de Intensidad - Tiempo de Duración - Periodo de Retorno .....	58
Tabla 21: Valores Recomendados de Riesgo Admisible de Obras de Drenaje .....	61
Tabla 22: Periodo de retorno .....	61
Tabla 23: Área a drenar: Subcuenca salcedo 1 .....	61
Tabla 24: Tiempo de concentración: Subcuenca salcedo 1 .....	61
Tabla 25: Intensidad máxima: Subcuenca salcedo 1 .....	61
Tabla 26: Cálculo de los caudales de diseño: Subcuenca salcedo .....	62
Tabla 27: Dimensionamiento de canales: Subcuenca salcedo 1 .....	62
Tabla 28: Área a drenar: Subcuenca salcedo 2 .....	63
Tabla 29: Tiempo de concentración: Subcuenca salcedo 2 .....	63
Tabla 30: Intensidad máxima: Subcuenca salcedo 2 .....	63
Tabla 31: Cálculo de los caudales de diseño: Subcuenca salcedo 2 .....	63
Tabla 32: Dimensionamiento de canales: subcuenca salcedo 2 .....	63
Tabla 33: Área a drenar: Proyecto a nivel .....	64
Tabla 34: Tiempo de concentración: Proyecto a nivel .....	65
Tabla 35: Intensidad máxima: Proyecto a nivel .....	65
Tabla 36: Cálculo de los caudales de diseño: Proyecto a nivel .....	65
Tabla 37: Dimensionamiento de canales: Proyecto a nivel .....	65
Tabla 38: Área a drenar: Proyecto a desnivel .....	66
Tabla 39: Tiempo de concentración: Proyecto a desnivel .....	67
Tabla 40: Intensidad máxima: Proyecto a desnivel .....	67
Tabla 41: Cálculo de los caudales de diseño: Proyecto a desnivel .....	67
Tabla 42: Coeficiente de rugosidad .....	68
Tabla 43: Dimensionamiento de cunetas triangulares del área del proyecto a desnivel .....	69
Tabla 44: Dimensionamiento de canales del área del proyecto a desnivel .....	69

Tabla 45:Ubicación y Profundidad de las calicatas .....	73
Tabla 46:Parámetros del terraplén .....	81
Tabla 47: Cálculo de presiones actuantes .....	82
Tabla 48:Resultado del Análisis.....	86
Tabla 49:Periodo de diseño en función del tipo de carretera .....	90
Tabla 50:Porcentaje de confiabilidad.....	91
Tabla 51:Desviación estándar .....	91
Tabla 52: Serviciabilidad .....	93
Tabla 53:Valores asumidos.....	96
Tabla 54:Capacidad del drenaje para remover la humedad .....	99
Tabla 55:Porcentaje de Tiempo al cual está Expuesta.....	99
Tabla 56:Espesores mínimos establecidos por la guía de diseño AASHTO 1993.....	100
Tabla 57:Rangos de la Velocidad de Diseño en función a la clasificación de la carretera por demanda y orografía.....	103
Tabla 58:Anchos mínimos de Derecho de Vía .....	108
Tabla 59:Anchos mínimos de calzada en tangente .....	110
Tabla 60:Ancho de bermas.....	111
Tabla 61:Longitudes de tramos en tangente.....	113
Tabla 62:Pendientes máximas (%).....	116
Tabla 63:Distancia Mínima de Visibilidad Para Adelantar .....	141
Tabla 64:Estados límites .....	149
Tabla 65:factores de carga para cargas permanentes, $\gamma_p$ .....	149
Tabla 66:Factor de presencia múltiple .....	151
Tabla 67:Incremento por efectos dinámicos. ....	151
Tabla 68:Etapa de Construcción .....	271
Tabla 69:Etapa de Construcción .....	272
Tabla 70;Etapa de Operación y Mantenimiento de la Infraestructura Vial.....	274
Tabla 71:Etapa de Operación y Mantenimiento de la Infraestructura Vial.....	275



**LISTA DE FIGURAS**

Figura 1:Ubicación y localización del Área del proyecto, Fuente: Elaboración propia.....	18
Figura 2;Área de conflicto, Fuente: Elaboración propia .....	19
Figura 3:Ramales de un intercambio vial, Fuente: (Bañon Blazquez & Bevia Garcia, 2000)....	24
Figura 4:Tipos de intersecciones a desnivel, Fuente: (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2014).....	26
Figura 5:Enlaces tipo trompeta, Fuente: (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2014)	27
Figura 6:Intercambio vial del tipo trompeta, Fuente: Elaboración propia .....	33
Figura 7:Puntos de aforo de la zona, Fuente: Elaboración propia.....	39
Figura 8:Puntos de Control Topográficos, Fuente: Elaboración propia.....	47
Figura 9:Curvas de Intensidad máxima (mm) para diferentes duraciones y periodo de retorno Fuente: Elaboración Propia .....	56
Figura 10:Curvas de Intensidad máxima (mm/hora) para diferentes duraciones y periodo de retorno, Fuente: Elaboración Propia .....	57
Figura 11:Tiempo de duración VS Intensidad, Fuente: Elaboración propia.....	58
Figura 12:Cuenca salcedo y su Subcuencas, Fuente: Elaboración propia .....	60
Figura 13:Sistema de drenaje del proyecto a nivel, Fuente: Elaboración Propia.....	64
Figura 14:Sistema de drenaje del proyecto a desnivel, Fuente: Elaboración Propia .....	66
Figura 15:Características de una cuneta triangular recta .....	67
Figura 16:Perfil Estratigráfico, Fuente: Elaboración Propia.....	76
Figura 17:Perfil Estratigráfico, Fuente: Elaboración propia .....	79
Figura 18:Sección típica del terraplén, Fuente: Elaboración propia .....	82
Figura 19:Resultado del análisis de estabilidad del talud, Fuente: Elaboración Propia.....	85
Figura 20:Resultados del número estructural, Fuente: Ecuación AASHTO 93.....	95
Figura 21;Resultados del número estructural, Fuente: Ecuación AASHTO 93.....	95
Figura 22:Resultados del número estructural, Fuente: Ecuación AASHTO 93.....	96
Figura 23: Grafica para determinar el coeficiente estructural de capa “a1” en función del módulo elástico del concreto asfáltico .....	97
Figura 24:Variación de los coeficientes de capa “a2” en subbases granulares .....	98
Figura 25:Variación de los coeficientes de capa “a3” en bases granulares.....	98
Figura 26:Espesores del pavimento, Fuente: Elaboración Propia.....	101
Figura 27:Espesores del pavimento, Fuente: Elaboración Propia.....	102
Figura 28:Sección transversal tipo a media ladera para una autopista en tangente, Fuente: Ministerio de Transportes y comunicaciones (2014) .....	108
Figura 29:Elementos de Curva circular, Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2014).....	114
Figura 30:Elementos de la curva vertical simétrica, Fuente: MTC, (2014). .....	118
Figura 31:ramales que participan en la infraestructura vial, Fuente: Elaboración Propia.....	128
Figura 32;Enlaces del intercambio vial, Fuente: Elaboración Propia .....	130
Figura 33:Carril de aceleración, Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2014) .....	131
Figura 34:Carril de aceleración, Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2014) .....	132
Figura 35:Líneas de carril, Fuente: El Ministerio De Transportes y Comunicaciones, (2000). 140	

Figura 36:línea de borde en el caso de rampa de salida, Fuente: El Ministerio De Transportes y Comunicaciones, (2000) .....	142
Figura 37:línea de borde en el caso de rampa de ingreso, Fuente: El Ministerio De Transportes y Comunicaciones, (2000) .....	143
Figura 38:demarcación típica en el caso de variación del ancho de la superficie de rodadura, Fuente: El Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2000).....	143
Figura 39:Sección longitudinal del puente. Fuente: Propia .....	145
Figura 40:Sección transversal del puente. Fuente: Propia .....	145
Figura 41:Camión de diseño Fuente: AASTHO .....	150
Figura 42:Tándem de diseño Fuente: AASTHO.....	150
Figura 43:Carril de diseño Fuente: AASTHO .....	150
Figura 44:Longitud efectiva. Fuente: Propia .....	152
Figura 45:Peralte del núcleo de la losa (Núcleo armado) Fuente:Propia.....	152
Figura 46:Diagrama de fuerzas actuantes en el volado. Fuente: Propia .....	154
Figura 47:Resultantes de Cargas del camión de diseño. Fuente: Propia.....	156
Figura 48:Ubicación del camion de diseño para hallar Momento máximo. Fuente: Propia .....	156
Figura 49:Ubicación del tanden de diseño para hallar Momento máximo. Fuente: Propia .....	157
Figura 50:Momento máximo de la carga de carril. Fuente: Propia.....	158
Figura 51:Ubicación del camión para cálculo de fuerzas en la viga. Fuente: Propia.....	160
Figura 52:Ubicación del tandem solo un carril cargado. Fuente: Propia .....	162
Figura 53:Ubicación del tandem dos carriles cargados. Fuente: Propia .....	162
Figura 54:Ubicación del camión de diseño para hallar la Cortante máxima. Fuente: Propia ...	163
Figura 55:Sección compuesta. Fuente: Propia .....	170
Figura 56:Modelo en Sap2000. Fuente: Sap2000 .....	177
Figura 57:Propiedades de la viga. Fuente: Sap2000 .....	177
Figura 58:Modelo de la viga compuesta en el Sap2000. Fuente: Sap2000.....	177
Figura 59:Resultados obtenidos del Sap2000. Fuente: Sap2000 .....	178
Figura 60:Resultados obtenidos del Sap2000. Fuente: Sap2000 .....	178
Figura 61:Resultados obtenidos del Sap2000. Fuente: Sap2000 .....	178
Figura 62:Diafragmas. Fuente: Propia .....	182
Figura 63:Fuerzas introducidas al Programa Sap2000. Fuente: Sap2000.....	183
Figura 64:Detalle de unión. Fuente: Propia .....	187
Figura 65:Detalle del elastómero. Fuente: Propia.....	189
Figura 66:Curvas de esfuerzo de compresión vs Deformación unitaria para apoyos elastoméricos de dureza 60. Fuente: AASHTO .....	197
Figura 67:Detalle de apoyos. Fuente: Propia .....	201
Figura 68:Dimensiones de los Estribos. Fuente: Propia .....	208
Figura 69:Peso propio de los Estribos Y del relleno. Fuente: Propia.....	209
Figura 70:Ubicación del camión de diseño para máximo cortante. Fuente: Propia.....	211
Figura 71:Fuerzas actuantes en el estribo. Fuente: Propia .....	212
Figura 72: Diagrama de fuerzas de la cuña activa. Fuente: Fig. A11.1.1.1-1 AASHTO LRFD: .....	215
Figura 73:Distribución de pilotes. Fuente: Propia .....	236
Figura 74:Pilar Típico. Fuente: Propia.....	240
Figura 75:Ubicación de la carga de camión para máximo cortante en los apoyos. Fuente: Propia .....	242
Figura 76:Ubicación de Camiones para calculo de reacción en los apoyos. Fuente: Propia ...	242

Figura 77:Reacción en los apoyos. Fuente: Propia ..... 243  
Figura 78:Distribución de pilotes. Fuente: Propia ..... 262



## RESUMEN

El proyecto de Tesis titulado “DISEÑO DEL INTERCAMBIO VIAL A DESNIVEL EN LAS INTERSECCIONES DE LA CARRETERA PANAMERICANA SUR Y LA AV. EL ESTUDIANTE DE LA CIUDAD DE PUNO”. Tiene como objetivo proponer una solución al problema del tráfico vehicular de la ciudad, así como mejorar la conectividad de los sistemas viales urbanos. Para lograr estos objetivos se plantea el diseño de un intercambio vial a desnivel, el mismo que fue desarrollado de manera académica en cada una de las etapas del diseño, es así que se realizó el Estudio de Tráfico, el diseño Geométrico en planta y perfil de las dos vías involucradas, el estudio de Suelos, y el diseño de la estructura del Pavimento. De esta manera se presenta una alternativa de solución al problema del tráfico vehicular en las intersecciones de la carretera Panamericana Sur Km. 1369+484 y la avenida el estudiante, la tesis presenta un diseño de intercambio vial a desnivel de tipo trompeta, tomando las normas actuales y adecuándonos al área de terreno disponible en la zona. El trabajo se realizó en base al estudio topográfico y con la ayuda de Programas de cómputo se procedió al diseño geométrico de las vías, estudio hidrológico, diseño estructural de pavimentos, cálculo estructural del puente. En resumen, el intercambio a desnivel planteado presenta: una vía principal, una vía secundaria, tres ramales de enlace directo y un lazo, cumpliendo con las normas actuales. Mediante este proyecto se plantea como una alternativa de solución la construcción del intercambio vial en intersección de las dos vías de la ciudad de Puno el cual contribuirá al reordenamiento vial, además de dotar a la región Puno con una moderna y eficiente infraestructura vial que mejoraría notablemente los actuales niveles de servicio y seguridad vial.

**Palabras Clave:** Intercambio vial, Intersecciones, Puente, Pavimentos, Terraplén, Diseño geométrico

## INTRODUCCIÓN

Es de gran importancia que una vía o carretera brinde la seguridad y comodidad a los usuarios que dan uso a dicha vía, por tal motivo surge la necesidad de mejorar la transitabilidad y fluidez de la vía adicionando cruces o pasos a desnivel en zonas donde dos vías converjan, con esta obra adicional se lograra que la vía sea más segura y cómoda a los usuarios, evitando o reduciendo así los accidentes. La construcción del paso a desnivel ubicado en la vía Panamericana Sur Km. 1369+484 se encuentra incluido dentro del plan de desarrollo urbano de la Municipalidad Provincial de Puno.

De acuerdo a lo anterior se desarrolló el Presente Proyecto de tesis titulado **“DISEÑO DEL INTERCAMBIO VIAL A DESNIVEL EN LAS INTERSECCIONES DE LA CARRETERA PANAMERICANA SUR Y LA AV. EL ESTUDIANTE DE LA CIUDAD DE PUNO”**. Como propuesta de solución a los problemas mencionados.

El contenido de la presente tesis está dado por los siguientes capítulos:

EL CAPÍTULO I, corresponde a los aspectos generales de la zona de estudio, así como los antecedentes, planteamiento del problema, justificación y objetivos. Dentro de este capítulo podemos ver el marco teórico que presentan los conceptos, definiciones y normas a utilizar.

EN EL CAPITULO II, nos da a conocer el marco teórico conceptual de las vías existentes, así como la alternativa de solución en la intersección del presente proyecto.

EN EL CAPITULO III, se estudia el tráfico actual y futuro, las características de la zona en estudio y la metodología de trabajo utilizada, teniendo en cuenta la topografía actual del terreno características geológicas de la zona de estudio, los estudios de suelos, diseño de los pavimentos y el estudio hidrológico de la cuenca.

EN EL CAPITULO IV, se realiza el análisis y diseño geométrico de las características de la infraestructura vial, utilizando el Manual de Diseño Geométrico DG 2014.

EN EL CAPITULO V, se puede ver el cálculo y diseño de la superestructura y de la subestructura

EN EL CAPITULO VI, se realiza la evaluación de impacto ambiental del proyecto.

EN EL CAPITULO VII, se da a conocer las conclusiones y recomendaciones del proyecto.



## CAPITULO 1

### ASPECTOS GENERALES

#### 1.1 GENERALIDADES.

##### 1.1.1 Ubicación, y localización del proyecto

La ciudad de Puno está ubicada entre las coordenadas geográficas 15° 50' 15" latitud sur y 70° 01' 18" longitud oeste del Meridiano de Greenwich. Actualmente tiene una extensión de 1,566.64 Has, la cual representa el 0.24% del territorio de la provincia de Puno. (Equipo Técnico Plan Puno 2008 – 2012, 2007), El proyecto vial se llevará a cabo en la siguiente ubicación geográfica:

Región	: Puno
Provincia	: Puno
Distrito	: Puno
Sector	: Centro Poblado de Salcedo

El proyecto de tesis a realizar se ubica aproximadamente en las coordenadas Norte: 8245799, Este 393201 del Sistema WGS-84 Zona 19 Sur, entre el cruce de la carretera Panamericana Sur Km. 1369+484 (Puno – Desaguadero) y la avenida El Estudiante Zona sur de la Ciudad de Puno tal como se puede observar en la figura 1.

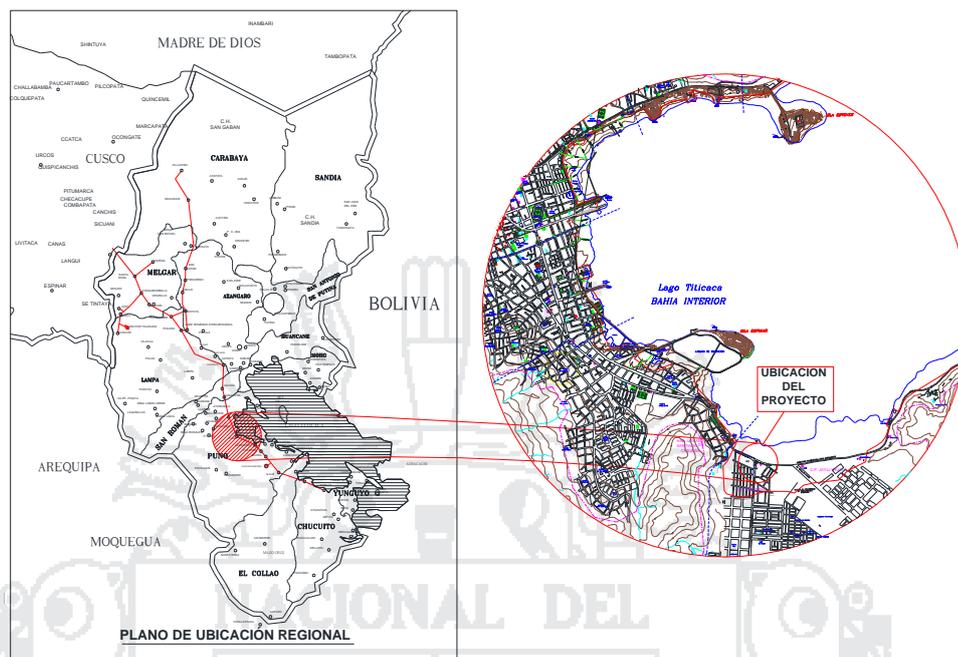


Figura 1: Ubicación y localización del Área del proyecto, Fuente: Elaboración propia

## 1.2 Antecedentes del proyecto

Se tiene como antecedentes:

- Plan de desarrollo urbano Puno 2008 – 2012 (Equipo Técnico Plan Puno 2008 – 2012, 2007): En el plano de “PROPUESTA SISTEMA VIAL URBANO PDUP-05“. en el cual se muestra la propuesta de intercambio vial urbano en la intersección de las avenidas el Estudiante y la carretera Panamericana Sur de la ciudad de Puno.
- La Municipalidad Provincial de Puno ejecuto el proyecto denominado “CONSTRUCCIÓN Y MEJORAMIENTO DEL ACCESO VIAL SUR DE LA CIUDAD DE PUNO, PROVINCIA DE PUNO - PUNO”, este proyecto comprendió. Ampliación y Mejoramiento de vía, que comprende a la Av. Panamericana Sur en una extensión de 1,142.225 metros con una sección de vía de 15.00 metros con dos calzadas de 6.90 metros y la vía alterna a la Avenida antes mencionada, en una extensión de 359.92 metros con una sección de calzada de 5.40 metros además incluye

el tratamiento arquitectónico de veredas, áreas verdes, estacionamientos. Así como el sistema de drenaje para evacuación de aguas pluviales.

### 1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

#### 1.3.1 Problema general

El crecimiento del tránsito automotriz a nivel nacional se incrementa de manera alarmante, según el Banco Continental (BBVA) estimó que la venta de autos nuevos crecerá entre 10% y 15% en los años 2014 - 2015 (Gestion.pe, 2013). Lo que crea una necesidad de mejorar la infraestructura vial para poder soportar el parque automotor.

La inadecuada infraestructura vial es uno de los principales problemas actuales que tiene la ciudad de Puno y también en su conjunto la Región de Puno, el cruce de la Panamericana Sur y la Av. El estudiante concentra todo el tráfico proveniente de las Provincias de El Collao, Yunguyo, Chucuito y Desaguadero, y el proveniente del C.P. de Salcedo creando un punto de conflicto y de alto riesgo de accidentes, en la figura 2 se muestra el área de conflicto, y las vías que se intersectan.

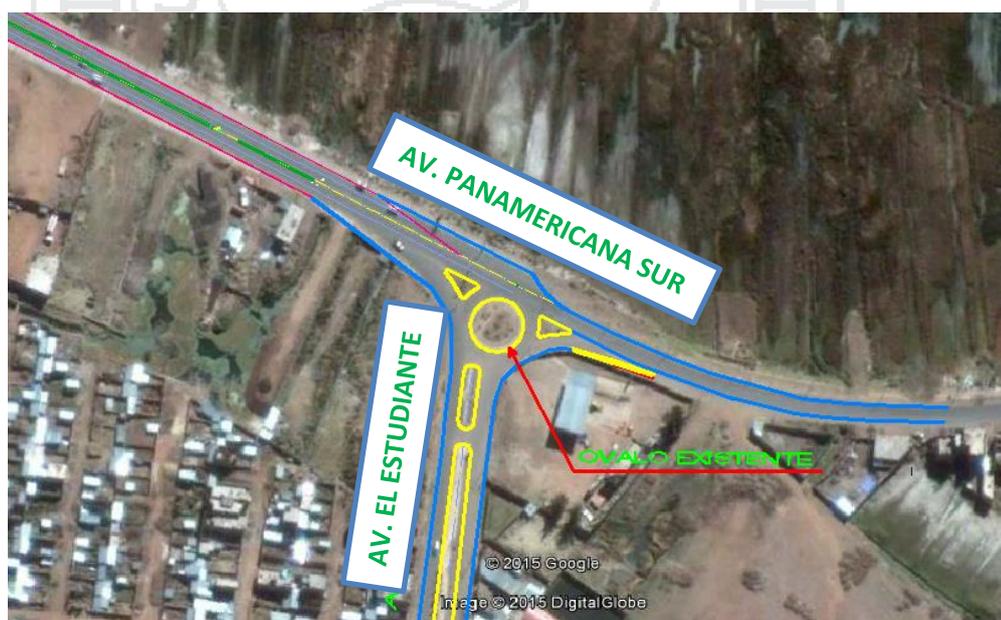


Figura 2; Área de conflicto, Fuente: Elaboración propia

Por lo que se requiere acondicionar la vía con obras adicionales o complementarias para el beneficio de los usuarios a fin de mejorar la seguridad y comodidad. Se propone diseñar un intercambio vial tipo trompeta en la zona en mención, a efecto de mejorar el flujo vehicular. La población beneficiaria será toda la zona sur de la Región Puno y los habitantes del C.P. Salcedo.

#### 1.4 JUSTIFICACIÓN

La ciudad de Puno capital de la Región Puno concentra una gran cantidad de vehículos que ocasionan problemas en el tráfico vehicular por falta de un sistema integral de vialidad.

El presente proyecto busca desarrollar una nueva alternativa para el diseño de una intersección a desnivel en la intersección de la vía Panamericana Sur y la vía de acceso al C.P. de Salcedo, de acuerdo a las normas del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC 2014).

A la vez este proyecto servirá de antecedente o guía para la Institución que desee ejecutar el expediente técnico y su posterior construcción; la cual ayudara a mejorar en parte el problema del tráfico, beneficiando a la población que hará uso de este intercambio vial teniendo así una vía más cómoda, segura y moderna.

#### 1.5 OBJETIVOS

##### 1.5.1 Objetivo general

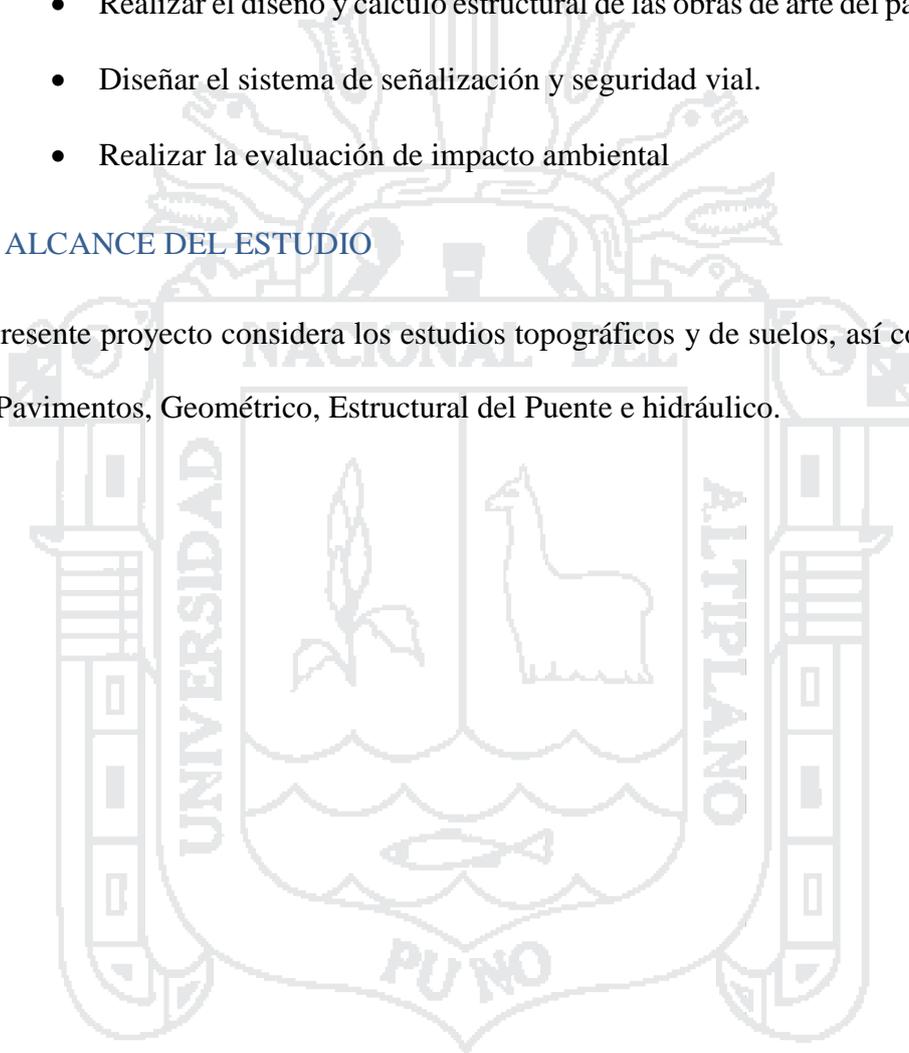
Diseñar el intercambio vial a desnivel para dar solución a la congestión vehicular a la vez brindar seguridad y comodidad a los conductores que hacen uso de la intersección “Panamericana sur y la vía de acceso al C.P. de Salcedo-Puno”, aplicando la normatividad existente para este tipo de proyectos.

### 1.5.2 Objetivos específicos.

- Realizar los estudios geotécnicos, topográfico, tráfico e hidrológico.
- Realizar el diseño geométrico en planta y perfil.
- Realizar el diseño y cálculo estructural de las obras de arte del paso a desnivel.
- Diseñar el sistema de señalización y seguridad vial.
- Realizar la evaluación de impacto ambiental

### 1.6 ALCANCE DEL ESTUDIO

El presente proyecto considera los estudios topográficos y de suelos, así como el diseño de: Pavimentos, Geométrico, Estructural del Puente e hidráulico.



## CAPITULO 2

### MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL

#### 2.1 MARCO TEÓRICO

##### 2.1.1 Estudio del tránsito

Según Bañon Blazquez & Bevia Garcia, (2000). La variable más importante en el diseño de una vía es el tránsito, pues si bien el volumen y dimensiones de los vehículos influyen en su diseño geométrico, el número y el peso de los ejes de éstos son factores determinantes en el diseño de la estructura del pavimento y obras complementarias

##### 2.1.2 Intersecciones e intercambios

Según Bañon Blazquez & Bevia Garcia, (2000). Las vías urbanas conforman un sistema, en el que estas se vinculan conectándose o cruzándose, en el mismo o en diferentes niveles. Cuando el cruce o conexión se produce al mismo nivel el área compartida por las vías es denominada intersección, mientras que si se produce a distintos niveles se le llama intercambio.

##### 2.1.2.1 Intercambios

Según Bañon Blazquez & Bevia Garcia, (2000) define como paso a desnivel o intercambio a un conjunto de ramales que se proyecta para facilitar el paso de tránsito

entre unas carreteras que se cruzan en niveles diferentes. Un intercambio vial requiere de inversiones importantes, por lo que su diseño y construcción deben justificarse por razones como:

- **Funcionalidad:** Ciertas carreteras como autopistas y multicarril por la categoría y características que les atribuyen los planes viales nacionales, regionales pueden exigir la ausencia de intersecciones a nivel a fin de garantizar un tráfico fluido.
- **Capacidad:** Si la capacidad es insuficiente en una intersección, una alternativa por considerar, en el estudio de factibilidad, es separar niveles, así haya alternativas posibles a nivel proporcionando así la máxima capacidad al mínimo costo, manteniendo un buen nivel de seguridad.
- **Seguridad:** La peligrosidad de determinados tramos puede hacer necesario el proyecto de un intercambio, al ser infraestructuras más seguras, impidiendo cierto tipo de accidentes, como los choques frontales o de costado que podría suscitarse en una intersección.
- **Factibilidad:** El intercambio es una obra económicamente más costosa que cualquier otro tipo de intersección, aunque a largo plazo dicha inversión puede rentabilizarse con creces, siempre y cuando reduzcan la accidentabilidad y mejoren la fluidez del tráfico; por lo que es necesario el estudio de factibilidad, en el que debe analizarse, si a ello hubiere lugar, la construcción por etapas.

#### 2.1.2.2 Ramales de un intercambio vial

Según Bañon Blazquez & Bevia Garcia, (2000) denomina ramal de un intercambio vial a cada uno de los tramos que interconectan dos vías, conduciendo los movimientos de los

vehículos entre ambas. En función de cómo se produce dicho intercambio, se distinguen tres tipos de ramales:

(a)**Directo:** Es el ramal que realiza la conexión directa entre dos vías, sin cruzarse con ninguna otra ni utilizar estructuras de paso auxiliares.

(b)**Semidirecto:** En dicho ramal, el tráfico que efectúa el giro a la izquierda se desvía con anterioridad a la derecha, incorporándose a la otra vía situada a distinto nivel.

(c)**Lazo o loop:** Ramal en el que siempre se circula a derechas, atravesando primeramente la estructura por su parte inferior, para posteriormente desviarse a la derecha para incorporarse a la otra vía.

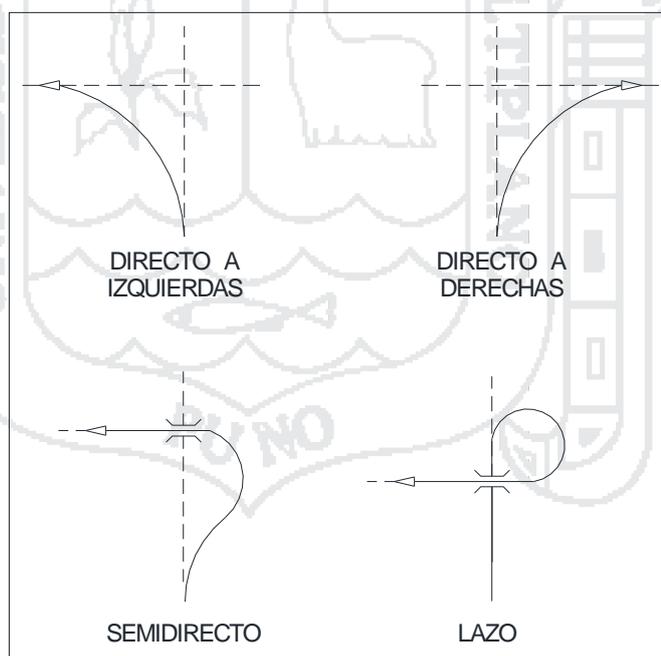


Figura 3: Ramales de un intercambio vial, Fuente: (Bañon Blazquez & Bevia Garcia, 2000)

### 2.1.3 Normatividad nacional

En el Perú para poder realizar estudios y diseño de vías se tiene la Norma DG -2014, el cual presenta las siguientes características para el diseño de vías y en particular el diseño de intersecciones a desnivel:

#### 2.1.3.1 Intersecciones a desnivel

Según el Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2014). Es una solución de diseño geométrico, para posibilitar el cruzamiento de dos o más carreteras o con vías férreas en niveles diferentes, con la finalidad de que los vehículos puedan realizar todos los movimientos posibles de cambios de trayectoria de una carretera a otra, con el mínimo de puntos de conflicto posible.

Un paso a desnivel se construye, con el objeto de aumentar la capacidad o el nivel de servicio de intersecciones importantes, con altos volúmenes de tránsito y condiciones de seguridad vial insuficiente. Las intersecciones, deben contener las mejores condiciones posibles de seguridad, visibilidad, funcionalidad y capacidad.

En las autopistas de Primera Clase, es condición indispensable que toda intersección sea a desnivel, en cambio en las autopistas de Segunda Clase y carreteras de Primera Clase, es posible la combinación de intersecciones a nivel y desnivel.

### **CLASIFICACIÓN Y TIPO DE INTERSECCIONES A DESNIVEL**

De acuerdo al Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2014). La clasificación y los tipos de intersecciones a desnivel son las siguientes:

- Intercambios de Tres Ramas: Tipo Trompeta "T", Direccionales en "T" y Direccionales en "Y".
- Intercambios de Cuatro Ramas con Condición de Parada.

- Intercambios de Cuatro Ramas de Libre Circulación.

En la Figura 4, se puede ver los diferentes tipos de intersecciones viales a desnivel.

DE CUATRO RAMAS				DE TRES RAMAS	
DE LIBRE CIRCULACION		CON CONDICIÓN PARADA		DIRECCIONAL	TROMPETA
OTROS	TRÉBOL COMPLETO	DIAMANTES	TRÉBOL PARCIAL		

Figura 4: Tipos de intersecciones a desnivel, Fuente: (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2014)

### 2.1.3.2 Intercambios de tres ramas

Según el Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2014). Se presentan cuando una vía se incorpora a otra, resultando un enlace simple en el que no existen movimientos de cruce y sólo dos a la izquierda. Existen múltiples soluciones, empleando una o varias estructuras auxiliares, de entre las cuales destacaremos por su simplicidad y eficacia las siguientes:

**Trompeta:** Es recomendable en el caso de existir predominancia de uno de los movimientos de entrada o de salida a la vía principal. Además, tiene la ventaja de ocupar relativamente poco espacio. La variedad más empleada consta de un ramal

semidirecto para el movimiento a izquierdas con mayor intensidad y un lazo para el movimiento restante, siendo directos los giros a la derecha.

**Tipo T:** Se caracterizan por el empleo de más de una estructura, o empleando una de tipo multinivel. Son enlaces más complejos y costosos que los anteriores, y necesitan una mayor superficie de terreno para su construcción.

En la Figura 5 se muestran ejemplos de este tipo de intercambio.

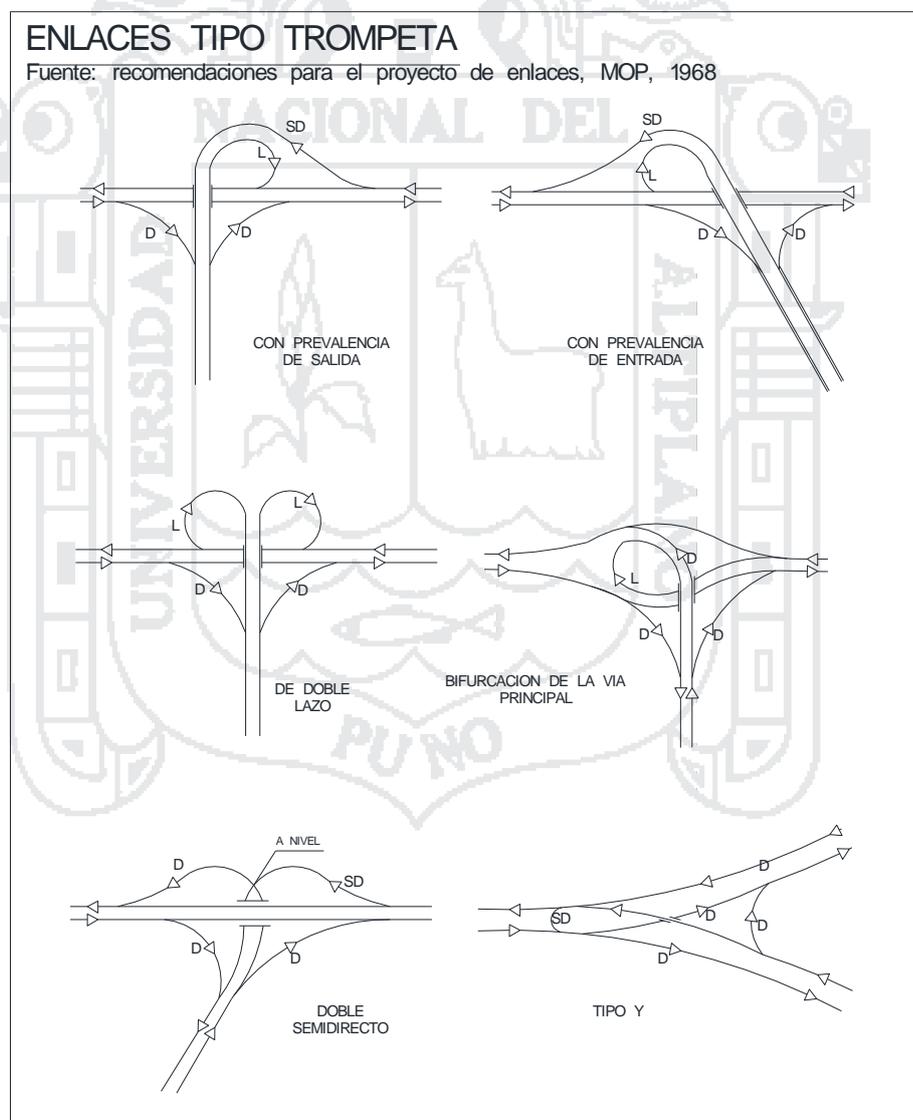


Figura 5: Enlaces tipo trompeta, Fuente: (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2014)

## 2.2 MARCO CONCEPTUAL

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2001). Muestra los siguientes conceptos principales.

- **Eje sencillo:** es un eje en cuyos extremos lleva una o dos ruedas sencillas.
- **Eje tandem:** es aquel constituido por dos ejes sencillos con rueda doble en los extremos.
- **Eje tridem:** es aquel constituido por tres ejes sencillos con rueda doble en los extremos
- **Vehículos livianos:** Son aquellos de menos de 5 toneladas de capacidad tales como automóviles, camionetas, camperos, etc.
- **Vehículos comerciales:** Son aquellos de más de 5 toneladas de capacidad tales como camiones, buses, remolques, etc.
- **Volumen de tránsito:** Es el número de vehículos que circulan en ambas direcciones por una sección de vía durante un período específico de tiempo. Este puede ser horario, diario, semanal, etc.
- **Tránsito promedio diario:** Es el volumen de tránsito durante un período de tiempo, dividido por el número de días del período. Abreviadamente se denota como TPD. Según el período utilizado para medir el volumen de tránsito puede ser: Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA), Tránsito Promedio Diario Mensual (TPDM), Tránsito Promedio Diario Semanal (TPDS).
- **Tránsito existente:** Es aquel que presenta la vía antes de ser pavimentada.

- **Tránsito atraído:** Es el volumen de tránsito que, sin cambiar ni su origen ni su destino, puede ocupar la futura vía pavimentada como ruta alterna, afluyendo a ella a través de otras vías ya existentes.
- **Tránsito generado en una vía nueva o mejorada:** Es el volumen de tránsito que resulta como consecuencia del desarrollo económico y social de la nueva zona de influencia.
- **Tránsito inducido:** Es la suma del tránsito atraído y generado.
- **Nivel de servicio:** Es una medida de la calidad del flujo de tránsito por la vía. Se cuantifica con una serie de factores tales como la velocidad, el tiempo de recorrido, las interrupciones del tránsito, la libertad de manejo, la seguridad y los costos de operación.
- **Volumen de servicio:** Es el volumen de tránsito que le corresponde a cada nivel de servicio.
- **Capacidad:** La capacidad de una vía o de un carril es el número máximo de vehículos que puede circular por una u otra durante un período de tiempo determinado sin que se presenten demoras ni restricciones en la libertad de movimiento de los vehículos.

## CAPITULO 3

### ESTUDIOS PRELIMINARES DEL PROYECTO

#### 3.1 GENERALIDADES

En el presente capítulo se desarrolla los estudios preliminares donde se describe los trabajos realizados en campo, laboratorio y gabinete, el cual incluye el sustento teórico en el que se basó los trabajos.

Los estudios básicos realizados se presentan el siguiente orden: trabajos topográficos tanto de campo y gabinete necesarios para el diseño geométrico; los trabajos correspondientes al aforo vehicular y posterior estudio de tráfico, los ensayos de mecánica de suelos y procesamiento de datos en gabinete y la recopilación de la información geológica e hidrológica del área en estudio.

##### 3.1.1 Ubicación y límites del área de estudio

El proyecto de tesis a realizar se ubica aproximadamente en las coordenadas Norte: 8245799, Este 393201 del Sistema WGS-84 Zona 19 Sur, entre el cruce de la carretera Panamericana Sur Km. 1369+484 (Puno – Desaguadero) y la avenida El Estudiante Zona sur de la Ciudad de Puno.

Tomando como referencia la intersección de la avenida El Estudiante, y la carretera Puno – Desaguadero, teniendo como límites aproximados con respecto a la intersección de las dos vías: 380 metros por el lado este, 420 metros por el lado oeste, 260 metros por el lado norte y 400 metros por el lado sur, que a su vez estuvo delimitado por las propiedades colindantes de la zona de estudio.

### 3.1.2 Clima y vegetación del Área de estudio

Según el Equipo Técnico Plan Puno 2008 – 2012, (2007). El clima en la ciudad de Puno está determinado principalmente por los factores de altitud, latitud, forma y orientación de los cerros y su proximidad al lago Titicaca como una fuente importante de humedad y elemento moderador del clima; lo cual hace al clima de la ciudad más templado y tolerable que en las otras áreas del Altiplano. Por lo que Puno tiene un clima frío y seco, en otoño, invierno y primavera secos, característico de la zona circunlacustre de la cuenca.

Teniendo las siguientes características climáticas de Puno:

- Precipitación pluvial: se intensifican entre los meses de diciembre y marzo con presencia de granizadas con una precipitación de 650mm.
- Vientos: aumenta en el mes de agosto en dirección lago tierra lago con una velocidad de 2 y 4 metros por segundo.
- Temperatura: con diferencia marcadas entre junio y noviembre, con oscilaciones diarias entre 0.4 a 15.4 °C.
- Humedad relativa: variable durante las épocas de lluvia, baja en la tarde y se eleva en la noche con un promedio de 49%.
- Presión atmosférica: incrementa con la altitud con un promedio de 646 milibares.

El lago Titicaca sirve de hábitat natural para el desarrollo de diferentes especies vegetales, como la “Totora” (*Schoenoplectus tatora*) y otras plantas macrófitas como el “Llachu” que se desarrollan principalmente en las zonas ribereñas del lago y en la desembocadura de sus afluentes.

### 3.2 ESTUDIO DE TRÁFICO

#### 3.2.1 Generalidades

Según Bañon Blazquez & Bevia Garcia (2000), el estudio de tráfico tiene por finalidad hacer un análisis del tránsito vehicular por las calles, carreteras y caminos; así como identificar las características particulares de los mismos como son las del flujo y sentido direccional, el tipo y tonelaje.

#### 3.2.2 Características de la red vial

##### 3.2.2.1 Situación actual

##### 3.2.2.1.1 Metodología desarrollada para el estudio de tráfico

##### a) Levantamiento de los sentidos de circulación de la zona

Se ha observado que todas las vías involucradas en el estudio tienen doble sentido, los cuales se resumen en la siguiente tabla 1:

**Tabla 1: Sentidos de Circulación de la Zona**

Sentido	Circulación	Rumbo
Desaguadero -Av. Estudiante	En dos sentidos	Este - Sur - Este
Av. El Estudiante - Puno	En dos sentidos	Sur - Noroeste - Sur
Puno – Desaguadero	En dos sentidos	Noroeste - Este - Noroeste

Fuente: Elaboración propia

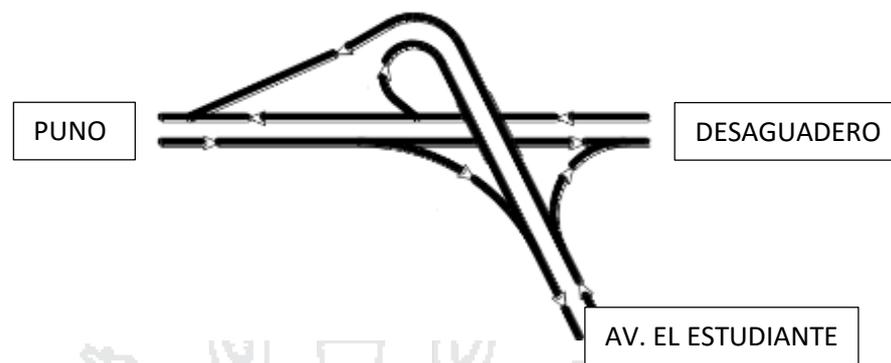


Figura 6: Intercambio vial del tipo trompeta, Fuente: Elaboración propia

Las circulaciones Vehiculares se realizan en ambos sentidos: La carretera Puno – Desaguadero se plantea con un separador central, y la Avenida El Estudiante sin separador central por falta de espacio, y las vías conformadas por ramales y enlaces que derivan del tránsito originado a partir de las vías principales son planteadas sin separador.

b) Formatos para aforos Vehiculares

Se tomó como referencia los formatos del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2014). Para el registro de datos, adecuándolos a las vías en estudio y tomando en cuenta el flujo de doble sentido, así como la direccionalidad o giro de los vehículos.

Se utilizaron tres formularios cada uno para el registro de dos sentidos de flujo, haciendo un total de seis sentidos de flujo registrándose en formatos de 15 minutos.

3.2.2.2 Situación futura

Para estimar el crecimiento del tránsito durante el periodo de diseño, se utilizó el modelo exponencial propuesto por el Ministerio de transportes y Comunicaciones, (2013) en el manual de suelos, geología, geotecnia y pavimentos, que se presenta a continuación.

$$T_n = T_o(1 + r)^{(n-1)}$$

Donde:  $T_n$  = Tránsito proyectada al año n.

$T_o$  = Tránsito actual o del año base en veh/días.

$n$  = Años del periodo de diseño.

$r$  = tasa anual de crecimiento.

### 3.2.2.2.1 Periodo de Diseño (n):

El periodo seleccionado en años, para el cual se diseña el pavimento, se denomina periodo de Diseño. Al final de este periodo puede esperarse que el pavimento requiera trabajos de rehabilitación, para devolverle a la vía un adecuado nivel de transitabilidad. (Minaya Gonzales & Ordoñez Huaman, 2006, Pag.93)

El periodo de diseño se adoptó de acuerdo a la tabla 2 propuesto por la AASTHO.

**Tabla 2: Periodo de Diseño**

TIPO DE CARRETERA	AÑOS
Autopistas urbanas	30-50
Carretera de alto tránsito	20-50
Carretera de bajo tránsito	15-25

Fuente: (AASTHO, 1993)

$$N_{\text{DISEÑO}} = 30 \text{ años}$$

### 3.2.2.2.2 Tasa de Crecimiento Anual

Se deberá de considerar el crecimiento poblacional y el crecimiento del PBI de la Región Puno para la proyección de vehículos, tal como se puede ver en la tabla 3

**Tabla 3: Factores de Crecimiento**

Factores	Vehículos Ligeros	Vehículos Pesados
Crecimiento Poblacional ( % )	1.00%	-
Incremento del PBI Regional	-	5.5%

Fuente: INEI.

En la tabla 4 se muestra el cálculo del tránsito proyectado al 2044.

Tabla 4; Transito Proyectado al 2044

ORIGEN	DESTINO	Tn(VL) 2014	Fc VL	Tn(VL) 2044	Tn(VP) 2014	Fc VP	Tn(VP) 2044	Tn 2044
Puno	Desaguadero	2796	1	3731	381	5.5	1799	5530
Desaguadero	Puno	3001	1	4005	408	5.5	1928	5933
Puno	Salcedo	4665	1	6225	131	5.5	621	6846
Desaguadero	Salcedo	202	1	270	15	5.5	73	343
Salcedo	Puno	4762	1	6355	142	5.5	670	7025
Salcedo	Desaguadero	271	1	361	18	5.5	84	445

Fuente: Elaboración propia

### 3.2.3 Características de tráfico

#### 3.2.3.1 Intensidad

Bañon Blazquez & Bevia Garcia (2000), menciona: Se denomina intensidad o volumen de tránsito al número de vehículos que atraviesa una determinada sección de la vía en la unidad de tiempo. Para su medición se realizan aforos en determinados puntos de la carretera, bien de forma manual o utilizando aparatos contadores. Los estudios sobre volúmenes de tránsito son realizados con el propósito de obtener información relacionada con el movimiento de vehículos en una sección o punto específico dentro de un sistema vial en estudio; estos son expresados con respecto al tiempo:

$$Q = \frac{N}{T}$$

Dónde: Q = Vehículos que pasan por unidad de tiempo (vehículos/periodo)

N = Número total de vehículos que pasan (vehículos)

T = Periodo determinado (unidades de tiempo)

Tasa de flujo (q): es el número total de vehículos que pasan durante un periodo inferior a una hora. T < 1 hora.

### 3.2.3.2 Composición y distribución

La clasificación empleada es la que nos brinda el Reglamento Nacional de Vehículos (MTC) y la clasificación por distribución de carga por eje establecida en la Guía de Diseño Mecánico – Empírico de Pavimentos difundida por AASHTO. En resumen, estas dos clasificaciones se deducen de la siguiente manera:

- **Ligeros:** Comprende los automóviles, combis, combis rurales, así como las camionetas.
- **Pesados:** Camiones de dos ejes y de más de dos ejes y en menor medida, buses y autobuses.

### 3.2.3.3 Capacidad y niveles de servicio

#### **CAPACIDAD**

De acuerdo al Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2014). Se define como el número máximo de vehículos por unidad de tiempo, que pueden pasar por una sección de la vía, bajo las condiciones prevalecientes del tránsito. Normalmente, se expresa como un volumen horario, cuyo valor no debe sobrepasarse a no ser que las condiciones prevalecientes cambien.

#### **CONCEPTO DE NIVEL DE SERVICIO**

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2014) menciona:

Acorde a la teoría de Capacidad de Carreteras, cuando el volumen del tránsito es del orden de la capacidad de la carretera, las condiciones de operación son malas, aun cuando el tránsito y el camino presenten características ideales.

Es necesario, por tanto, que el volumen de demanda sea menor que la capacidad de la carretera, para que ésta proporcione al usuario un nivel de servicio aceptable. La demanda máxima que permite un cierto nivel o calidad de servicio es lo que se define como Volumen de Servicio.

La metodología desarrollada por el Transportation Research Board (TRB) define cuatro Niveles de Servicio (A, B, C y D) que permiten condiciones de operación superior a las antes descritas. Cuando la carretera opera a capacidad se habla de Nivel E y cuando se tiene flujo forzado se le denomina Nivel F.

Cuantitativamente, los Niveles de Servicio se establecen a partir de la Velocidad de Operación que permiten y la densidad (VL/km/carril), para las condiciones prevalecientes en la carretera.

El Manual de Carreteras Diseño Geométrico DG-2014 muestra los niveles de servicio y son:

**Nivel A:** Corresponde a las condiciones de libre flujo vehicular. Las maniobras de conducción no son afectadas por la presencia de otros vehículos y están condicionadas únicamente por las características geométricas de la carretera y las decisiones del conductor. Este nivel de servicio ofrece comodidad física y psicológica al conductor.

Las interrupciones menores para circular son fácilmente amortiguadas sin que exijan un cambio en la velocidad de circulación.

**Nivel B:** Indica condiciones buenas de libre circulación, aunque la presencia de vehículos que van a menor velocidad pueden influir en los que se desplazan más rápido. Las velocidades promedio de viaje son las mismas que en el nivel A, pero los

conductores tienen menor libertad de maniobra. Las interrupciones menores son todavía fácilmente absorbibles.

**Nivel C:** En este nivel, la influencia de la densidad de tráfico en la circulación vehicular determina un ajuste de la velocidad. La capacidad de maniobra y las posibilidades de adelantamiento, se ven reducidas por la presencia de grupos de vehículos. En las carreteras de varios carriles con velocidades de circulación mayores a 80 Km/h, se reducirá el libre flujo sin llegar a la detención total. **Nivel D:** La capacidad de maniobra se ve severamente restringida, debido a la congestión del tránsito que puede llegar a la detención. La velocidad de viaje se reduce por el incremento de la densidad vehicular, formándose colas que impiden el adelantamiento a otros vehículos. Solo las interrupciones menores pueden ser absorbibles, sin formación de colas y deterioro del servicio.

**Nivel E:** La intensidad de la circulación vehicular se encuentra cercana a la capacidad de la carretera. Los vehículos son operados con un mínimo de espacio entre ellos, manteniendo una velocidad de circulación uniforme. Las interrupciones no pueden ser disipadas de inmediato y frecuentemente causan colas, que ocasionan que el nivel de servicio se deteriore hasta llegar al nivel F. Para el caso de las carreteras de varios carriles con velocidad de flujo libre entre 70 y 100 km/h, los vehículos desarrollan velocidades menores, que son variables e impredecibles.

**Nivel F:** En este nivel, el flujo se presenta forzado y de alta congestión, lo que ocurre cuando la intensidad del flujo vehicular (demanda) llega a ser mayor que la capacidad de la carretera. Bajo estas condiciones, se forman colas en las que se experimenta periodos cortos de movimientos seguidos de paradas. Debe notarse que el nivel F se emplea para caracterizar tanto el punto de colapso, como las condiciones de operación dentro de la cola vehicular.

3.2.4 Desarrollo de estudio de tráfico

3.2.4.1 Identificación de puntos de aforo

Para el presente estudio de tránsito se ha tomado en consideración aforos manuales propios, con la finalidad de determinar los flujos críticos expresados en sus respectivos flujogramas.

Se ha identificado tres puntos de aforos en la intersección, suficientes para identificar todos los movimientos vehiculares que comprende la zona en estudio, estos puntos se indican en la tabla 5.

Tabla 5: Puntos de Aforos de la Zona

Intersección	Tipo de Aforo	Estación	Descripción
Puno - Av. El Estudiante	Vehicular	E-2	En intersección y direccional
Puno – Desaguadero	Vehicular	E-1	En intersección y direccional
Av. El Estudiante - Puno	Vehicular	E-3	En intersección y direccional

Fuente: Elaboración Propia



Figura 7: Puntos de aforo de la zona, Fuente: Elaboración propia

### 3.2.4.2 Cronogramas de conteo

Se ha considerado aforos vehiculares direccionales, 3 estaciones de aforos de 24 horas en tres turnos, durante una semana en la intersección de la carretera Puno - Desaguadero y la Av. El Estudiante de la ciudad de Puno, fueron registrados los periodos de mayor demanda y horas valle. Los aforos se efectuaron los días jueves 11, viernes 12, sábado 13, domingo 14, lunes 15, martes 16 miércoles 17 de setiembre del 2014.

### 3.2.4.3 Resultados de conteo

Los resultados de los conteos de flujos vehiculares se muestran en el anexo 1. En la tabla 6 se muestra el resumen de la cuantificación del tráfico actual.

**Tabla 6: Resumen de la Cuantificación del tráfico actual**

Origen	Destino	Vehículos Ligeros	Buses	Camiones	Articulados
Puno	Desaguadero	19569	497	1412	719
Desaguadero	Puno	21006	746	1365	705
Puno	Salcedo	32652	49	817	41
Desaguadero	Salcedo	1417	1	91	14
Salcedo	Puno	33335	57	894	27
Salcedo	Desaguadero	1895	2	114	6

Fuente: Elaboración propia

## 3.2.5 Análisis de resultados

### 3.2.5.1 Cálculo del Índice Medio Diario

Es el promedio del número de vehículos que pasan por un punto durante un periodo de tiempo. Según el periodo de análisis para medir el volumen puede ser índice medio diario anual (IMDa), índice medio diario mensual (IMDm), índice medio diario semanal (IMDs), (Minaya Gonzales & Ordoñez Huaman, 2006,p.88).

La determinación del IMDa se hace a partir del IMDs, utilizando los aforos vehiculares diarios durante una semana. El cual está dado por la siguiente formula:

$$IMD_s = \sum \frac{Vi}{7} \quad IMD_a = IMD_s * FC$$

Dónde: IMDs : Índice medio diario semanal de la muestra vehicular tomada.

IMDa : Índice medio anual.

Vi : Volumen vehicular diario de cada uno de los días de conteo.

FC : Factores de corrección estacional.

### FACTOR DE CORRECCIÓN ESTACIONAL

La finalidad de utilizar este factor es eliminar las diversas fluctuaciones del volumen de tráfico. Estas fluctuaciones tienen su origen en las variaciones estacionales ocurridas durante el año debidos a:

- Factores recreacionales
- Factores climatológicos
- Épocas de cosecha
- Festividades y vacaciones escolares.

El cálculo de corrección mensual se realizó a partir de la información proporcionada por “Provías Nacional” tal como se muestra en la tabla 7.

Tabla 7: Factores de corrección estacional

FACTOR DE CORRECCION ESTACIONAL	
FC Veh. Ligeros	1.000000
FC Veh. Pesados	1.014579

Fuente: Unidades PEAJE PVN\_OGPP

En la tabla 8, 9. Se muestra el cálculo del IMDs y el IMDa respectivamente.

Tabla 8: Cálculo del IMDs

DESDE	HACIA	VEHICULOS LIGEROS	BUSES	CAMIONES	ARTICULADOS	IMDs
Puno	Desaguadero	19569	497	1412	719	3171
Desaguadero	Puno	21006	746	1365	705	3403
Puno	Salcedo	32652	49	817	41	4794
Desaguadero	Salcedo	1417	1	91	14	218
Salcedo	Puno	33335	57	894	27	4902
Salcedo	Desaguadero	1895	2	114	6	288

Fuente Elaboración propia

Tabla 9: Cálculo del IMDa

ORIGEN	DESTINO	VEHICULOS LIGEROS x FC	BUSES x FC	CAMIONES x FC	ARTICULADOS x FC	IMDa
Puno	Desaguadero	2796	72	205	104	3176
Desaguadero	Puno	3001	108	198	102	3409
Puno	Salcedo	4665	7	118	6	4796
Desaguadero	Salcedo	202	0	13	2	218
Salcedo	Puno	4762	8	130	4	4904
Salcedo	Desaguadero	271	0	17	1	288

Fuente: Elaboración propia

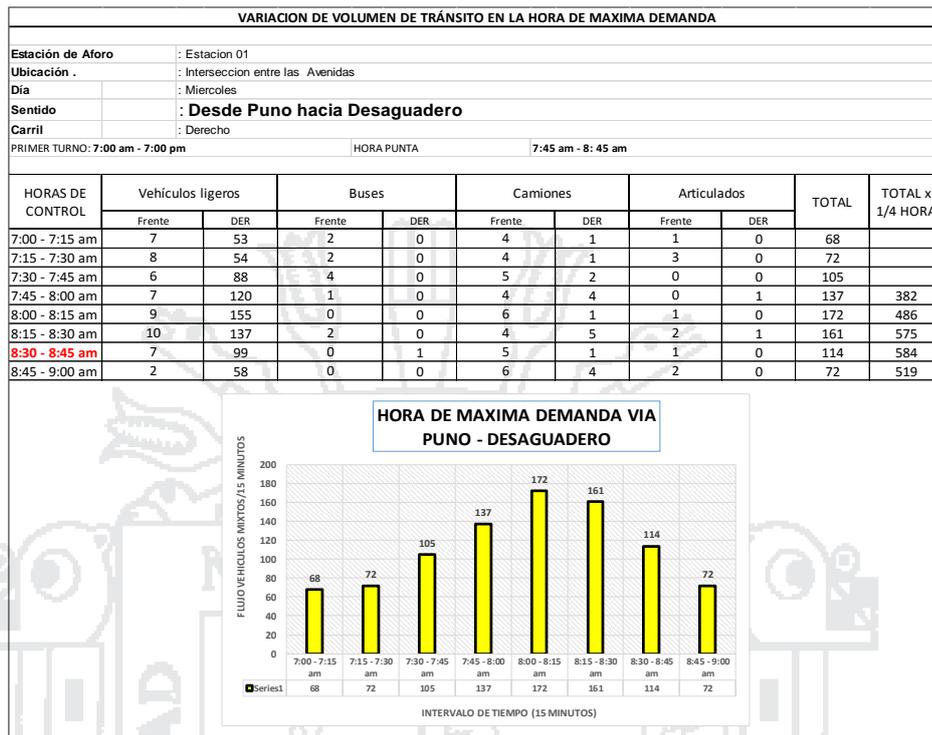
### 3.2.5.2 Variación del volumen de tránsito

Las variaciones del volumen del tránsito por día, por semana y por tipo de vehículo se muestran en el anexo 1.

#### 3.2.5.2.1 Variación del volumen de tránsito en la hora de máxima demanda

El aforo vehicular realizado durante las 24 horas nos permitió identificar un periodo de máxima demanda en dos direcciones ubicados en la estación 1 de la Carretera Puno – Desaguadero, dando como resultado los datos que a continuación se especifican en la tabla 10, 11.

Tabla 10: Variación de volumen de tránsito en la hora de máxima demanda



Fuente: Elaboración propia

El flujo máximo para periodos de 15 minutos correspondientes al de las 08:30 – 08:45 con un valor de 584 vehículos mixtos (Sentido Puno - Desaguadero) corresponde a:

$$FHMD = \frac{VHMD}{4(qmax_{15})}$$

VHMD : 584 Vehículos

qmax (15) : 172 Vehículos

FHMD (15) :0.85

Expresado para una hora

$$4(qmax) = 688 \text{ Vehículos mixtos / hora}$$

A partir del valor VHMD (584 vehículos) podemos inducir el VHMD para periodos cortos de 5 minutos:

$$VHMD_{(como\ un\ q_5)} = \frac{VHMD}{12}$$

VHDM (como un q5) = 49 Vehículos mixtos / 5 min

Vale la pena aclarar, que los valores anteriores no quieren decir que en toda la hora pasen 688 vehículos, ya que, como se vio anteriormente, el volumen horario real es de 584 vehículos.

Tabla 11: Variación de volumen de tránsito en la hora de máxima demanda

VARIACION DE VOLUMEN DE TRÁNSITO EN LA HORA DE MÁXIMA DEMANDA											
Estación de Aforo		: Estacion 01									
Ubicación en Km.		: Interseccion entre las Avenidas									
Dia		: MIERCOLES									
Sentido		: Desde Desaguadero hacia Puno									
Caril		: Derecho									
PRIMER TURNO: 7:00 am - 7:00 pm		HORA PUNTA				7:45 am - 8:45 am					
HORAS DE CONTROL	Vehículos ligeros		Buses		Camiones		Articulados		TOTAL	TOTAL x 1/4 HORA	
	Frente	DER	Frente	DER	Frente	DER	Frente	DER			
7:00 - 7:15 am	39	2	1	0	1	0	1	0	44		
7:15 - 7:30 am	36	2	2	0	0	0	0	0	78		
7:30 - 7:45 am	44	2	0	0	1	0	1	0	93		
7:45 - 8:00 am	43	2	0	0	1	0	1	0	92	307	
8:00 - 8:15 am	37	1	3	0	2	0	0	0	85	348	
8:15 - 8:30 am	46	7	0	0	6	0	0	0	111	381	
8:30 - 8:45 am	47	0	1	0	4	1	3	0	111	399	
8:45 - 9:00 am	40	0	1	0	2	0	0	0	86	393	

Intervalo de tiempo (15 minutos)	Flujo Vehículos Mixtos / 15 minutos
7:00 - 7:15 am	44
7:15 - 7:30 am	78
7:30 - 7:45 am	93
7:45 - 8:00 am	92
8:00 - 8:15 am	85
8:15 - 8:30 am	111
8:30 - 8:45 am	111
8:45 - 9:00 am	86

Fuente: Elaboración propia

El flujo máximo para periodos de 15 min. correspondientes al de las 8:30–8:45 con un valor de 399 vehículos mixtos (Carretera Desaguadero - Puno) corresponde a:

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

VHMD : 399 Vehículos

qmax (15) : 111 Vehículos

FHMD (15) : 0.90

Expresado para una hora:

$$4(q_{\max}) = 444 \text{ Vehículos mixtos / hora}$$

A partir del valor VHMD (399 vehículos) podemos inducir el VHMD para periodos cortos de 5 minutos:

$$VHMD_{(\text{como un } q_5)} = \frac{VHMD}{12}$$

$$VHMD_{(\text{como un } q_5)} = 33.25 \text{ Vehículos mixtos / 5 min.}$$

Vale la pena aclarar, que los valores anteriores no quieren decir que en toda la hora pasen 444 vehículos, ya que, como se vio anteriormente, el volumen horario real es de 399 vehículos.

### 3.3 ESTUDIO DE TOPOGRAFÍA

#### 3.3.1 Antecedentes

Para poder determinar la morfología del terreno y su ubicación, así como las construcciones existentes, se realizó la recolección de datos existentes como el expediente: “CONSTRUCCIÓN Y MEJORAMIENTO DEL ACCESO VIAL SUR DE LA CIUDAD DE PUNO, PROVINCIA DE PUNO - PUNO” (2009), el cual sirvió como información inicial para el diseño del paso a desnivel.

#### 3.3.2 Ubicación y accesos

La zona donde se ubica el proyecto se sitúa en la intersección de la carretera Panamericana Sur Km. 1369+484 (Puno – Desaguadero) y la avenida el estudiante, el cual se puede acceder por las siguientes vías:

- Por el Sur se encuentra la av. El Estudiante acceso al C.P. de Salcedo, la cual está conformada por una vía asfaltada de 01 carril por dirección con un ancho de 4.00 metros cada uno y un separador central de 7.00 metros.
- Por el Este se encuentra la carretera Puno – Desaguadero, conformada por una vía asfaltada de 01 carril por dirección, con un ancho de 3.60 metros cada uno y con bermas laterales pavimentadas de 1.00 metro de ancho respectivamente.
- Por el Noroeste se encuentra la prolongación de la Av. Ejército, conformada por una vía asfaltada de 02 carril por dirección con bermas laterales pavimentadas de 1.00 metro de ancho respectivamente.
- Actualmente en la intersección de las vías se encuentra una rotonda y elementos de distribución de tráfico en forma triangular. La rotonda está formada por una vereda en el perímetro, el diámetro de esta rotonda es de 24.00 metros.

### 3.3.3 Levantamiento topográfico

Se procedió a la colocación de 02 puntos de control como se muestra en la figura 8. Luego se desarrolló los trabajos de control horizontal el cual consiste en la ubicación de los puntos Planimétricos obtenidos con el GPS Navegador marca Garmín modelo GPSMap 62x, Con el cual se obtuvieron las coordenadas de inicio en el sistema WGS 84. Los valores de las coordenadas y elevaciones obtenidos se aprecian en la tabla 12, También se tomó como referencia el BM existente en la zona de estudio.



Figura 8; Puntos de Control Topográficos, Fuente: Elaboración propia

Tabla 12: Cuadro de Coordenadas

Puntos de control - cuadro de coordenadas					
Nº	Nombre	Norte	Este	Cota	Ubicación
01	PC-01	8245839.000	393202.000	3813.336	Cruce Av. El Estudiante y Carretera Puno - Desaguadero.
02	PC-02	8245772.749	393614.571	3812.502	Carretera Panamericana Sur
03	BM Existente	8245791.730	393286.074	3812.864	Carretera Panamericana Sur

Fuente: Elaboración propia

### 3.3.4 Procesamiento de datos

Una vez concluido los trabajos de campo se procedió a procesar la información mediante el software de diseño de vías “AUTOCAD CIVIL 3D 2015”, para luego pasar a elaborar los planos finales.

### 3.4 ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

El presente estudio hidrológico tiene por finalidad determinar los caudales máximos de diseño, a partir de un análisis de frecuencia de las precipitaciones máximas en 24 horas registradas en las estaciones pluviométricas que influyen la zona de estudio.

#### 3.4.1.1 Información meteorológica

Para el diseño de las estructuras de drenaje pluvial, es necesario contar con la información meteorológica de la zona de estudio; En el presente proyecto se tomó la información Proporcionada por el Servido Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI). ESTACIÓN PUNO – 472DD33A, LAT: 15°49'24", LONG: 70°1'5" (UNA PUNO), tal como se puede observar en la tabla 13.

**Tabla 13: Base de datos de la ESTACION METEOROLOGICA**

REGION: PUNO	PROVINCIA: PUNO	DISTRITO: PUNO	<b>INFORMACION: PRECIPITACION MAXIMA EN 24 Horas</b>										
ESTACION: COD:472DD33A	LAT: 15°49'24"	LONG: 70°1'5"	ALT. 3840										
PUNO													
AÑOS	ENER.	FEB.	MAR.	ABRL.	MAY	JUN.	JUL.	AGOT.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	P.Máx.
1964		39.7	20.4	24.0	7.7	0.0	0.0	3.7	8.4	5.0	15.8	12.8	39.70
1965	23.2	34.3	7.0	5.9	0.8	0.0	0.5	4.2	21.5	5.2	21.8	32.5	34.30
1966	13.4	19.6	49.5	8.3	15.6	0.0	0.5	0.0	0.4	10.7	17.0	7.4	49.50
1967	29.5	12.6	33.6	5.2	7.5	0.0	5.0	20.6	21.8	13.1	2.7	20.9	33.60
1968	28.0	12.8	18.8	14.0	5.7	8.9	3.7	2.0	12.4	27.6	13.5	14.5	28.00
1969	16.1	26.7	14.3	6.4	0.0	0.2	2.3	0.9	1.8	17.7	29.9	21.9	29.90
1970	24.5	10.4	30.3	7.0	3.8	0.0	0.0	0.9	3.7	8.2	9.0	13.4	30.30
1971	29.7	45.2	7.4	6.3	0.0	1.4	0.0	7.9	1.2	7.0	40.4	24.3	45.20
1972	25.4	36.8	36.0	15.5	0.0	5.5	0.0	0.0	13.9	9.2	26.1	29.1	36.80
1973	29.6	24.0	41.0	22.4	8.0	0.0	1.5	5.0	9.8	5.8	7.8	20.5	41.00
1974	40.2	39.0	16.1	11.3	0.1	2.5	0.2	9.7	9.0	4.9	16.0	11.2	40.20
1975	23.5	28.6	26.1	14.5	16.8	0.7	0.1	6.5	14.9	13.0	8.8	33.7	33.70

1976	26.6	30.2	33.4	15.2	5.0	0.2	0.8	4.8	11.2	8.6	5.1	31.3	33.40
1977	11.6	36.9	31.7	2.5	8.8	0.0	2.3	0.0	28.0	14.6	12.5	31.4	36.90
1978	34.5	30.1	26.1	7.1	0.4	0.0	3.2	0.2	10.2	22.4	18.1	24.6	34.50
1979	26.4	8.4	16.6	14.1	1.4	0.0	0.5	1.2	7.4	12.2	9.9	11.0	26.40
1980	18.2	15.4	25.0	13.4	0.9	0.1	2.2	8.5	15.6	16.8	12.2	13.4	25.00
1981	20.6	27.6	19.3	21.1	4.7	0.0	0.0	21.0	6.3	5.9	21.8	21.8	27.60
1982	51.8	22.4	19.8	20.5	2.5	3.8	1.9	0.0	16.0	23.5	19.5	7.0	51.80
1983	6.9	16.7	19.2	14.0	9.0	2.3	1.5	2.7	19.7	10.8	22.0	38.6	38.60
1984	31.4	39.1	24.9	11.5	7.5	3.8	3.7	15.8	0.0	71.6	16.7	26.9	71.60
1985	48.5	30.3	17.1	13.0	10.9	11.8	0.0	7.0	20.7	15.0	14.4	22.7	48.50
1986	21.5	38.7	27.1	14.3	0.1	0.0	5.1	3.3	10.5	1.7	3.5	15.9	38.70
1987	55.7	17.9	19.5	21.8	0.6	2.1	4.6	0.0	3.5	11.4	25.4	14.6	55.70
1988	30.6	20.2	22.0	23.7	13.9	0.0	0.3	0.0	7.9	17.9	31.4	20.2	31.40
1989	24.3	12.9	21.4	24.5	0.0	0.2	1.7	12.3	8.9	6.0	7.6	10.5	24.50
1990	23.6	6.1	16.0	12.6	6.5	20.4	0.0	6.3	7.2	20.6	13.6	13.2	23.60
1991	15.4	18.4	22.0	13.0	4.8	24.2	0.0	2.2	0.0	5.6	15.4	14.2	24.20
1992	9.4	16.6	9.9	24.0	0.0	0.5	2.3	35.8	0.0	7.2	9.5	12.2	35.80
1993	24.0	46.1	25.4	15.8	5.7	1.1	0.0	17.6	8.0	14.0	26.0	26.8	46.10
1994	26.3	27.3	24.2	15.6	29.9	0.4	0.0	0.0	9.7	17.9	15.2	9.1	29.90
1995	19.4	29.0	15.6	2.0	3.8	0.0	0.0	3.0	10.3	9.3	10.3	25.4	29.00
1996	36.9	18.7	16.8	20.4	0.0	0.0	2.9	4.4	0.8	8.6	18.6	15.2	36.90
1997	29.1	32.4	23.2	19.5	0.8	0.0	0.0	12.5	28.8	20.0	11.2	9.7	32.40
1998	42.9	25.7	24.1	7.1	0.0	4.9	0.0	4.3	4.5	14.7	11.7	21.3	42.90
1999	36.1	26.7	36.0	33.5	7.5	0.0	1.5	1.5	5.6	38.2	10.8	11.4	38.20
2000	19.0	31.6	13.5	22.2	0.4	1.4	3.1	8.0	6.2	31.4	6.6	14.9	31.60
2001	25.7	37.7	39.4	17.0	8.4	2.2	0.0	7.0	8.4	14.0	23.0	23.3	39.40
2002	36.1	33.7	22.8	18.7	12.0	9.6	12.8	18.4	4.2	18.2	11.0	29.0	36.10
2003	35.6	23.2	12.1	28.0	12.8	4.8	0.2	4.0	24.8	11.1	5.7	26.2	35.60
2004	27.8	24.7	30.4	7.8	5.4	0.0	3.6	25.9	12.0	2.1	11.0	15.6	30.40
2005	30.1	22.2	26.8	16.9	0.4	0.0	0.0	0.0	3.0	18.0	24.4	17.6	30.10
2006	40.9	11.9	28.7	13.0	0.9	0.0	0.0	0.6	11.0	9.4	15.8	28.3	40.90

2007	23.8	38.8	67.2	15.7	7.2	0.0	2.9	1.6	13.5	40.2	11.7	11.6	67.20
2008	38.5	18.0	27.0	2.7	6.2	1.4	0.2	0.8	1.3	34.6	9.5	16.6	38.50
2009	31.0	16.0	40.2	15.4	0.0	0.0	1.8	0.0	5.2	18.4	24.2	9.9	40.20
2010	23.6	78.2	12.4	7.2	10.6	0.0	0.0	7.1	1.5	8.6	5.2	21.0	78.20
2011	25.4	28.2	14.8	12.6	2.6	0.0	5.3	6.4					28.20
2012	28.7	28.7	27.5	15.4	0.0	0.2	0.0	5.6	1.6	4.5	44.4	20.4	44.40
2013	16.2	28.7	32.6	7.8	7.8	6.2	0.9	4.3	7.8	11.3	26.0	41.0	41.00
2014	22.3	31.0	25.0	10.0	0.5	0.0	0.2	11.0	16.5	10.0	19.0	16.5	31.00
2015	12.0	26.0	26.0	19.0	0.1	0.0	2.0	2.0	20.0				26.00
TOTAL	1391.5	1402.1	1283.2	750.4	266.0	120.8	81.3	328.5	496.6	753.7	808.7	982.5	
MEDIA	27.3	27.0	24.7	14.4	5.1	2.3	1.6	6.3	9.7	15.1	16.2	19.7	
P.MAX	55.7	78.2	67.2	33.5	29.9	24.2	12.8	35.8	28.8	71.6	44.4	41.0	

Fuente: SENAMHI

De la tabla 13 obtenemos el máximo valor de precipitación en 24 horas registrada para un periodo considerable de años de medición el cual es igual a 78.2 mm, correspondiente al mes de febrero del 2010.

### 3.4.1.1.1 Estudio Hidráulico

#### 3.4.1.1.1.1 Fundamentos teóricos y cálculo de caudales máximos

##### 3.4.1.1.1.1.1 Descripción del método racional

Villón Béjar , (s.f) menciona:

Este método puede ser aplicado a pequeñas cuencas de drenaje agrícola, aproximadamente si no exceden a 1300 has o 13 km<sup>2</sup>. En el método racional, se supone que la máxima escorrentía ocasionada por una lluvia, se produce cuando la duración de esta es igual al tiempo de concentración (tc). Cuando así ocurre, toda la cuenca contribuye con el caudal en el punto de salida. Si la duración es mayor que el tiempo de concentración

(tc), contribuye así mismo toda la cuenca, pero en ese caso la intensidad de la lluvia es menor, por ser mayor su duración y, por tanto, también es menor el caudal. Si la duración de la lluvia es menor que el tc la intensidad de la lluvia, es mayor, pero en el momento en el que acaba la lluvia, el agua caída en los puntos más alejados aún no ha llegado a la salida; solo contribuye una parte de la cuenca a la escorrentía, por lo que el caudal será menor.

#### 3.4.1.1.1.2 Parámetros de método racional

El caudal máximo se calcula por medio de la siguiente expresión, que representa la fórmula racional:

$$Q = \frac{CIA}{3.6}$$

Dónde: Q = Caudal máximo, en m<sup>3</sup>/seg.

C = Coeficiente de escorrentía, que depende de la cobertura vegetal, la pendiente y el tipo de suelo, sin dimensiones.

I = Intensidad máxima de la lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración, y para un periodo de retorno dado, en mm/hr.

A = Área de la cuenca en Km<sup>2</sup>.

El coeficiente 1/3.6 corresponde a la transformación de unidades.

#### 3.4.1.1.1.3 Tiempo de concentración (tc)

Se denomina tiempo de concentración, al tiempo transcurrido, desde que una gota de agua cae en el punto más alejado de la cuenca hasta que llega a la salida de esta (estación de aforo). Este tiempo es función de ciertas características geográficas y topográficas de la

cuenca. (Villón Béjar , s.f, pág. 63). Según Kirpich, la fórmula para el cálculo del tiempo de concentración es:

$$t_c = 0.0195 * \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Dónde:  $t_c$  = Tiempo de concentración (min).

L = Máxima longitud de recorrido (m)

H = Diferencia de elevación entre los puntos extremos del cauce principal (m)

#### 3.4.1.1.1.4 Intensidad de lluvia

Este valor se determina a partir de la curva intensidad – duración – periodo de retorno. El Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2011), muestra la siguiente fórmula que relaciona la intensidad máxima  $I_{\max}$ , con la duración  $t$ , y el periodo de retorno  $T$ :

$$I_{\max} = \frac{KT^m}{t^n}$$

Dónde:  $I_{\max}$  = Intensidad máxima (mm/hr).

$m, n, K$  = Parámetros.

$T$  = Periodo de retorno (años).

$t$  = Duración (min).

Los parámetros  $m, n, K$ , se obtienen a partir de datos medidos, aplicando una correlación potencial múltiple.

#### 3.4.1.1.1.5 Coeficiente de escorrentía (C)

La escorrentía, es decir, el agua que llega al cauce de evaluación representa una fracción de la precipitación total. A esta fracción se le denomina coeficiente de escorrentía, que

no tiene dimensiones y se representa por la letra C. El valor de C depende de factores topográficos, cobertura vegetal, etc. En la Tabla 14, se muestran coeficientes de escorrentía para zonas urbanas, los cuales son bastante conservadores, para que puedan ser usados para el diseño. (Villón Béjar , s.f, pág. 64).

**Tabla 14: Coeficientes de escorrentía para ser utilizados en el método racional**

CARACTERISTICAS DE LA SUPERFICIE	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)						
	2	5	10	25	50	100	500
<b>AREAS URBANAS</b>							
Asfalto	0.73	0.77	0.81	<b>0.86</b>	<b>0.90</b>	0.95	1.00
Concreto/ Techos	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50 % del área)							
plano 0 - 2"	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.56
Promedio 2- 7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente Superior a 7%	0.40	0.43	0.45	<b>0.49</b>	<b>0.52</b>	0.55	0.62
Condición promedio ( cubierta de pasto menor del 50% al 75% del área)							
plano 0 - 2"	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio 2- 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente Superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición buena ( cubierta de pasto mayor del 75% del área)							
plano 0 - 2"	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio 2- 7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.45	0.56
Pendiente Superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
<b>AREAS NO DESARROLLADAS</b>							
Áreas de cultivos							
plano 0 - 2"	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio 2- 7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente Superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
plano 0 - 2"	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio 2- 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente Superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Pastizales							
plano 0 - 2"	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio 2- 7%	0.13	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente Superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Fuente: Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento.

Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima. Perú. 2009.

### 3.4.1.1.1.6 Determinación de máximas avenidas

En la determinación de máximas avenidas de diseño en los diferentes puntos de interés, para el diseño de las obras de arte, se ha utilizado el METODO RACIONAL, anteriormente expuesto.

La aplicación del método racional, requiere de los siguientes pasos:

- Análisis de frecuencia de la precipitación máxima en 24 horas.
- Determinación de la intensidad de lluvias.
- Determinación del tiempo de concentración (tc).
- Determinación del coeficiente de escorrentía (C).
- Cálculo de la avenida de diseño para diversos periodos de retorno

#### 3.4.1.1.1.7 Análisis de frecuencia de precipitación máxima en 24 horas

Para el análisis de frecuencia de la precipitación máxima en 24 horas se ha empleado el Software Hidrológico de SMADA, que es un programa que permite calcular la precipitación máxima en 24 horas para diferentes períodos de retorno, considerando las funciones de distribución de probabilidades como: Log-Normal de 2 parámetros, Log-Normal de 3 parámetros, Gumbel I y Log-Pearson III.

En la tabla 15 se muestran las precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes periodos de retorno obtenidos con el programa SMADA.

**Tabla 15: Precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes periodos de retorno**

Periodo de Retorno	Probabilidad	Predicción
500	0.998	105.9409
200	0.995	90.3295
100	0.99	79.8518
50	0.98	70.3821
20	0.95	59.1985
10	0.9	51.57
5	0.8	44.4492
2	0.5	35.1082
1.25	0.2	29.1273

Fuente: SMADA

## 3.4.1.1.1.8 Determinación de la intensidad de lluvias

## 3.4.1.1.1.8.1 Curvas Intensidad – Duración – Periodo de Retorno

El cálculo de una avenida de diseño en estructuras cuya cuenca es pequeña, debe basarse en el análisis disponible sobre lluvias máximas y en las características de la cuenca. La metodología a utilizar para obtener las curvas Intensidad - Duración - Período de retorno, se basa en el procesamiento estadístico de los registros de lluvias máximas en 24 horas disponibles.

El procesamiento estadístico tiene por objeto cuantificar las lluvias en 24 horas de diversos períodos de retorno. Los períodos de retorno se determinan de manera que cubran las necesidades de diseño de las estructuras hidráulicas. En la tabla 16, se muestra lo periodos de retorno para obras de drenaje en carreteras de bajo volumen de tránsito.

**Tabla 16: Periodos de retorno para obras de drenaje**

Tipo de obra	Periodo de retorno en años
Puentes y pontones	100 (mínimo)
Alcantarillas de paso y badenes	50
Alcantarilla de alivio	10 - 20
Drenaje de la plataforma	10

Fuente: Manual para el diseño de carreteras pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito

Para la construcción de las curvas IDF, se utilizaron los modelos de Bell y Yance Tueros, donde el valor de  $a$ ,  $b$ , puede ser calculado a partir del modelo de Yance Tueros, que estima la intensidad máxima horaria a partir de las precipitaciones máximas en 24 horas.

$$I = aP_{24}^b$$

Donde:  $I$  = Intensidad máxima en mm/h

$a, b$  = Parámetros del modelo; 0.4602, 0.876, respectivamente.

$P_{24}$  = Precipitación máxima en 24 horas.

El modelo de Bell a utilizar en el presente estudio es el siguiente:

$$P_T^t = (0.21LnT + 0.52)(0.54t^{0.25} - 0.50)P_{10}^{60}$$

Donde:  $P_T^t$  = Precipitación de duración t min, período de retorno T, (mm).

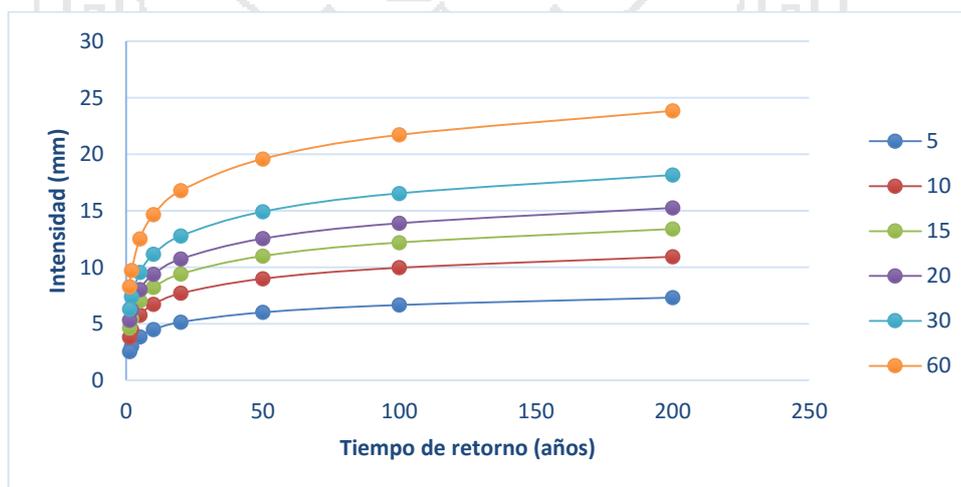
$P_{10}^{60}$  = Precipitación de duración 60 min, período de retorno 10 años, (mm).

Con las precipitaciones de diseño elegidas para diferentes periodos de retorno, mostrado en el cuadro de Precipitación máxima en 24 horas para diferentes periodos de retorno, y utilizando el modelo de Bell, se elaboró la tabla 17, donde se muestra las Intensidades máximas para diferentes duraciones y periodos de retorno, y en la tabla 18, la Intensidad máxima en milímetros por hora.

**Tabla 17: Intensidades máximas (mm) para diferentes duraciones y periodo de retorno**

Tr años	P.Max 24 horas	Duración en minutos (t)					
		5	10	15	20	30	60
200	90.3295	7.31	10.94	13.37	15.25	18.15	23.83
100	79.3295	6.66	9.96	12.18	13.89	16.53	21.71
50	70.3821	6.00	8.99	10.99	12.53	14.91	19.58
20	59.1985	5.14	7.70	9.41	10.74	12.77	16.77
10	51.57	4.49	6.72	8.22	9.38	11.16	14.65
5	44.4492	3.84	5.75	7.03	8.02	9.54	12.52
2	35.1082	2.98	4.46	5.45	6.22	7.40	9.72
1.25	29.1273	2.54	3.80	4.64	5.30	6.30	8.27

Fuente: Elaboración Propia



**Figura 9: Curvas de Intensidad máxima (mm) para diferentes duraciones y periodo de retorno** Fuente: Elaboración Propia

**Tabla 18: Intensidades máximas (mm/hora) para diferentes duraciones y periodo de retorno**

Tr años	P.Max 24 horas	Duración en minutos (t)					
		5	10	15	20	30	60
200	90.3295	87.68	65.62	53.49	45.76	36.30	23.83
100	79.3295	79.86	59.77	48.72	41.68	33.06	21.71
50	70.3821	72.05	53.92	43.95	37.60	29.83	19.58
20	59.1985	61.71	46.19	37.65	32.21	25.55	16.77
10	51.57	53.90	40.34	32.88	28.13	22.31	14.65
5	44.4492	46.08	34.49	28.11	24.05	19.08	12.52
2	35.1082	35.74	26.75	21.80	18.66	14.80	9.72
1.25	29.1273	30.44	22.78	18.57	15.89	12.60	8.27

Fuente: Elaboración propia



**Figura 10: Curvas de Intensidad máxima (mm/hora) para diferentes duraciones y periodo de retorno, Fuente: Elaboración Propia**

Para la determinación de los parámetros de la ecuación de Intensidad máxima se realizó una correlación potencial múltiple utilizando los datos de la tabla 18, los resultados se muestran en la tabla 19.

**Tabla 19: Parámetros de la ecuación de Intensidad máxima**

Log K	4.3518
K=	77.6176
a=	0.205342
b=	0.52682

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, la ecuación para el cálculo de la intensidad máxima de diseño sería:

$$I_{\max} = \frac{77.6176 * T^{0.205}}{t^{0.527}}$$

Tabla 20: Tabla de Intensidad - Tiempo de Duración - Periodo de Retorno

TABLA DE INTENSIDAD - TIEMPO DE DURACIÓN - PERIODO DE RETORNO						
Frecuencia	Duración en minutos					
años	5	8	15	20	25	30
2	38.33	29.92	21.49	18.47	16.42	14.91
5	46.27	36.12	25.94	22.29	19.82	18.00
10	53.34	41.64	29.90	25.70	22.85	20.76
20	61.50	48.01	34.48	29.63	26.34	23.93
50	74.23	57.95	41.61	35.76	31.80	28.88
75	80.68	62.98	45.23	38.87	34.56	31.39
100	85.59	66.82	47.98	41.23	36.66	33.30
500	119.11	92.98	66.77	57.38	51.02	46.34

TABLA DE INTENSIDAD - TIEMPO DE DURACIÓN - PERIODO DE RETORNO						
Frecuencia	Duración en minutos					
años	35	40	45	50	55	60
2	13.75	12.82	12.05	11.40	10.84	10.35
5	16.60	15.47	14.54	13.75	13.08	12.49
10	19.14	17.84	16.76	15.86	15.08	14.41
20	22.06	20.56	19.33	18.28	17.39	16.61
50	26.63	24.82	23.33	22.07	20.99	20.05
75	28.94	26.98	25.35	23.98	22.81	21.79
100	30.70	28.62	26.90	25.44	24.20	23.11
500	42.73	39.83	37.43	35.41	33.68	32.17

Fuente: Elaboración propia

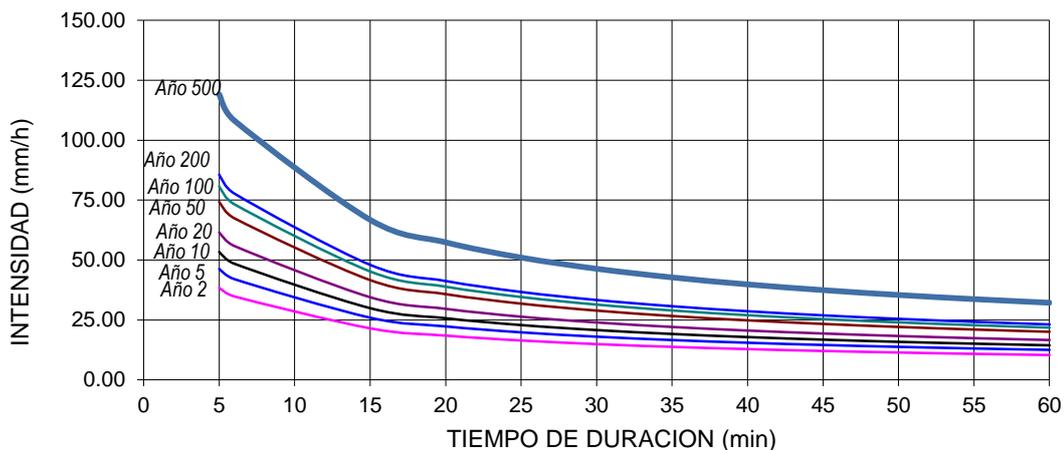
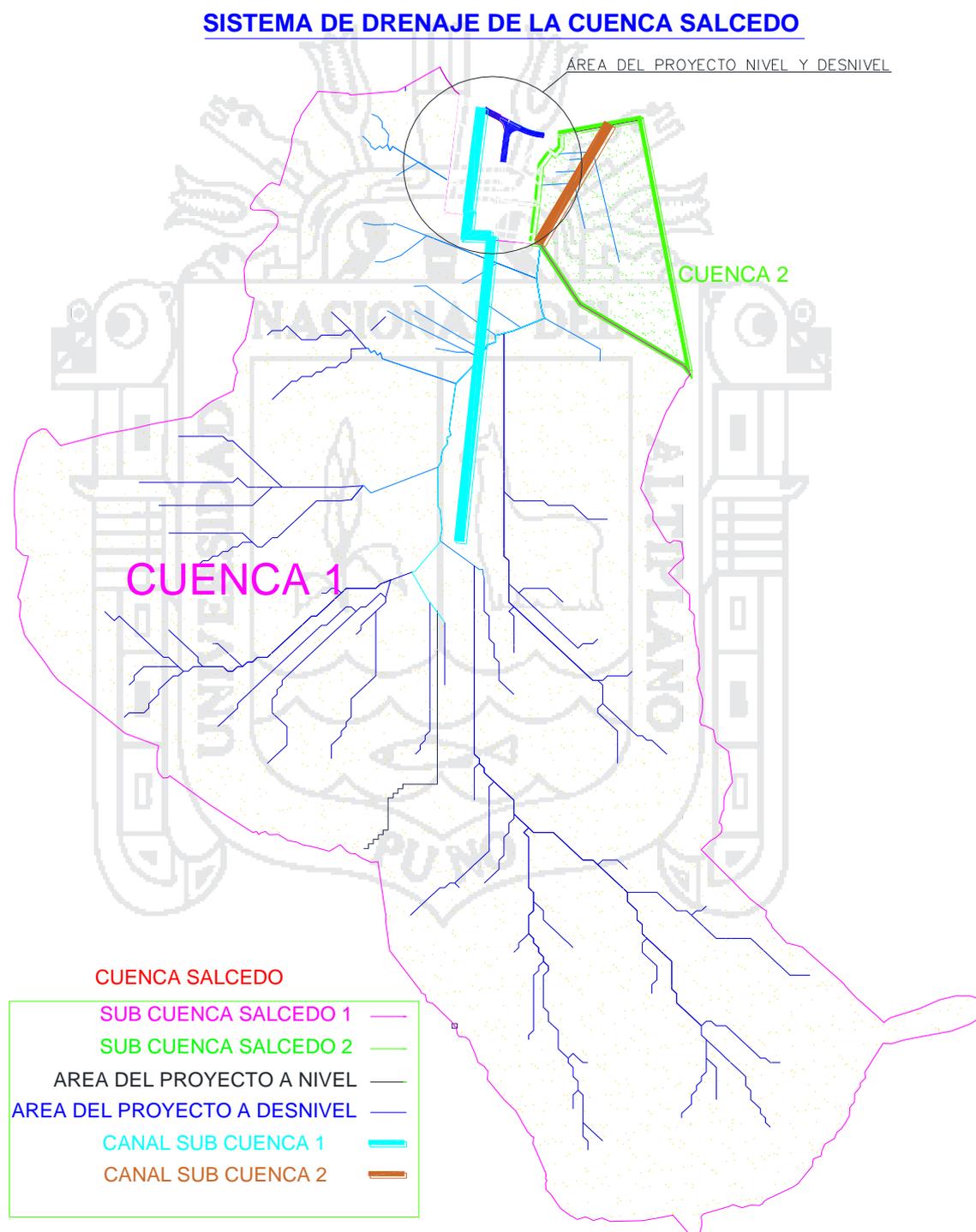


Figura 11: Tiempo de duración VS Intensidad, Fuente: Elaboración propia

3.4.1.2 Sistema de drenaje

En el análisis del drenaje se tomó en cuenta la cuenca salcedo como se puede ver en la figura 12.



**Figura 12:** Cuenca salcedo y su Subcuencas, Fuente: Elaboración propia

#### 3.4.1.2.1 Determinación del coeficiente de escorrentía (C)

El coeficiente de escorrentía se eligió de acuerdo a la tabla 14 del cual obtenemos un coeficiente de.

- Drenaje de la cuenca salcedo 1:  $C=0.496$  para pendiente superior a 7% y un periodo de diseño de 30 años.
- Drenaje de la cuenca salcedo 2:  $C=0.496$  para pendiente superior a 7% y un periodo de diseño de 30 años.
- Drenaje del área del proyecto a Nivel:  $C=0.868$  para vías urbanas asfaltadas y un periodo de diseño de 30 años.
- Drenaje del área del proyecto a Desnivel:  $C=0.868$  para vías urbanas asfaltadas y un periodo de diseño de 30 años.

#### 3.4.1.2.2 Selección del periodo de retorno

Según el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), para adoptar el período de retorno a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiendo este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros.

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

Dónde: T = Período de retorno

R = Riesgo de falla admisible

n = vida útil del proyecto

En la Tabla 21 se muestra los valores de riegos admisibles según tipo de obra:

**Tabla 21: Valores Recomendados de Riesgo Admisible de Obras de Drenaje**

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE ("") (%)
Puentes (*)	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
<b>Alcantarillas de paso de quebradas menores y descarga de agua de cunetas</b>	<b>35</b>
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas rivereñas	25

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Manual de Hidrología e Hidráulica. Lima. Perú. 2008.

Por consiguiente, el periodo de retorno a considerar para todo el sistema de drenaje de la cuenca será:

**Tabla 22: Periodo de retorno**

R	T	n
0.35	70	30

Fuente: Elaboración propia.

### 3.4.1.2.3 Drenaje de la Subcuenca salcedo 1

El área a drenarse de la subcuenca salcedo 1 de la figura 12 se muestra en la tabla 23.

**Tabla 23: Área a drenar: Subcuenca salcedo 1**

Subcuenca 1	AREA DE DRENAJE (m2)
	11283300.00

Fuente: Elaboración propia.

Los cálculos del tiempo de concentración y la intensidad máxima para la subcuenca salcedo 1 se muestran en las tablas 24, 25.

**Tabla 24: Tiempo de concentración: Subcuenca salcedo 1**

CALCULO DE TIEMPO DE CONCENTRACION					
CUENCA	L (m)	COTA SUPERIOR (msnm)	COTA INFERIOR (msnm)	H (m)	Tc (min)
Subcuenca 1	5665	4464.13	3814.69	649.44	34.85

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 25: Intensidad máxima: Subcuenca salcedo 1**

INTENSIDADES MAXIMAS			
SUB CUENCA	T (años)	t (min)	Imax (mm/hr)
Subcuenca 1	70	34.85	28.55

Fuente: Elaboración propia.

Posterior a este cálculo se procede a calcular los caudales de diseño para el canal de la subcuenca salcedo 1 tal como se muestra en la tabla 26.

**Tabla 26: Cálculo de los caudales de diseño: Subcuenca salcedo**

CAUDALES DE DISEÑO DE LA SUBCUENCA SALCEDO 1						
SUBCUENCA SALCEDO 1	AREA DE DRENAJE (m <sup>2</sup> )	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA (C)	INTENSIDAD (mm/hr)	CAUDAL (m <sup>3</sup> /seg)	CAUDAL (lt/seg)	CAUDAL ACUMULADO (m <sup>3</sup> /seg)
	11283300.00	0.496	28.55	44.3901	44390.11	44.390

Fuente: Elaboración propia.

Para el predimensionamiento del canal de la subcuenca salcedo 1 se utilizó la ecuación de Manning:

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

Dónde: A = Área de la sección transversal, en m<sup>2</sup>.

.P = Perímetro Mojado.

R = Radio Hidráulico.

R = A/P

S = Pendiente (m/m)

n = Coeficiente de rugosidad.

**Tabla 27: Dimensionamiento de canales: Subcuenca salcedo 1**

CANAL	PREDIMENSIONAMIENTO		AREA	PERIMETRO MOJADO	RADIO H.	PENDIENTE LONG.	COEF. DE RUGOSIDAD	CAUDAL DE CANAL RECEPTOR	CAUDAL ACUMULADO ESPERADO	CONDICION
	BASE (m)	ALT. (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R	S (%)	n	(m <sup>3</sup> /seg)	(m <sup>3</sup> /seg)	
SUBCUENCA SALCEDO 1	<b>1.90</b>	<b>1.30</b>	2.47	4.5	0.55	11.00	0.012	45.765	44.390	¡Ok!

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, para el drenaje de la subcuenca salcedo 1 se tendrá un canal con ancho de Base = 1.90 m y un tirante= 1.30 m. con un borde libre de 0.6 m.

#### 3.4.1.2.4 Drenaje de la Subcuenca salcedo 2

El área a drenarse de la subcuenca salcedo 2 de la figura 12 se muestra en la tabla 28.

**Tabla 28:Área a drenar: Subcuenca salcedo 2**

Subcuenca 2	AREA DE DRENAJE (m2)
	517735.342

Fuente: Elaboración propia.

Los cálculos del tiempo de concentración y la intensidad máxima se muestran en las tablas 29, 30.

**Tabla 29:Tiempo de concentración: Subcuenca salcedo 2**

CALCULO DE TIEMPO DE CONCENTRACION					
SUB CUENCA	L (m)	COTA SUPERIOR (msnm)	COTA INFERIOR (msnm)	H (m)	Tc (min)
Sub Cuenca 2	1267.1102	3814.69	3812.90	1.79	59.76

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 30:Intensidad máxima: Subcuenca salcedo 2**

INTENSIDADES MAXIMAS			
SUB CUENCA	T (años)	t (min)	Imax (mm/hr)
Subcuenca salcedo 2	70	59.76	21.49

Fuente: Elaboración propia.

Posterior a este cálculo se procede a calcular los caudales de diseño para el canal de la subcuenca salcedo 2 tal como se muestra en la tabla 31.

**Tabla 31:Cálculo de los caudales de diseño: Subcuenca salcedo 2**

CAUDALES DE DISEÑO DE LA SUBCUENCA SALCEDO 2						
Subcuenca Salcedo 2	AREA DE DRENAJE (m2)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA (C)	INTENSIDAD (mm/hr)	CAUDAL (m3/seg)	CAUDAL (lt/seg)	CAUDAL ACUMULADO (m3/seg)
	517735.342	0.496	21.49	1.5328	1532.82	1.5328

Fuente: Elaboración propia.

Para el predimensionamiento del canal dela subcuenca salcedo 2 se utilizó la ecuación de Manning:

**Tabla 32:Dimensionamiento de canales: subcuenca salcedo 2**

CANAL	PREDIMENSIO NAMIENTO		AREA	PERIMETRO MOJADO	RADIO H.	PENDIENTE LONG.	COEF. DE RUGOSIDAD	CAUDAL DE CANAL RECEPTOR	CAUDAL ACUMULADO ESPERADO	CONDICION
	BASE (m)	ALT. (m)	A (m2)	P (m)	R	S (%)	n	(m3/seg)	(m3/seg)	
SUBCUENCA Salcedo 2	1.30	0.80	1.04	2.9	0.36	0.14	0.012	1.63684	1.5328	¡Ok!

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, para el drenaje de la subcuenca salcedo 2 se tendrá un canal con ancho de Base = 1.30 m y un tirante = 0.80 m. con un borde libre de 0.5 m.

3.4.1.2.5 Drenaje del área del Proyecto a Nivel

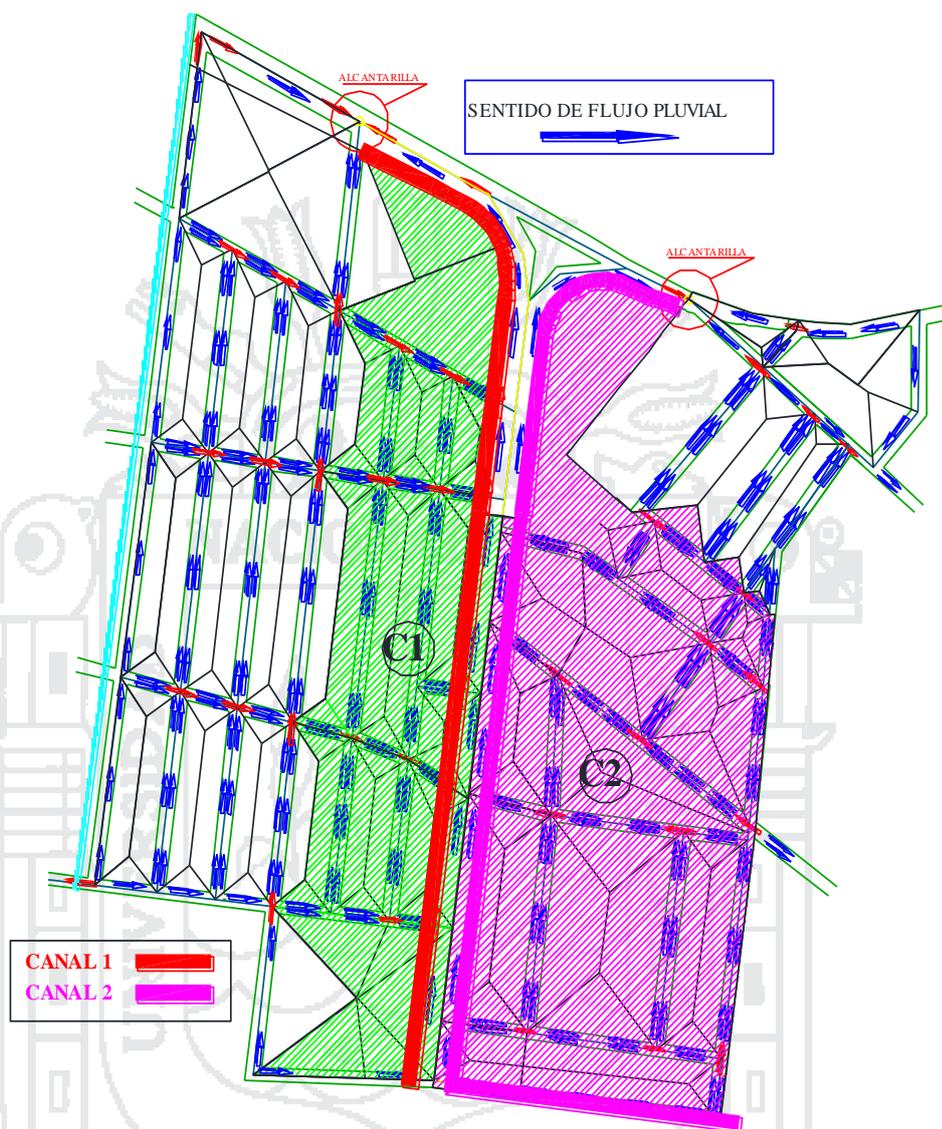


Figura 13: Sistema de drenaje del proyecto a nivel, Fuente: Elaboración Propia

El área a drenarse del proyecto a nivel de la figura 13 se muestra en la tabla 33.

Tabla 33: Área a drenar: Proyecto a nivel

CANAL	AREA DE DRENAJE (m2)
C1	55468.17
C2	80312.82

Fuente: Elaboración propia.

Los cálculos del tiempo de concentración y la intensidad máxima se muestran en las tablas 34, 35.

**Tabla 34:Tiempo de concentración: Proyecto a nivel**

CALCULO DE TIEMPO DE CONCENTRACION				
L (m)	COTA SUPERIOR (msnm)	COTA INFERIOR (msnm)	H (m)	Tc (min)
741.06	3812.72	3811.22	1.5	34.43

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 35: Intensidad máxima: Proyecto a nivel**

INTENSIDADES MAXIMAS			
A NIVEL	T (años)	t (min)	Imax (mm/hr)
	70	34.43	28.74

Fuente: Elaboración propia.

Posterior a este cálculo se procede a calcular los caudales de diseño para el canal del área del proyecto a nivel tal como se muestra en la tabla 36.

**Tabla 36: Cálculo de los caudales de diseño: Proyecto a nivel**

CAUDALES DE DISEÑO PARA EL AREA DEL PROYECTO A NIVEL						
CANAL	AREA DE DRENAJE (m <sup>2</sup> )	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA (C)	INTENSIDAD (mm/hr)	CAUDAL (m <sup>3</sup> /seg)	CAUDAL (lt/seg)	CAUDAL ACUMULADO (m <sup>3</sup> /seg)
C1	55468.17	0.868	28.74	0.3843	384.32	0.3843
C2	80312.82	0.868	28.74	0.5565	556.46	0.5565

Fuente: Elaboración Propia.

Para el predimensionamiento del canal del área del proyecto a nivel. Se utilizó la ecuación de Manning:

**Tabla 37: Dimensionamiento de canales: Proyecto a nivel**

CANAL	PREDIMENSIONAMIENTO		AREA A (m <sup>2</sup> )	PERIMETRO MOJADO P (m)	RADIO H. R	PENDIENTE LONG. S (%)	COEF. DE RUGOSIDAD n	CAUDAL DE CANAL RECEPTOR (m <sup>3</sup> /seg)	CAUDAL ACUMULADO ESPERADO (m <sup>3</sup> /seg)	CONDICION
	BASE (m)	ALT. (m)								
CANAL - 1	0.60	0.45	0.27	1.5	0.18	0.5	0.012	0.50720	0.3843	¡Ok!
CANAL - 2	0.60	0.60	0.36	1.8	0.20	0.5	0.012	0.72548	0.5565	¡Ok!

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, para el drenaje de la del área del proyecto a nivel se tomará como sección típica un canal con ancho de Base = 0.60 m y un tirante= 0.60 m. con un borde libre de 0.4 m.

3.4.1.2.6 Drenaje del área del proyecto a Desnivel

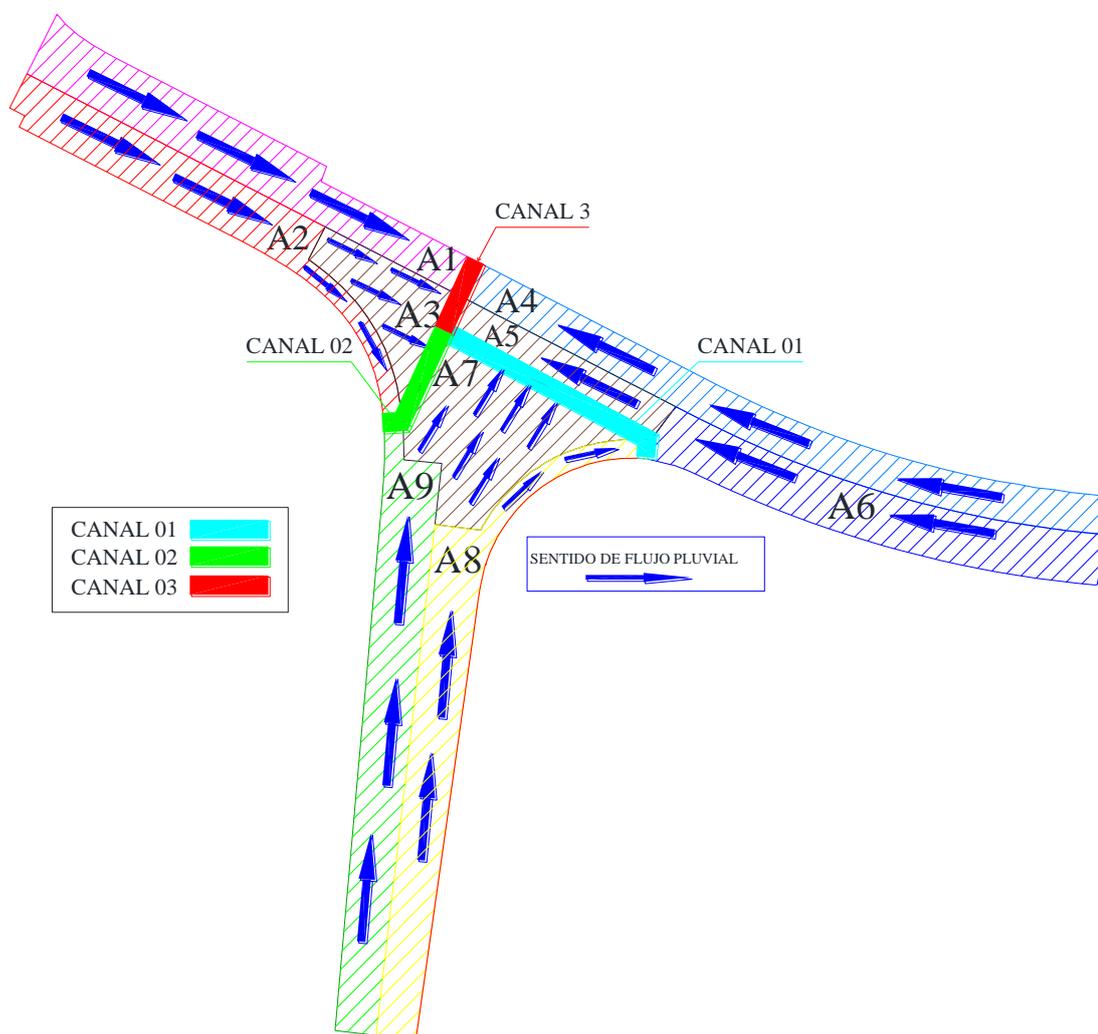


Figura 14: Sistema de drenaje del proyecto a desnivel, Fuente: Elaboración Propia

El área a drenarse del proyecto a desnivel de la figura 14 se muestra en la tabla 38.

Tabla 38: Área a drenar: Proyecto a desnivel

CUNETTA	AREA DE DRENAJE (m2)
A1	1638.61
A2	1396.32
A3	736.09
A4	1803.7
A5	676.28
A6	1620.84
A7	1495.46
A8	1902.36
A9	1970.54

Fuente: Elaboración propia.

Los cálculos se muestran en las tablas 39, 40.

**Tabla 39:Tiempo de concentración: Proyecto a desnivel**

CALCULO DE TIEMPO DE CONCENTRACION					
AREA A DESNIVEL	L (m)	COTA SUPERIOR (msnm)	COTA INFERIOR (msnm)	H (m)	Tc (min)
A2	276.36	3813.20	3810.69	2.51	9.04

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 40: Intensidad máxima: Proyecto a desnivel**

INTENSIDADES MAXIMAS			
AREA A DESNIVEL	T (años)	t (min)	Imax (mm/hr)
	70	9.04	58.15

Fuente: Elaboración propia.

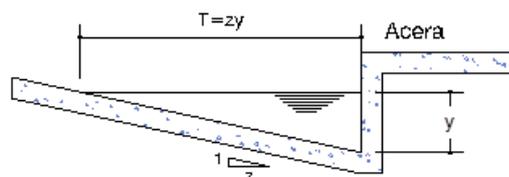
Posterior a este cálculo se procede a calcular los caudales de diseño para el canal del área del proyecto a nivel tal como se muestra en la tabla 41.

**Tabla 41: Cálculo de los caudales de diseño: Proyecto a desnivel**

CAUDALES DE DISEÑO PARA EL ÁREA DEL PROYECTO A DESNIVEL					
A DESNIVEL	AREA DE DRENAJE (m2)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA (C)	INTENSIDAD (mm/hr)	CAUDAL (m3/seg)	CAUDAL (lt/seg)
CUENTA - A1	1638.61	0.868	58.15	0.0230	22.97
CUENTA - A2	1396.32	0.868	58.15	0.0196	19.58
CUENTA - A4	1803.7	0.868	58.15	0.0253	25.29
CUENTA - A6	1620.84	0.868	58.15	0.0227	22.72
CUENTA - A8	1902.36	0.868	58.15	0.0267	26.67
CUENTA - A9	1970.54	0.868	58.15	0.0276	27.63
CANAL - 1	5694.94	0.868	58.15	0.0798	79.84
CANAL - 2	4102.95	0.868	58.15	0.0575	57.52
CANAL - 3	13240.20	0.868	58.15	0.1856	185.63

Fuente: Elaboración propia.

Para determinación de la capacidad de la cuneta se utilizó la Ecuación de Manning. En la Figura 15 muestra las características de una cuneta de sección triangular recta y su ecuación.



**Figura 15: Características de una cuneta triangular recta**

Fuente: Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima, Perú. 2009

$$Q = 315 \frac{z}{n} S^{0.5} y^{8/3} \left[ \frac{z}{1 + \sqrt{1 + z^2}} \right]^{2/3}$$

- Dónde:
- Q : Caudal de escurrimiento máximo, lt/s.
  - n : Coeficiente rugosidad de Manning.
  - S : Pendiente longitudinal del canal.
  - Z : Valor reciproco de la pendiente transversal (1:Z)
  - Y : Tirante de agua en metros.
  - T : Ancho superficial en metros.

En la tabla 42, se muestra los valores del coeficiente de rugosidad de Nanning correspondientes a los diferentes acabados de los materiales de las cunetas de las calles y berma central.

Tabla 42: Coeficiente de rugosidad

Cunetas de las calles	Coeficiente de Rugosidad N
<b>a. Cuneta de Concreto con acabado paleteado</b>	0.012
<b>b. Pavimento Asfáltico</b>	
1) textura lisa	0.013
2) textura rugosa	0.016
<b>c. Cuneta de concreto con Pavimento Asfáltico</b>	
1) lisa	0.013
2) rugosa	0.015
<b>d. Pavimento de Concreto</b>	
1) acabado con llano de madera	0.014
2) acabado escobillado	0.016
<b>e. Ladrillo</b>	0.016
<b>f. Para cunetas con pendiente pequeña, donde el sedimento puede acumularse, se incrementarán los valores arriba indicados de n, en</b>	0.002

Fuente: Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima. Perú. 2009.

Para nuestro proyecto n será igual a **0.012**, pues las estructuras de drenaje pluvial serán de concreto.

**Tabla 43: Dimensionamiento de cunetas triangulares del área del proyecto a desnivel**

CUNETA	CAUDAL ACUMULADO (Q)	PENDIENTE LONGITUDINAL (S)	PENDIENTE TRANSVERSAL	COEF. DE RUGOSIDAD	Z	TIRANTE DE AGUA (Y)	TIRANTE DE AGUA (Y)	ANCHO SUPERFICIAL (T)	ANCHO SUPERFICIAL ADOPTADO
	(m <sup>3</sup> /seg)	(%)	(%)			(m)	(cm)	(m)	(cm)
A1	0.023	1%	10	0.012	5	0.10	10	0.5	50
A2	0.020	1%	10	0.012	5	0.10	10	0.5	50
A4	0.025	1%	10	0.012	5	0.12	12	0.6	60
A6	0.023	1%	10	0.012	5	0.10	10	0.5	50
A8	0.027	1%	10	0.012	5	0.12	12	0.6	60
A9	0.028	1%	10	0.012	5	0.12	12	0.6	60

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 44: Dimensionamiento de canales del área del proyecto a desnivel**

CANAL	PREDIMENSIONAMIENTO		AREA	PERIMETRO MOJADO	RADIO HIDRAULICO	PENDIENTE LONG.	COEF. DE RUGOSIDAD	CAUDAL DE CANAL RECEPTOR	CAUDAL DE CANAL RECEPTOR	CAUDAL ACUMULADO ESPERADO	CONDICION
	BASE (m)	ALT. (m)									
CANAL - 1	0.60	0.10	0.06	0.8	0.15	1.0	0.012	0.08892	88.92	0.080	¡Ok!
CANAL - 2	0.60	0.10	0.06	0.8	0.15	1.0	0.012	0.07663	76.63	0.058	¡Ok!
CANAL - 3	0.60	0.15	0.09	0.90	0.15	1.0	0.012	0.21173	211.73	0.186	¡Ok!

Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto, para el drenaje de la del área del proyecto a desnivel se tomará como sección típica un canal con ancho de Base = 0.60 m y un tirante= 0.15 m. con un borde libre de 0.4 m.

### 3.5 ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS

#### 3.5.1 Geología General

La superficie territorial circunscrita de la bahía está ubicada aproximadamente en el eje central de la fosa tectónica del Titicaca, entre las cordilleras Oriental y Occidental, en este marco la micro cuenca de Puno se encuentra al borde Nor Oriental de la Zona de actividad volcánica desarrollada en la parte central del altiplano, siendo la actual situación tectónica y volcánica de un periodo de calma, por lo que el área mantiene una relativa estabilidad. (INGEMMET, 1978)

### 3.5.1.1 Características Geomorfológicas

Dentro de las características del ecosistema regional puede distinguirse la naturaleza del material que lo compone, entre estas unidades geomorfológicas se encuentra la unidad altioplánica (Audebaud, 1975), una sub unidad denominada depresión central de Lago Titicaca en la que se encuentra emplazada la ciudad de Puno, esta sub unidad está caracterizada por ser una fosa de origen tectónico rellena de depósitos lacustrinos y aluviales. (Equipo Técnico PlanPuno 2008 – 2012, 2007, pág. 24)

El altiplano es una gran cuenca intramontañosa de los andes centrales del Perú, Bolivia, situadas en las cordilleras Occidental y Oriental; la depresión de origen técnico esta rellena con depósitos lacustre y aluviales; se desarrolla entre los 3800 a 6500 msnm y se extiende a 2000 Km. de largo y 200 Km. De ancho aproximadamente.

A nivel local, la evolución geomorfológica del área está relacionada con las siguientes subunidades geomorfológicas:

- Llanura lacustre del Titicaca.
- Laderas de Cerros conformadas por los afloramientos de rocas
- Cauces de quebradas
- Terrazas y acumulaciones aluviales de quebradas.
- Conos de los depósitos aluviales.

Estas sub-unidades están limitadas por escarpas o discontinuidades bien definidas; la zona en donde se proyectan los canales de drenaje, el relieve del terreno está relacionado con los afloramientos rocosos y se observan gradientes variables entre 20° a 45° grados. (INGEMMET, 1978)

### 3.5.1.2 Riesgos naturales

De acuerdo al Equipo Técnico PlanPuno 2008 – 2012, (2007) clasifican los riesgos de la ciudad de Puno de la siguiente manera:

#### **A. FENÓMENOS DE GEODINÁMICA EXTERNA:**

**a.1.** Movimiento de laderas. - Los procesos geológicos y climáticos modifican el relieve de las laderas, principales agentes modeladores en el basamento geológico. Se identifican los siguientes tipos de movimientos:

- Deslizamientos: Movimientos en masa del suelo que se deslizan, se presentan principalmente en zonas donde se han excavado taludes.
- Flujos o Coladas: Movimientos en masa del suelo originados por la intensa saturación del macizo terroso, donde el material se comporta como un fluido.
- Flujo de Derrubios: Movimientos complejos que engloban fragmentos rocosos, bloques, cantos y gravas en un matriz fina de arenas y limo.

**a.2.** Proceso de Erosión. - La ocurrencia de estos fenómenos de erosión se deben principalmente al factor climático, topografía, hidrológicos sísmicos, antrópicos, siendo estos factores los que actúan en los procesos erosivos, se manifiestan como: erosión laminar, eólica, fluvial y erosión en cárcavas.

**a.3.** Derrumbe de bloques (Caída de rocas): Este fenómeno geodinámico se produce en las laderas de pendientes elevadas que contienen bloques de diferente naturaleza lítica contenidos en matriz de sedimentos finos.

**a.4.** Procesos de Acumulación: Los diferentes procesos degradacionales presentes en la zona de estudio han ocasionado la formación de depósitos coluvio - aluviales en las diferentes laderas de los cerros circundantes a la bahía Interior de Puno.

**a.5.** Inundaciones: En la zona de estudio es un proceso cíclico, que se origina por el incremento del nivel del lago sobre cota 3 810 m.s.n.m., originando pérdidas económicas y principalmente de infraestructura urbana.

## **B. GEODINÁMICA INTERNA:**

**b.1.** Sismología general: La destrucción que acompaña un movimiento sísmico de incalculables consecuencias en un sector de territorio afectado.

**b.2.** Distribución Espacial de los Sismos: La mayor cantidad de sismos que se presentan en el Región de Puno, son de foco intermedio, habiéndose registrado sismos de foco profundo mayores a 300 km. en la zona Nor-Este de la Región.

### 3.5.2 Estudio de suelos

#### 3.5.2.1 Metodología

Existen diferentes métodos de exploración comúnmente empleados para la investigación del terreno de fundación, así como para la extracción de muestras. El método que empleamos es perforación de calicatas a tajo abierto, con una profundidad de 2.50 metros. Para obtener una evaluación real de los suelos y determinar propiedades mecánicas y físicas. Para el estudio de las cimentaciones del puente en pilares y estribos se realizó mediante el ensayo SPT con una profundidad de 7.60 m.

##### 3.5.2.1.1 Trabajos realizados

Los trabajos realizados consistieron en las siguientes fases:

- a) Trabajos de campo
- b) Trabajos de laboratorio
- c) Trabajos de gabinete

**a) TRABAJOS DE CAMPO**

Se realizó un reconocimiento de campo del área de estudio, para obtener la zona de ubicación y el número de calicatas; Realizando así (03) tres calicatas a una profundidad de 2.50 metros. También se realizó 01 sondaje de 7.60 m de profundidad con el equipo SPT.

Mediante estos ensayos se obtuvo en cada estrato muestras alteradas o disturbadas, las mismas que fueron descritas e identificadas mediante tarjetas de identificación, donde se colocaron el estrato al que corresponde, profundidad y número de calicata.

La ubicación y profundidad de las calicatas se muestra en el plano MS-03 y en la Tabla 45.

**Tabla 45: Ubicación y Profundidad de las calicatas**

CALICATA N°	UBICACIÓN	COORDENADAS		ELEVACIÓN (M.S.N.M.)	PROF. NIVEL FREÁTICO (m)	SUELO ORGÁNICO (m)	PROF. TOTAL (M)	OBSERVACIONES
		Norte	Este					
C - 01	Margen derecho vía principal	8245977.901	392975.391	3810.196	0.4	0.4	2.50	Calicata con fines de pavimentación
C - 02	Margen derecho vía principal	8245895.465	393175.583	3809.867	0.4	0.3	2.50	Calicata con fines de pavimentación
C - 03	Margen derecho vía principal	8245847.827	393307.54	3810.026	0.4	0.4	2.50	Calicata con fines de pavimentación
C S- 01	Pilares y estribos	8245847.243	393206.572	3810.899	0.4	0.75	7.60	Calicata con fines de Cimentación

Fuente: Elaboración propia

**b) TRABAJOS DE LABORATORIO**

Las muestras de suelos debidamente identificadas fueron trasladadas al laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional del Altiplano, los cuales se han analizado y ensayado de acuerdo a las Normas del MTC, ASTM y AASHTO vigentes.

Los Ensayos de Laboratorio efectuados fueron los siguientes:

- Contenido de Humedad (Norma NTP 339.127 - ASTM D-2216)
- Análisis Granulométrico (Norma NTP 339.128 - ASTM D-422)
- Límite Líquido (Norma NTP 339.129 - ASTM D-4218)
- Límite Plástico (Norma NTP 339.129 - ASTM D-4218)
- Clasificación SUCS y AASTHO (Norma NTP 339.134 - ASTM D-2487)
- Proctor Modificado (Norma NTP 339.141 - ASTM D-1557)
- California Bearing Ratio (CBR) (Norma ASTM D-1883)
- Ensayo de Penetración Estándar SPT (Norma NTP 339.133 - ASTM D-1586)

### c) TRABAJOS DE GABINETE

Se interpretaron los resultados obtenidos en laboratorio, para la elaboración del perfil estratigráfico del proyecto, y se usaron para el diseño de la cimentación.

#### 3.5.2.2 Ensayos y resultados de laboratorio

### a) ENSAYOS DE COMPACTACION

La compactación de suelos constituye una parte importante y se halla íntimamente relacionada con la pavimentación de carreteras, vías urbanas y pistas de aterrizaje.

El ensayo de compactación mediante el ensayo de Proctor Modificado, relaciona la humedad del suelo versus su densidad seca. La humedad a la que la muestra alcanza su máxima densidad seca, se denomina óptimo contenido de humedad.

Los ensayos de compactación efectuados se muestran respectivamente en el anexo 3. Los resultados indican que el material a una profundidad de 2.50 m. tienen una máxima densidad seca que varían en el orden 1.256 gr/cc a 1.442 gr/cc del proctor modificado con humedades óptimas que varían entre 22.51%.a 30.50%.

### **b) ENSAYO CALIFORNIA BEARING RATIO (CBR)**

El ensayo de California Bearing Ratio o CBR es un ensayo usado para obtener un índice de la resistencia del suelo de subrasante, material de base, sub base y afirmado. En suelos de baja capacidad de soporte donde los valores de humedad alcanzan la condición saturada y los valores de densidad de campo están muy por debajo de la densidad de compactación, los valores de los módulos elásticos realmente son muy bajos.

Los ensayos de CBR con la finalidad de conocer la capacidad de soporte de la subrasante, se muestran respectivamente, en el anexo 3. También se muestran los registros y certificados de laboratorio, según la norma ASTM-D 1883.

Se realizaron tres ensayos de CBR, donde se obtuvieron CBRs que se encuentran en el orden de 1% a 5%.

### **c) ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR SPT**

El SPT Consiste de un equipo que sostiene un martillo, de dimensiones y peso estandarizado, que es elevado una altura determinada para luego caer e impactar sobre barras verticales de sección circular que son hincadas en el terreno.

Por medio del presente ensayo es posible estimar propiedades fundamentales tanto de arenas como de arcillas; útiles para la determinación de la máxima capacidad de apoyo.

Este ensayo tiene tres ventajas fundamentales constituidas por la posibilidad de obtención de muestras alteradas que permiten una adecuada identificación y clasificación del tipo de material del subsuelo, juntamente con la ventaja de la rapidez y economía del ensayo que radica principalmente en el hecho de que el ensayo permite la utilización de torres de perforación que no requieren de equipo especializado.

3.5.2.3 Perfil Estratigráfico

En base a la información obtenida de los trabajos de campo y de los ensayos de laboratorio se muestra a continuación.

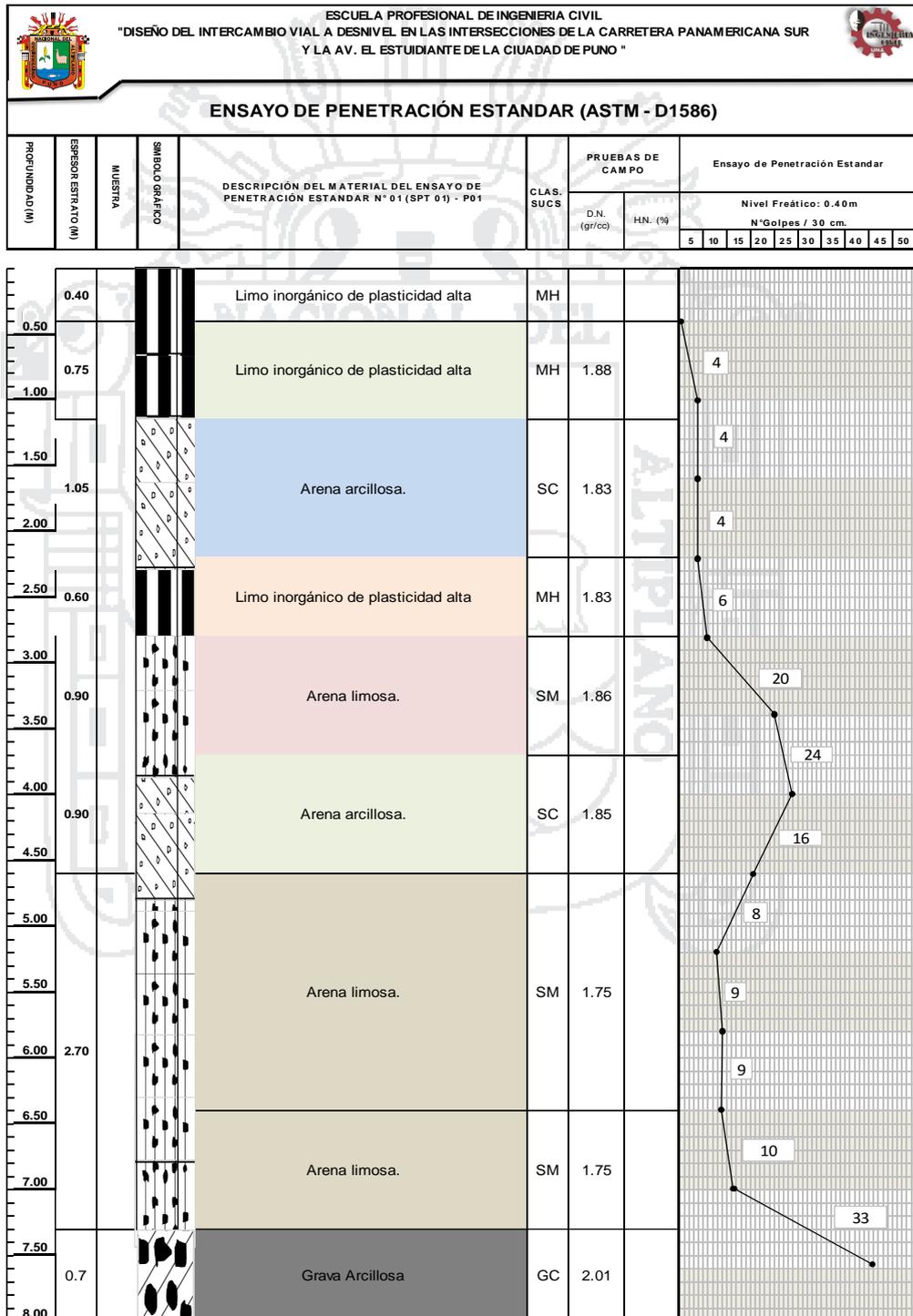


Figura 16: Perfil Estratigráfico, Fuente: Elaboración Propia

### 3.5.3 Estudio de canteras y fuentes de agua

1. Tomando como referencia la tesis de Charca Condori & Esteba Flores, (2006) “ESTUDIO Y DISEÑO DE UN TERRAPLÉN SOBRE SUELOS BLANDOS REFORZADOS CON GEOSINTETICOS AV. COSTANERA – PUNO”, el cual muestra los siguientes estudios:

- a) **Cantera V. Candelaria:** Se localiza en la zona de Salcedo a una distancia de 07 Km. aproximadamente de la ciudad de Puno, con las siguientes características (Pág. 97)

Ensayos de laboratorio:

- Clasificación SUCS : GM a SM (Gravas y arenas limosas)
- Porcentaje de finos : 19.84 %
- Plasticidad : Baja plasticidad (IP=2.03%)

Características mecánicas

- Proctor modificado : MDS = 2.135gr/cm<sup>3</sup>
- Humedad optima : 5.95%
- CBR : 91%

- b) **Parámetros de resistencia del terraplén** (Pág. 129).

Descripción	$\gamma_t$ (Kn/m <sup>3</sup> )	c (Kpa)	$\phi^\circ$
Terraplén	21.10	11.77	30.00

2. Tomando como referencia el I SIMPOSIO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA “EVALUACION DE YACIMIENTOS PARA ENROCADOS Y AGREGADOS EN LA CIUDAD DE PUNO” cuyo Ponente fue el Ing. Alarcon Atahuachi, (2007). se tienen las características físico - mecánicas de la cantera San Luis de Alva.

- Contenido de W natural : 6.01 %
- Abrasión los Angeles : 28.84%
- Peso unitario : 2.14 g/cc
- Resist. a la compresión : 340 Kg/cm<sup>2</sup>
- Gravedad específica : 2.57 g/cc
- Durabilidad : 4.21%
- Absorción : 2.81%
- Ductilidad : Baja
- Porosidad : 2.69%
- Expansión : Nula
- Angulo fricción : 39°
- Clasificación : Andesita

### 3.5.4 Estudio de la cimentación

#### 3.5.4.1 Capacidad de carga de pilotes

Para el cálculo de la capacidad portante de los pilotes se usó la estratigrafía mostrada en el plano S-01, obtenido de los estudios de SPT de la zona de Estudio y también el “ESTUDIO GEOTÉCNICO DEL PROYECTO MALECÓN TURÍSTICO I ETAPA” efectuados por la UNI-CISMID, (2000) en la bahía interior del lago, el cual se adjunta en el anexo 3.

En la figura 17 se muestra el perfil estratigráfico usado para el cálculo de la capacidad portante de los pilotes ya que es el más crítico.



Figura 17: Perfil Estratigráfico, Fuente: Elaboración propia

Para el cálculo de capacidad ultima y capacidad admisible portante se usó el programa de computo ALLPILE 6.0 de CIVILTECH. El cual calcula la capacidad de carga de pilotes tal como se muestra en el anexo 3.

### 3.5.4.1.1 Resultados obtenidos del programa ALLPILE 6.0

1. Para los estribos se utilizará 15 pilotes de 0.45 m. de diámetro con una longitud de 26.00 m. donde:

- Capacidad de carga ultima de un pilote: **2131.92 KN**
- Capacidad de carga ultima del grupo de pilotes: **31978.73 KN**

2. Para los pilares se utilizará 9 pilotes de 0.45 m. de diámetro con una longitud de 25.00 m.

- Capacidad de carga ultima de un pilote: **2045.02 KN**
- Capacidad de carga ultima del grupo de pilotes: **18405.16 KN**

### 3.5.5 Diseño de Terraplén

#### CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO

En el presente análisis del terraplén, se ha evaluado la capacidad portante del terreno sobre la base de un análisis realizado por el método de Meyerhof (1963).

#### MÉTODO DE MEYERHOF (1963)

El método de Meyerhof (1963), es de mayor aplicación en cimentaciones cuadradas, rectangulares y circulares, no obstante, al hacer la extensión de la metodología a cimentaciones corridas como los terraplenes, se verifica la poca influencia de los factores de forma. La capacidad de carga última es determinada con la expresión.

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde  $c'$  = cohesión

$q$  = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

$\gamma$  = peso específico del suelo

$B$  = ancho de la cimentación

Los valores  $N_c, N_q, N_\gamma$ , son conocidos como factores de carga y pueden determinarse para el caso particular mediante las ecuaciones modificadas por Vesic (1973):

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi} \quad N_q = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \quad N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

Los valores  $F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$  son conocidos como factores de forma y son función de la relación entre el ancho y la longitud de la cimentación. Para el análisis presente se pueden asumir iguales a 1.0.

Los valores  $F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$  son conocidos como factores de profundidad y son función de la relación entre la profundidad de desplante y el ancho de la cimentación. Para el análisis presente se pueden emplear las ecuaciones siguientes:

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B} \quad F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B} \quad F_{\gamma d} = 1$$

Los valores  $F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$  son conocidos como factores de inclinación y en el caso presente se pueden asumir iguales a 1.0.

Tabla 46: Parámetros del terraplén

Parámetros del suelo de fundación		
Cohesión	c =	0.00 Tn/m <sup>2</sup>
Ángulo de fricción promedio	Ø =	30.00 °
Peso específico natural	γ =	0.86 Tn/m <sup>3</sup>
Peso específico saturado	γ <sub>sat</sub> =	1.86 Tn/m <sup>3</sup>
Parámetros de la cimentación		
Profundidad de cimentación	D <sub>f</sub> =	2.8 m
Ancho de cimentación	B =	37.52 m
Longitud de la cimentación	L =	800.00 m
Inclinación respecto a la vertical de la carga	β =	0.00 °
Factores de seguridad empleados		
Factor de seguridad global	FS =	3.00
Presión efectiva		
1.88 * 0.4 + (1.88 - 1.0) * 0.75 + (1.83 - 1) * 1.05 + (1.83 - 1) * 0.6		
Capacidad de carga ultima		13.79 Kg/cm <sup>2</sup>
Capacidad de carga admisible		4.60 Kg/cm <sup>2</sup>

Fuente: Elaboracion propia

**PRESIÓN ACTUANTE SOBRE EL TERRENO**

La presión actuante sobre el terreno al nivel de desplante, ha sido obtenida basándonos en los pesos específicos de las capas confortantes del terraplén y sus espesores correspondientes, conforme se anota en la tabla 47

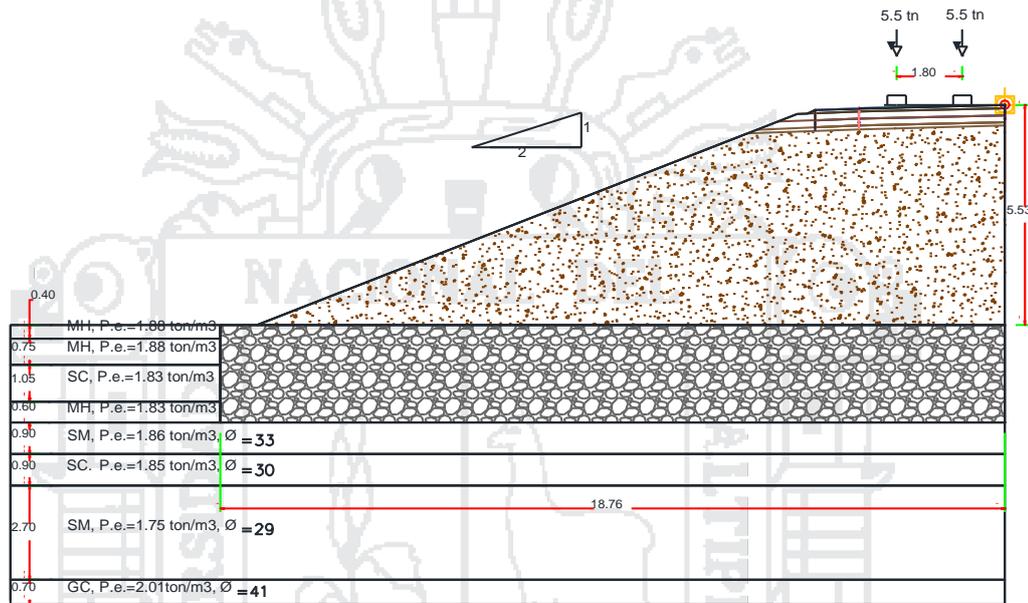


Figura 18: Sección típica del terraplén, Fuente: Elaboración propia

Tabla 47: Cálculo de presiones actuantes

Capa	Descripción	$\gamma$	<b>h</b>	<b>Presión</b>
		(Tn/m <sup>3</sup> )	(m)	(Tn/m <sup>2</sup> )
1	Carpeta asfáltica en caliente	2.200	0.100	0.2200
2	Base granular (100% de MDS)	2.150	0.200	0.4300
3	Sub base granular (100% de MDS)	2.150	0.200	0.4300
4	Corona del terraplén (95% de MDS)	2.150	0.300	0.6405
5	Cuerpo del terraplén (90% de MDS)	2.150	4.730	10.1695
6	Base del terraplén (bloques de roca + 30% hormigón)	2.222	2.800	6.2216
			<b>Total</b>	<b>18.1116</b>

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con los cálculos realizados se cuenta con que la presión admisible está por encima de la capacidad de carga actuante, la cual equivale a 1.81 Kg/cm<sup>2</sup>.

## **EVALUACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS TALUDES DEL TERRAPLÉN**

### **Determinación De Las Cargas Actuantes**

De acuerdo con la clasificación del Reglamento Nacional de Vehículos del MTC, el vehículo más pesado que podría circular por la vía (por eje) es un eje simple, con una carga en el eje posterior de 11 Tn. Se dividió esta carga en 2, por lo que cada lado pesaría 5.5 Tn.

La carga puntual por los neumáticos, se dividirá 5.5 Tn entre la superficie de contacto, siendo esta de 0,1275 m<sup>2</sup>, de acuerdo a lo indicado en el LFRD donde indica: “Área de Contacto de los Neumáticos”. El área de contacto de los neumáticos de una rueda compuesta por uno o dos neumáticos se deberá considerar como un único rectángulo de 510 mm de ancho y 250 mm de longitud”, dando una presión de  $43 \text{ Tn/m}^2 = 423 \text{ KPa}$ , la que se distribuirá debajo de cada neumático.

### **PARÁMETROS DEL ANÁLISIS**

- El ángulo de Fricción del material seleccionado que formará el terraplén es de 30° con un peso específico seco compactado de 21.10 KN/m<sup>3</sup> (2.15 Tn/m<sup>3</sup>)
- El ángulo de Fricción del material seleccionado que formará la base del terraplén es de 39° con un peso específico 2.14 Tn/m<sup>3</sup>.

### **ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES**

Para las sollicitaciones donde actúen cargas permanentes, se acepta un coeficiente de seguridad al deslizamiento mayor o igual a 1,50. Para el análisis se empleó el programa SLIDE 5.0. Este programa se emplea para el análisis de la estabilidad de taludes en suelos con y sin cohesión, a través de métodos tradicionales para la geotecnia.

Para este análisis se asumirá una falla rotacional, ya que es la que corresponde a un suelo con fricción, La masa situada por encima de la superficie de falla, que puede asimilarse a un círculo, tiende a deslizarse hacia afuera, en el arranque de la misma, por detrás de la cresta, del talud. Este tipo de suelos presenta por lo general rotura por el pie el talud. Se empleará el método de Bishop, Janbu y Spencer siendo los más conocidos:



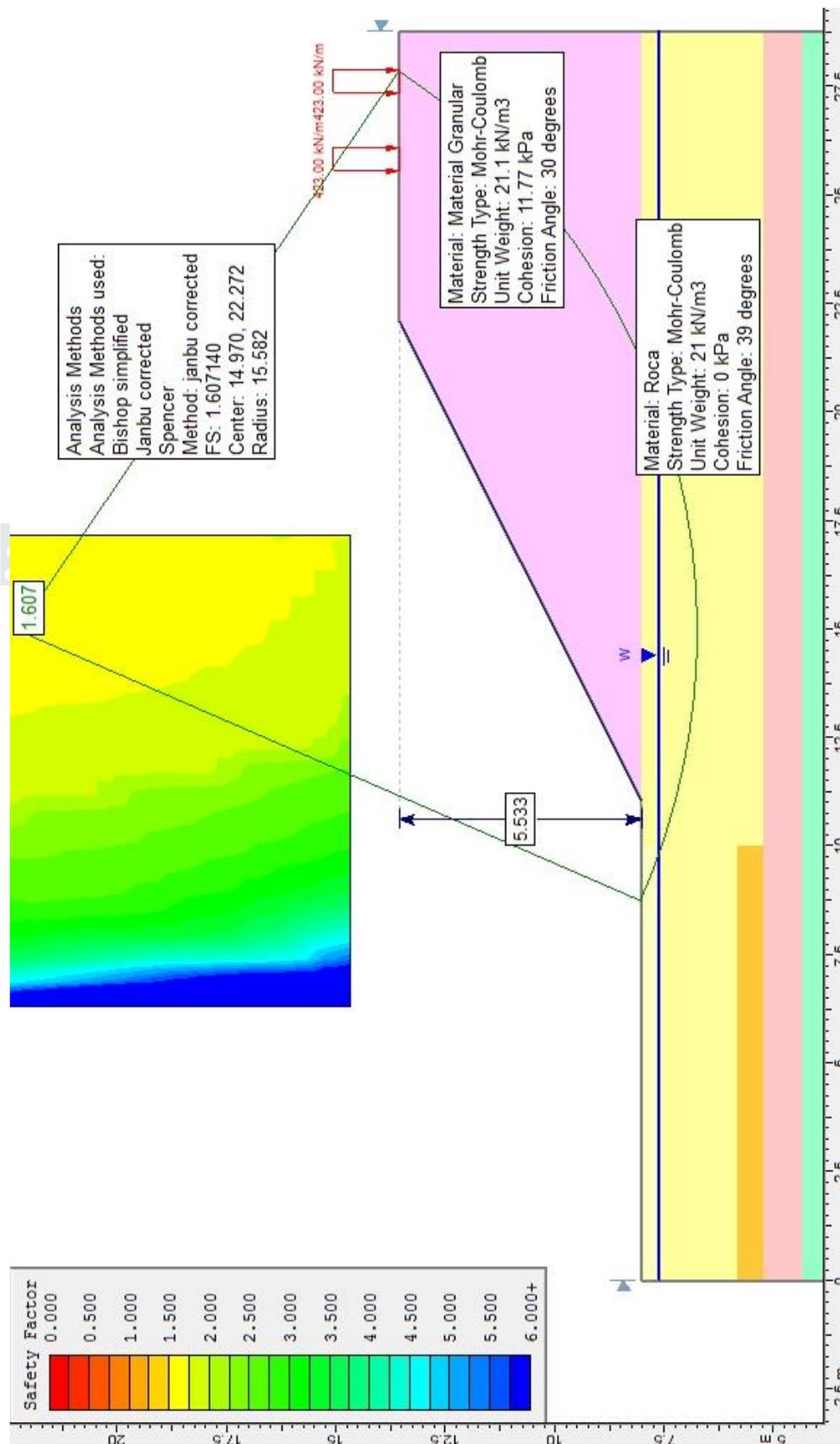


Figura 19: Resultado del análisis de estabilidad del talud, Fuente: Elaboración Propia

## RESULTADOS DEL ANÁLISIS

De la figura 19 se muestran los resultados calculados por el programa SLIDE 5.0, el cual se muestra en la tabla 48.

**Tabla 48: Resultado del Análisis**

Altura de taludes (m)	Inclinación (V:H)	Factor de seguridad
5.53	1: 2	1.607

Fuente: Elaboración Propia

Como se observa los factores de seguridad calculados para las condiciones más críticas del talud son mayores a los factores de seguridad recomendados, por lo que los taludes adoptados en el diseño geométrico cumplen la condición de estabilidad.

### 3.5.6 Diseño de Pavimentos

#### 3.5.6.1 Definición

El Ministerio de transportes y Comunicaciones, (2013) menciona: El Pavimento es una estructura de varias capas construida sobre la sub rasante del camino para resistir y distribuir esfuerzos originados por los vehículos y mejorar las condiciones de seguridad y comodidad para el tránsito. El pavimento flexible es una estructura compuesta por capas granulares (subbase, base) y como capa de rodadura una carpeta constituida con materiales bituminosos como aglomerantes, agregados y de ser el caso aditivos.

#### 3.5.6.2 Componentes estructurales

El “Manual de Carreteras” Suelos, Geología, Geotecnia y Pavimentos del MTC, (2013) define los siguientes componentes:

##### a) Sub rasante

La Sub rasante es la superficie terminada de la carretera a nivel de movimiento de tierras (corte y relleno), sobre la cual se coloca la estructura del pavimento o afirmado. La sub rasante es la capa superior del terraplén o el fondo de las excavaciones en terreno natural,

que soportará la estructura del pavimento, y está conformada por suelos seleccionados de características aceptables y compactados por capas para constituir un cuerpo estable en óptimo estado, de tal manera que no se vea afectada por la carga de diseño que proviene del tránsito. Los suelos por debajo del nivel superior de la sub rasante, en una profundidad no menor de 0.60 m, deberán ser suelos adecuados y estables con  $CBR \geq 6\%$ .

#### **b) Subbase**

Es una capa de material especificado y con un espesor de diseño, el cual soporta a la base y a la carpeta. Además, se utiliza como capa de drenaje y controlador de la capilaridad del agua. Dependiendo del tipo, diseño y dimensionamiento del pavimento, esta capa puede obviarse. Esta capa puede ser de material granular ( $CBR \geq 40\%$ ) o tratada con asfalto, cal o cemento.

#### **c) Base**

Es la capa inferior a la capa de rodadura, que tiene como principal función de sostener, distribuir y transmitir las cargas ocasionadas por el tránsito. Esta capa será de material granular drenante ( $CBR \geq 80\%$ ) o será tratada con asfalto, cal o cemento.

#### **d) Capa de Rodadura**

Es la parte superior de un pavimento, que puede ser de tipo bituminoso (flexible) o de concreto de cemento Portland (rígido) o de adoquines, cuya función es sostener directamente el tránsito. La capa de desgaste o superficie de rodadura, sirve para proteger a las capas inferiores del pavimento contra el desgaste, tomar los esfuerzos cortantes generados por las cargas del tráfico, proporcionar una superficie no deslizante, más bien suave al deslizamiento y confortable al tránsito y para prevenir la penetración de agua hacia las capas interiores del pavimento.

### 3.5.6.3 Método de diseño de pavimento flexible

#### 3.5.6.3.1 Método AASTHO – 93

Este procedimiento está basado en modelos que fueron desarrollados en función de la performance del pavimento, las cargas vehiculares y resistencia de la sub rasantes para el cálculo de espesores. El propósito del modelo es el cálculo del Numero Estructural requerido (SNr), en base al cual se identifican y determinan un conjunto de espesores de cada capa de la estructura del pavimento, que deben ser construidas sobre la sub rasante para soportar las cargas vehiculares con aceptable serviciabilidad durante el periodo de diseño establecido en el proyecto. (Ministerio de transportes y Comunicaciones, 2014, pág. 130).

Típicamente el diseño de los pavimentos es mayormente influenciado por dos parámetros básicos:

- Las cargas de tráfico vehicular impuestas al pavimento.
- Las características de la sub rasante sobre la que se asienta el pavimento.

El diseño estructural de pavimentos flexibles para carreteras empleando el método AASHTO, requiere del uso de nomogramas y catálogos de diseño. Este método es aplicable para vías con tránsito superior a  $5 \times 10^4$  ejes equivalentes a 8.2 toneladas. (AASTHO, 1993, pág. 42).

#### 3.5.6.3.2 Formulación de diseño

En el presente proyecto se realizará el cálculo del diseño de pavimento de tres vías:

- Vía Principal : Puno - Desaguadero
- Vía Secundaria : Salcedo - Puno.
- Vía Ramal : Puno - Salcedo

El procedimiento de diseño se realiza suponiendo un número estructural del pavimento y se efectúa tanteos analíticamente hasta equilibrar la expresión de diseño o a través de nomogramas.

La ecuación básica para el diseño de la estructura propuesta por la AASTHO (1993) de un pavimento flexible es la siguiente.

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_R \times S_o + 9.36 \times \log(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[ \frac{\Delta PSI}{4.5 - 1.5} \right]}{0.4 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \times \log(M_R) - 8.07 \quad \dots (4.73)$$

Donde:  $w_{18}$  = Tráfico

$Z_R$  = Desviación estándar normal.

$S_o$  = Error estándar combinado de la predicción del tráfico.

$\Delta PSI$  = Diferencia de índices de serviciabilidad.  $\Delta PSI = (P_i - P_f)$

$M_R$  = Módulo resiliente.

$SN$  = Número estructural indicativo del espesor total del pavimento.

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

$a_i$  = Coeficiente de capa.

$D_i$  = Espesor de capa (pulg.)

$m_i$  = Coeficiente de drenaje de la capa

A continuación, se describen las variables de diseño:

**a) PERÍODO DE DISEÑO ( $P_d$ ).**

Según la AASTHO 93 el periodo de diseño recomendado según el tipo de carretera se puede ver en la tabla 49.

**Tabla 49: Periodo de diseño en función del tipo de carretera**

TIPO DE CARRETERA	PERIODO DE DISEÑO
Urbano con alto volúmenes de tránsito	30-50
Interurbano con alto volúmenes de tránsito	20-50
Pavimentada con bajo tránsito volúmenes de tránsito	15-50
Revestidas con bajos volúmenes de tránsito	10-20

Fuente: (AASHTO), Guide For Desig of Pavement Structures, Washington D.C., 1993

Se propone un periodo de diseño de 30 años para las Tres vías.

### b) VARIABLES EN FUNCIÓN DEL TRÁFICO

Una característica propia del método AASHTO 93 es la simplificación del efecto del tránsito introduciendo el concepto de ejes equivalentes. Es decir, transforma las cargas de ejes de todo tipo de vehículo en ejes simples equivalentes de 8.2 ton de peso, comúnmente llamados ESALs (equivalent single axle load, por sus siglas en inglés). (Ministerio de transportes y Comunicaciones, 2013, pág. 225)

A continuación, se muestran los resultados de los cálculos por cada vía.

- $ESALs = 4.51 \times 10^7$  Vía Principal (DP+SP)
- $ESALs = 1.61 \times 10^7$  Vía Secundaria - Terraplén (SP)
- $ESALs = 1.44 \times 10^7$  Vía Ramal (PS)

### c) CONFIABILIDAD (R%).

Según MONTEJO FONSECA (2002), se denomina confiabilidad (R%) a la probabilidad de que un pavimento desarrolle su función durante su vida útil en condiciones adecuadas para su operación. También se puede entender a la confiabilidad como un factor de seguridad.

La tabla 50 permite obtener los niveles adecuados de confiabilidad (R) para diferentes tipos de vías, clasificadas por la AASHTO, según su grado de servicio.

**Tabla 50: Porcentaje de confiabilidad**

Clasificación	Confiabilidad (R)	
	Urbana	Rural
Autopistas interestatales y otras	<b>85</b> – 99.9%	80 – 99.9%
Arterias principales	<b>80</b> – 99%	75 – 95%
Colectoras de Transito	80 – 95%	75 – 95%
Carreteras locales	50 – 80%	50 – 80%

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO),

Guide For Design of Pavement Structures, Washington D.C., 1993

- R = 85 % Vía Principal
- R = 80 % Vía Secundaria
- R = 80 % Vía Ramal

**d) DESVIACIÓN ESTÁNDAR NORMAL (Zr):**

Esta función de los niveles seleccionados de confiabilidad, ver tabla 51.

**Tabla 51: Desviación estándar**

Confiabilidad R (%)	Desviación Estándar Normal Zr
50	0.000
60	-0.253
70	-0.524
75	-0.674
<b>80</b>	<b>-0.841</b>
<b>85</b>	<b>-1.037</b>
90	-1.282
91	-1.340
92	-1.405
93	-1.476
94	-1.555
95	-1.645
96	-1.751
97	-1.881
98	-2.054
99	-2.327
99.9	-3.090
99.99	-3.750

Puente: American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO),

Guide For Design of Pavement Structures, Washington D.C., 1993

Considerando el valor de confiabilidad en la tabla anterior obtenemos una desviación estándar de:

- $Z_r = -1.037$  Vía Principal
- $Z_r = -0.841$  Vía Secundaria
- $Z_r = -0.841$  Vía Ramal

**e) ERROR ESTÁNDAR COMBINADO ( $S_o$ ):**

Toma en cuenta la viabilidad de todos los datos de entrada. La guía de diseño AASTHO (1993) recomienda un intervalo aproximado de 0.4 a 0.5 para los pavimentos flexibles.

Para nuestro caso usaremos un  $S_o$  de **0.45**.

- $S_o = 0.45$  Vía Principal
- $S_o = 0.45$  Vía Secundaria
- $S_o = 0.45$  Vía Ramal

**f) SERVICIABILIDAD ( $\Delta$  PSI).**

La AASTHO (1993) define “La serviciabilidad como la habilidad del pavimento de servir al tipo de tráfico (autos y camiones) que circulan en la vía. La medida primaria de la serviciabilidad es el Índice de Serviciabilidad Presente”. El procedimiento de diseño AASHTO predice el porcentaje de pérdida de serviciabilidad ( $\Delta$  PSI) para varios niveles de tráfico y cargas de ejes.

Se denomina Serviciabilidad Inicial ( $P_o$ ) a la condición que tiene un pavimento inmediatamente después de la construcción del mismo. Se denomina Serviciabilidad final ( $P_t$ ) a la calificación que esperamos tenga el pavimento al final de su vida útil. La

serviciabilidad si bien es una medida subjetiva del pavimento, es posible medirla en una escala de 0 al 5 tal como se puede ver en la tabla 52.

**Tabla 52: Serviabilidad**

Índice de Servicio	Calificación
4 - 5	Muy Buena
3 - 4	Buena
2 - 3	Regular
1 - 2	Mala
0 - 1	Muy mala

Fuente: Ing. Guillermo thenoux z. Diseño Estructural de Pavimentos, Diagnostico y Evaluación. Chile.2003.

En los pavimentos flexibles estudiados por AASTHO, el pavimento nuevo alcanzó un valor medio de  $p_o = 4,2$ . El índice de servicio final  $p_t$  representa al índice más bajo capaz de ser tolerado por el pavimento, antes de que sea imprescindible su rehabilitación mediante un refuerzo o una reconstrucción. El valor asumido depende de la importancia de la carretera y del criterio del proyectista, se sugiere para carreteras de mayor tránsito un valor de  $p_t \geq 2,5$  y para carreteras de menor tránsito  $p_t = 2,0$ . (AASTHO, 1993, pág. 10)

En nuestro caso por ser una carretera de alto tránsito vehicular los valores a considerar serán los siguientes:

- Vía Principal  $p_o = 4.2, p_t = 2.5$
- Vía Secundaria - terraplén  $p_o = 4.2, p_t = 2.5$
- Vía Ramal  $p_o = 4.2, p_t = 2.5$

#### **g) MÓDULO DE ELASTICIDAD O RESILIENTE ( $M_r$ ):**

Para la AASTHO (1993), el Módulo Resiliente ó Elástico es una medida de la propiedad elástica del suelo, tomando en cuenta ciertas características y es usado directamente para el diseño de pavimentos flexibles y que reemplaza al valor de soporte del suelo.

El módulo resiliente de un suelo depende del estado de los esfuerzos, del contenido de humedad y de su densidad, al no haberse efectuado ensayos directos (AASHTO T 274) para determinar el módulo resiliente, se ha estimado a partir de una de la siguiente ecuación de correlación, que es recomendada en la Guía de diseño Empírico - Mecanicístico (2008).

$$M_r = 2555 * CBR^{0.64} \quad (psi)$$

**VIA PRINCIPAL - VIA SECUNDARIA - VÍA RAMAL**

Sub Rasante: CBR = 91 %      Mr = 45832.91 psi (316.01 Mpa)

Subbase: CBR=91%      Mr = 45832.91 psi (316.01 Mpa)

Base: CBR= 95%      Mr = 47112.27 psi (324.83 Mpa)

**CÁLCULO DE NÚMERO ESTRUCTURAL: VIA PRINCIPAL**

- $M_r$ , Efectivo del suelo de fundación : 45832.91 psi
- Confiabilidad (R%) : 85%
- Error Estándar Combinado (So) : 0.45
- Serviciabilidad ( $\Delta$  psi). :  $p_o = 4.2, p_t = 2.5$
- Tráfico Acumulado :  $4.51 \times 10^7$

Trafico de Proyecto

Grado de Confiabilidad

Características Estructurales

Decaimiento Límite

Características de la Sub Rasante

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_r * S_o + 9.36 * \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[ \frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.4 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 * \log_{10}(MR) - 8.07$$

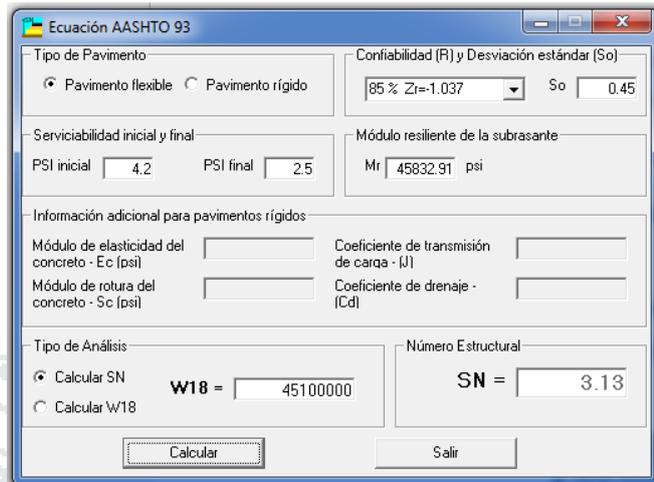


Figura 20: Resultados del número estructural, Fuente: Ecuación AASHTO 93

La Vía Principal tiene un numero estructural SN=3.13

### CÁLCULO DE NÚMERO ESTRUCTURAL: VIA SECUNDARIA - TERRAPLÉN

- $M_r$ , Efectivo del suelo de fundación : 45832.91 psi
- Confiabilidad (R%) : 80%
- Error Estándar Combinado (So) : 0.45
- Serviciabilidad ( $\Delta$  psi). :  $p_o = 4.2, p_t = 2.5$
- Tráfico Acumulado :  $1.61 \times 10^7$

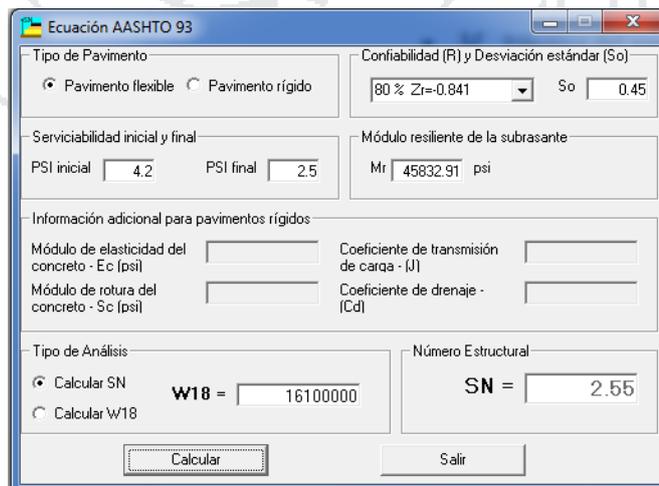


Figura 21: Resultados del número estructural, Fuente: Ecuación AASHTO 93

La vía secundaria - terraplén tiene un numero estructural SN=2.55.

**CÁLCULO DE NÚMERO ESTRUCTURAL: VIA RAMAL**

- $M_r$  Efectivo del suelo de fundación : 45832.91 psi
- Confiabilidad (R%) : 80%
- Error Estándar Combinado (So) : 0.45
- Serviciabilidad ( $\Delta$  psi). :  $p_o = 4.2, p_t = 2.5$
- Tráfico Acumulado :  $1.44 \times 10^7$



**Figura 22:Resultados del número estructural, Fuente: Ecuación AASHTO 93**

La Vía Ramal tiene un numero estructural SN=2.50

**h) COEFICIENTE DE CAPA**

Se asigna un valor de éste coeficiente a cada capa del material en la estructura del pavimento con el objeto de convertir los espesores de capa en el número estructural (SN). Este coeficiente de capa expresa la relación empírica entre SN y el espesor, y es una medida de la habilidad relativa del material para funcionar como un componente estructural del pavimento. (AASHTO, 1993, pág. 21)

**Tabla 53:Valores asumidos**

DESCRIPCION	Asfalto E	CBR	Coef. de Capa
a1	400000	--	0.420
a2	----	95	0.138
a3	----	91	0.137

Fuente: Elaboración propia

La Figura 23: Muestra una carta utilizada por AASHTO para estimar el coeficiente estructural de capa de una superficie de concreto asfáltico ( $a_1$ ), basada en su Estabilidad Marshall.

La Figura 24: Muestra una carta usada por AASHTO para estimar el coeficiente de capa estructural ( $a_2$ ), en función del CBR de la base.

La Figura 25: Muestra una carta utilizada por la AASHTO para estimar el coeficiente de capa estructural ( $a_3$ ), en función del CBR de la subbase.

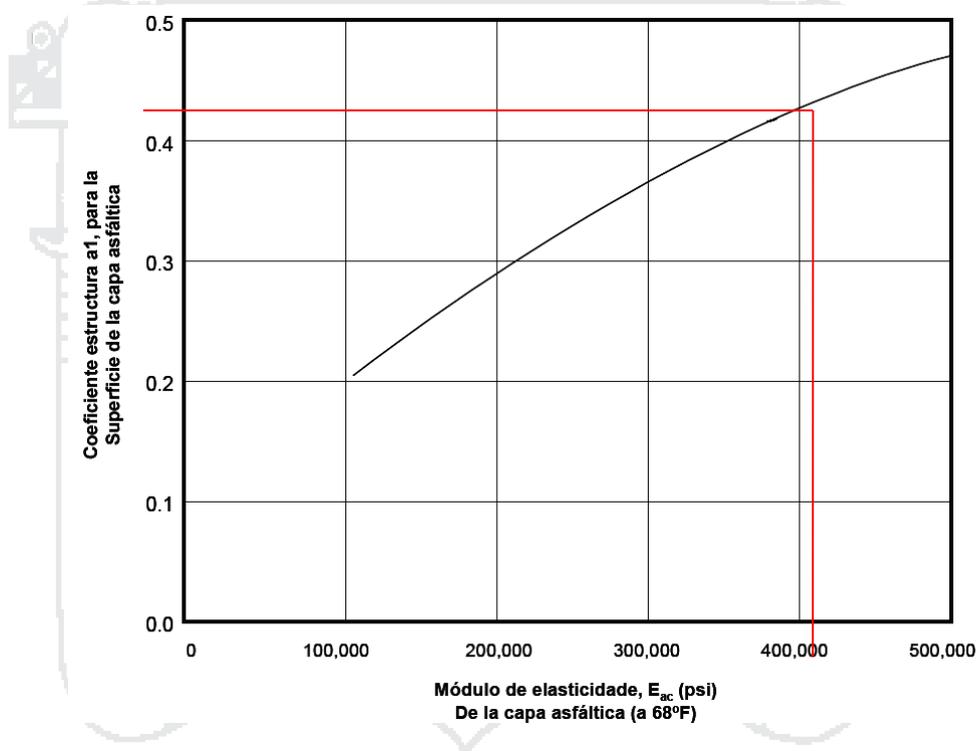
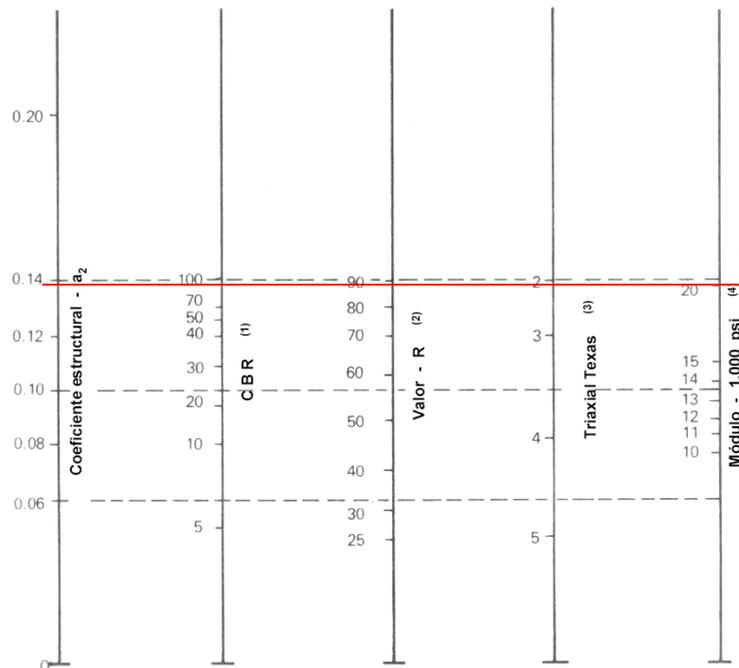
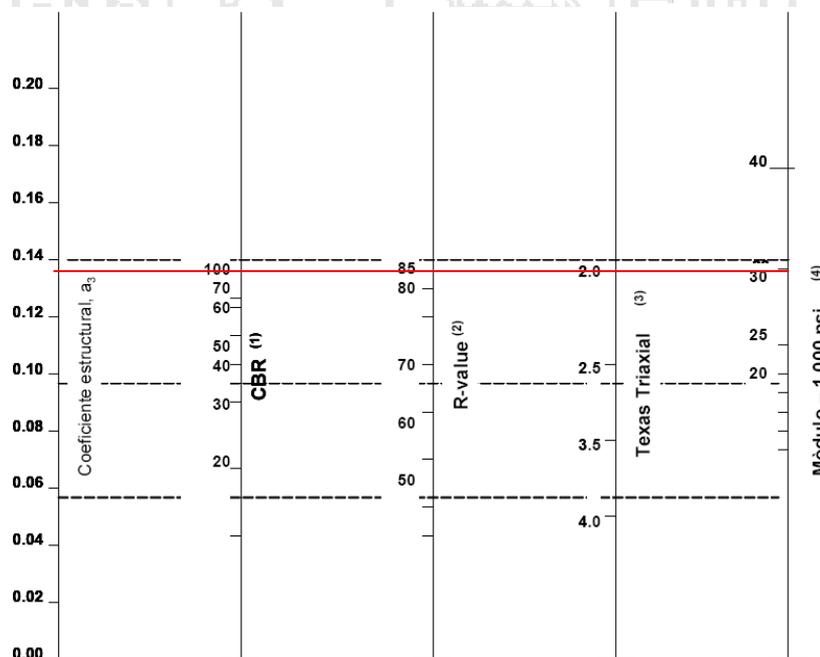


Figura 23: Grafica para determinar el coeficiente estructural de capa “a1” en función del módulo elástico del concreto asfáltico



- (1) Escala derivada de las correlaciones de Illinois
- (2) Escala derivada de las correlaciones obtenidas del Instituto del Asfalto, California, New México y Wyoming
- (3) Escala derivada de las correlaciones de Texas
- (4) Escala derivada del proyecto NCHRP (3)

Figura 24: Variación de los coeficientes de capa "a2" en subbases granulares



- (1) La escala derivó haciendo un promedio de las correlaciones obtenidas de Illinois
- (2) La escala derivó haciendo un promedio de las correlaciones obtenidas de California, New México y Wyoming
- (3) La escala derivó haciendo un promedio de las correlaciones obtenidas de Texas
- (4) La escala derivó en el proyecto NCHRP (3)

Figura 25: Variación de los coeficientes de capa "a3" en bases granulares

**COEFICIENTE DE DRENAJE**

Según Minaya Gonzales & Ordoñez Huaman (2006) en la tabla 54 se muestra la capacidad del drenaje para remover la humedad.

**Tabla 54: Capacidad del drenaje para remover la humedad**

CALIDAD DEL DRENAJE	AGUA REMOVIDA EN:
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Pobre	1 mes
Malo	agua no drena

Fuente: Minaya Gonzales & Ordoñez Huaman, (2006)

Los valores  $m_1$  recomendados para modificar los Coeficientes estructurales de capa de bases y subbases sin tratamiento, en pavimentos flexibles se puede ver en la tabla 55.

**Tabla 55: Porcentaje de Tiempo al cual está Expuesta**

Calidad del Drenaje	Porcentaje de Tiempo al cual está Expuesta la Estructura del Pavimento a Niveles de Humedad Próxima a la Saturación			
	Menor del 1%	1 - 5%	5 - 25%	Mayor del 25%
Excelente	1.40 - 1.35	1.35 - 1.30	1.30 - 1.20	1.20
Bueno	1.35 - 1.25	1.25 - 1.15	1.15 - 1.00	1.00
Regular	1.25 - 1.15	1.15 - 1.05	1.00 - 0.80	0.80
Pobre	1.15 - 1.05	1.05 - 0.80	0.80 - 0.60	0.60
Muy Pobre	1.05 - 0.95	0.95 - 0.75	0.75 - 0.40	0.40

Fuente: Minaya Gonzales & Ordoñez Huaman, (2006)

$$m_2 = m_3 = 1.0$$

**DISEÑO DE ESPESORES POR AASHTO 1993**

**VIA PRINCIPAL**

En función a todos los parámetros arriba indicados, se ha determinado que se requiere de un número estructural  $SN = 3.13$ , para el diseño de los espesores del pavimento es necesario conocer los coeficientes de capa y los coeficientes de drenaje hallados de las figuras 23, 24, 25. Tal como se muestran a continuación.

$$a_1 = 0.42''$$

$$a_3 = 0.137''$$

$$a_2 = 0.138''$$

$$m_2 = m_3 = 1$$

De la ecuación:

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

$$SN = (0.42) (4) + (0.138) (6)1 + (0.137) (8)1 = 3.60 > 3.13$$

El diseño de los espesores del pavimento de la vía principal sería:

- Carpeta de rodadura asfáltica  $D_1 = 4'' \approx 0.10 \text{ m}$
- Base granular  $D_2 = 6'' \approx 0.16 \text{ m}$
- Subbase granular  $D_3 = 8'' \approx 0.20 \text{ m}$

En base a los espesores arriba indicados se ha obtenido un número estructural efectivo total **SN = 3.60**

Al respecto cabe mencionar que la Guía de Diseño AASHTO 1993, fija dimensiones mínimas para las capas del pavimento en función del ESAL calculado, lo que puede apreciarse en la tabla 56 siguiente:

Tabla 56: Espesores mínimos establecidos por la guía de diseño AASHTO 1993

Tráfico ESALs	Carpeta asfáltica Base granular	Base granular
Menor a 50,000	1.0" (o tratamiento superficial)	4.0"
50,001 a 150,000	2.0"	4.0"
150,001 a 500,000	2.5"	4.0"
500,001 a 2,000,000	3.0"	6.0"
2,000,001 a 7,000,000	3.5"	6.0"
Mayor a 7,000,000	4.0"	6.0"

Fuente: Guía de Diseño AASHTO 1993

En la vía principal tomaremos los siguientes espesores de diseño.



Figura 26:Espesores del pavimento, Fuente: Elaboración Propia

**VIA SECUNDARIA – TERRAPLÉN Y RAMAL**

En función a todos los parámetros arriba indicados, se ha determinado que se requiere de un número estructural  $SN = 2.55$  y  $SN = 2.50$  respectivamente para el diseño de los espesores del pavimento es necesario conocer los coeficientes de capa y los coeficientes de drenaje hallados de las figuras 23, 24, 25. Tal como se muestran a continuación.

$$a_1 = 0.42''$$

$$a_2 = 0.138''$$

$$a_3 = 0.137''$$

$$m_2 = m_3 = 1$$

De la ecuación:  $SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$

vía secundaria – terraplén:  $SN = (0.42) (4) + (0.138) (6)1 + (0.137) (6)1 = 3.33 > 2.55$

Ramal:  $SN = (0.42) (4) + (0.138) (6)1 + (0.137) (6)1 = 3.33 > 2.50$

El diseño de los espesores del pavimento de la vía secundaria - terraplén y ramal serian:

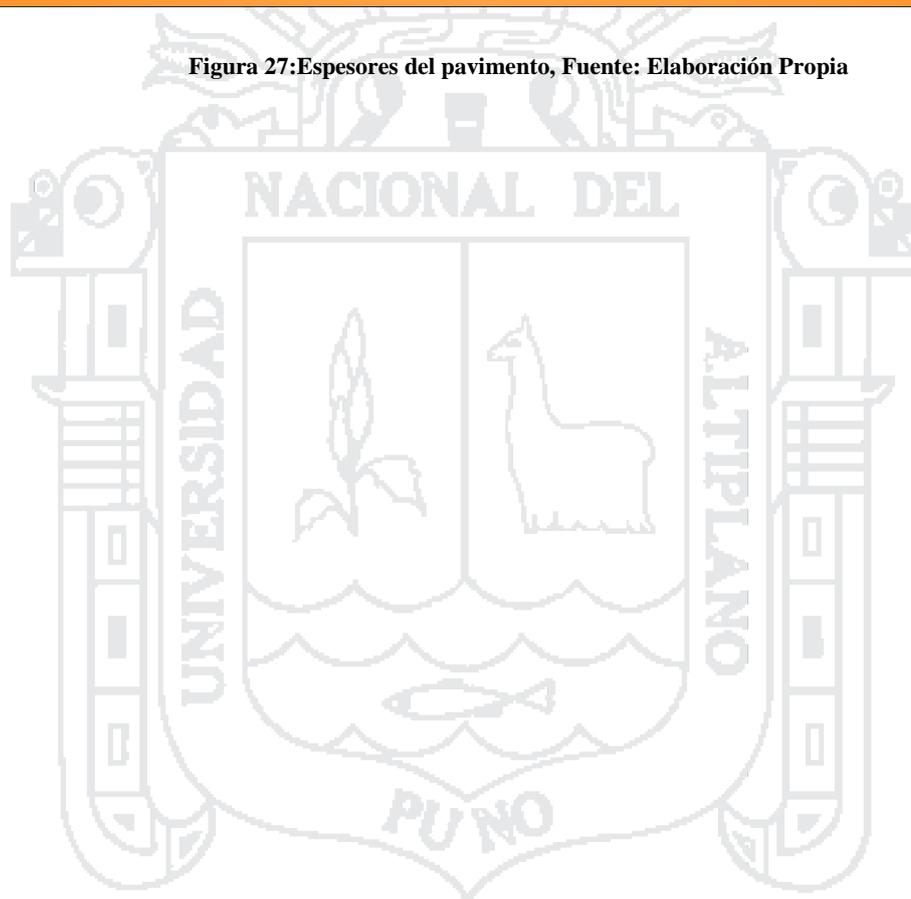
- Carpeta de rodadura asfáltica  $D_1 = 4'' \approx 0.10 \text{ m}$
- Base granular  $D_2 = 6'' \approx 0.16 \text{ m}$
- Subbase granular  $D_3 = 6'' \approx 0.16 \text{ m}$

En base a los espesores arriba indicados, se ha obtenido un número estructural efectivo total  $SN = 3.33$

En la vía secundaria-terraplén y ramal tomaremos los siguientes espesores de diseño.



Figura 27:Espesores del pavimento, Fuente: Elaboración Propia



## CAPITULO 4

### DISEÑO GEOMÉTRICO

#### 4.1 GENERALIDADES

##### 4.1.1 Velocidad de diseño

**Tabla 57: Rangos de la Velocidad de Diseño en función a la clasificación de la carretera por demanda y orografía.**

CLASIFICACIÓN	OROGRAFÍA	Velocidad De Diseño De Un Tramo Homogéneo											
		30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	
Autopista de primera clase	Plano												
	Ondulado												
	Accidentado												
	Escarpado												
Autopista de segunda clase	Plano												
	Ondulado												
	Accidentado												
	Escarpado												
Carretera de primera clase	Plano												
	Ondulado												
	Accidentado												
	Escarpado												
Carretera de segunda clase	Plano												
	Ondulado												
	Accidentado												
	Escarpado												
Carretera de tercera clase	Plano												
	Ondulado												
	Accidentado												
	Escarpado												

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2014)

Es la velocidad escogida para el diseño, entendiéndose que será la máxima que se podrá mantener con seguridad y comodidad, sobre una sección determinada de la carretera, cuando las circunstancias sean favorables para que prevalezcan las condiciones de diseño (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2014, Pag. 100).

#### 4.1.2 Clasificación de la red vial

##### 4.1.2.1 Clasificación por demanda

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2014). Presenta la siguiente clasificación.

##### 4.1.2.2 Autopistas de Primera Clase

Son carreteras con IMDA (Índice Medio Diario Anual) mayor a 6.000 veh/día, de calzadas divididas por medio de un separador central mínimo de 6,00 m; cada una de las calzadas debe contar con dos o más carriles de 3,60 m de ancho como mínimo, con control total de accesos (ingresos y salidas) que proporcionan flujos vehiculares continuos, sin cruces o pasos a nivel y con puentes peatonales en zonas urbanas.

##### 4.1.2.2.1 Autopistas de Segunda Clase

Son carreteras con un IMDA entre 6000 y 4.001 veh/día, de calzadas divididas por medio de un separador central que puede variar de 6,00 m hasta 1,00 m, en cuyo caso se instalará un sistema de contención vehicular; cada una de las calzadas debe contar con dos o más carriles de 3,60 m de ancho como mínimo, con control parcial de accesos (ingresos y salidas) que proporcionan flujos vehiculares continuos; pueden tener cruces o pasos vehiculares a nivel y puentes peatonales en zonas urbanas.

#### 4.1.2.2.2 Carreteras de Primera Clase

Son carreteras con un IMDA entre 4.000 y 2.001 veh/día, con una calzada de dos carriles de 3,60 m de ancho como mínimo. Puede tener cruces o pasos vehiculares a nivel y en zonas urbanas es recomendable que se cuente con puentes peatonales o en su defecto con dispositivos de seguridad vial, que permitan velocidades de operación, con mayor seguridad.

#### 4.1.2.2.3 Carreteras de Segunda Clase

Son carreteras con IMDA entre 2.000 y 400 veh/día, con una calzada de dos carriles de 3,30 m de ancho como mínimo. Puede tener cruces o pasos vehiculares a nivel y en zonas urbanas es recomendable que se cuente con puentes peatonales o en su defecto con dispositivos de seguridad vial, que permitan velocidades de operación, con mayor seguridad.

#### 4.1.2.2.4 Carreteras de Tercera Clase

Son carreteras con IMDA menores a 400 veh/día, con calzada de dos carriles de 3,00 m de ancho como mínimo. De manera excepcional estas vías podrán tener carriles hasta de 2,50 m, contando con el sustento técnico correspondiente. Estas carreteras pueden funcionar con soluciones denominadas básicas o económicas, consistentes en la aplicación de estabilizadores de suelos, emulsiones asfálticas y/o micro pavimentos; o en afirmado, en la superficie de rodadura. En caso de ser pavimentadas deberán cumplirse con las condiciones geométricas estipuladas para las carreteras de segunda clase

#### 4.1.2.2.5 Trochas Carrozables

Son vías transitables, que no alcanzan las características geométricas de una carretera, que por lo general tienen un IMDA menor a 200 veh/día. Sus calzadas deben tener un ancho mínimo de 4,00 m, en cuyo caso se construirá ensanches denominados plazoletas de cruce, por lo menos cada 500 m. La superficie de rodadura puede ser afirmada o sin afirmar.

#### 4.1.2.3 Clasificación por orografía

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2014). Presenta la siguiente clasificación.

##### 4.1.2.3.1 Terreno plano (tipo 1)

Tiene pendientes transversales al eje de la vía menores o iguales al 10% y sus pendientes longitudinales son por lo general menores de tres por ciento (3%), demandando un mínimo de movimiento de tierras, por lo que no presenta mayores dificultades en su trazado.

##### 4.1.2.3.2 Terreno ondulado (tipo 2)

Tiene pendientes transversales al eje de la vía entre 11% y 50% y sus pendientes longitudinales se encuentran entre 3% y 6 %, demandando un moderado movimiento de tierras, lo que permite alineamientos más o menos rectos, sin mayores dificultades en el trazado.

#### 4.1.2.3.3 Terreno accidentado (tipo 3)

Tiene pendientes transversales al eje de la vía entre 51% y el 100% y sus pendientes longitudinales predominantes se encuentran entre 6% y 8%, por lo que requiere importantes movimientos de tierras, razón por la cual presenta dificultades en el trazado.

#### 4.1.2.3.4 Terreno escarpado (tipo 4)

Tiene pendientes transversales al eje de la vía superiores al 100% y sus pendientes longitudinales excepcionales son superiores al 8%, exigiendo el máximo de movimiento de tierras, razón por la cual presenta grandes dificultades en su trazado.

### 4.1.3 Sección trasversal

El elemento más importante de la sección transversal es la zona destinada a la superficie de rodadura o calzada, cuyas dimensiones deben permitir el nivel de servicio previsto en el proyecto, sin perjuicio de la importancia de los otros elementos de la sección transversal, tales como bermas, aceras, cunetas, taludes y elementos complementarios (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2014, Pag. 204).

#### 4.1.3.1 Elementos de la sección transversal

Los elementos que conforman la sección transversal de la carretera son: carriles, calzada o superficie de rodadura, bermas, cunetas, taludes y elementos complementarios (barreras de seguridad, ductos y cámaras para fibra óptica, guardavías y otros), que se encuentran dentro del Derecho de Vía del proyecto. En la Figura 28, se muestra una sección tipo a media ladera para una autopista en tangente (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2014, Pag. 204).

SECCION TRANSVERSAL TIPO A MEDIA LADERA PARA UNA AUTOPISTA EN TANGENTE

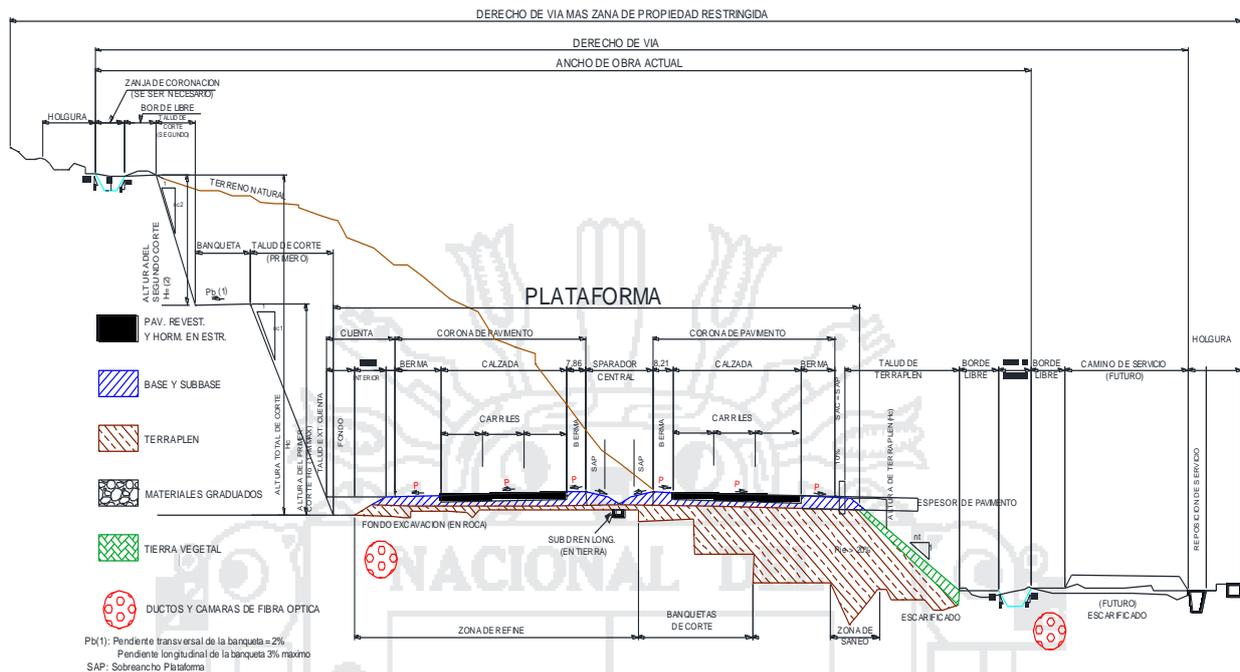


Figura 28:Sección transversal tipo a media ladera para una autopista en tangente, Fuente: Ministerio de Transportes y comunicaciones (2014)

4.1.4 Faja de dominio

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2014). Define la faja de dominio como: el terreno de ancho variable dentro del cual se encuentra comprendida la carretera, sus obras complementarias, servicios, áreas previstas para futuras obras de ensanche o mejoramiento, y zonas de seguridad para el usuario.

La tabla 58 indica los anchos mínimos que debe tener el derecho de vía, en función a la clasificación de la carretera por demanda y orografía.

Tabla 58:Anchos mínimos de Derecho de Vía

Clasificación	Anchos mínimos
Autopistas Primera Clase	40
Autopistas Segunda Clase	30
Carretera Primera Clase	25
Carretera Segunda Clase	20
Carretera Tercera Clase	16

Fuente: El Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2014).

Para los tramos de carretera que atraviesan zonas urbanas, la autoridad competente fijará el derecho de vía, en función al ancho requerido por la sección transversal del proyecto, debiendo efectuarse el saneamiento físico legal, para cumplir con los anchos mínimos fijados en la tabla 58; excepcionalmente podrá fijarse anchos mínimos inferiores, en función a las construcciones e instalaciones permanentes adyacentes a la carretera.

#### 4.1.5 Calzada y bermas

##### 4.1.5.1 Calzada o superficie de rodadura

Parte de la carretera destinada a la circulación de vehículos compuesta por uno o más carriles, no incluye la berma. La calzada se divide en carriles, los que están destinados a la circulación de una fila de vehículos en un mismo sentido de tránsito. Los anchos de carril que se usen, serán de 3,00 m, 3,30 m y 3,60 m (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2014, Pag. 208). Se tendrán en cuenta las siguientes consideraciones:

- En autopistas: El número mínimo de carriles por calzada será de dos.
- En carreteras de calzada única: Serán dos carriles por calzada.

##### 4.1.5.1.1 Ancho de la calzada en tangente

El ancho de la calzada en tangente se determinará tomando como base el nivel de servicio deseado al finalizar el período de diseño.

En tabla 59 se indican los valores del ancho de calzada para diferentes velocidades de diseño con relación a la clasificación de la carretera (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2014, Pag. 209).

**Tabla 59: Anchos mínimos de calzada en tangente**

Clasificación	Autopista								Carretera				Carretera				Carretera			
	> 6.000				6.000 - 4001				4.000-2.001				2.000-400				< 400			
Tipo	Primera Clase				Segunda Clase				Segunda Clase				Primera Clase				Segunda Clase			
Orografía	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
V. diseño: 30 km/h																				6.60
40 km/h															6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	
50 km/h											7.20	7.20			6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	
60 km/h					7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	6.60	6.60	6.60			
70 km/h			7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	6.60		6.60	6.60		
80 km/h	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20		7.20	7.20			6.60	6.60		
90 km/h	7.20	7.20	7.20		7.20	7.20	7.20		7.20	7.20			7.20				6.60	6.60		
100 km/h	7.20	7.20	7.20		7.20	7.20	7.20		7.20				7.20							
110 km/h	7.20	7.20			7.20															
120 km/h	7.20	7.20			7.20															
130 km/h	7.20																			

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2014)

#### 4.1.5.2 Bermas

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2014), define como la franja longitudinal, paralela y adyacente a la calzada o superficie de rodadura de la carretera, que sirve de confinamiento de la capa de rodadura y se utiliza como zona de seguridad para estacionamiento de vehículos en caso de emergencias.

Cualquiera sea la superficie de acabado de la berma, en general debe mantener el mismo nivel e inclinación (bombeo o peralte) de la superficie de rodadura o calzada, y acorde a la evaluación técnica y económica del proyecto, está constituida por materiales similares a la capa de rodadura de la calzada.

Las autopistas contarán con bermas interiores y exteriores en cada calzada, siendo las primeras de un ancho inferior. En las carreteras de calzada única, las bermas deben tener anchos iguales.

Adicionalmente, las bermas mejoran las condiciones de funcionamiento del tráfico y su seguridad; por ello, las bermas desempeñan otras funciones en proporción a su ancho tales como protección al pavimento y a sus capas inferiores, detenciones ocasionales, y como zona de seguridad para maniobras de emergencia.

La función como zona de seguridad, se refiere a aquellos casos en que un vehículo se salga de la calzada, en cuyo caso dicha zona constituye un margen de seguridad

#### 4.1.5.2.1 Ancho de las bermas

En la tabla 60, se establece el ancho de bermas en función a la clasificación de la vía, velocidad de diseño y orografía (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2014, Pag. 211).

**Tabla 60: Ancho de bermas**

Clasificación	Autopista								Carretera				Carretera				Carretera			
	> 6.000				6.000 - 4001				4.000-2.001				2.000-400				< 400			
Tipo	Primera Clase				Segunda Clase				Segunda Clase				Primera Clase				Segunda Clase			
Orografía	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
V. diseño: 30 km/h																			0.50	0.50
40 km/h																1.20	1.20	0.90	0.50	
50 km/h											2.60	2.60			1.20	1.20	1.20	0.90	0.50	
60 km/h					3.00	3.00	2.60	2.60	3.00	3.00	2.60	2.60	2.00	2.00	1.20	1.20	1.20	0.90		
70 km/h			3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	2.00	2.00	1.20		1.20	0.90		
80 km/h	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00		2.00	2.00			1.20	0.90		
90 km/h	3.00	3.00	3.00		3.00	3.00	3.00		3.00	3.00			2.00				1.20	0.90		
100 km/h	3.00	3.00	3.00		3.00	3.00	3.00		3.00				2.00							
110 km/h	3.00	3.00			3.00															
120 km/h	3.00	3.00			3.00															
130 km/h	3.00																			

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2014)

#### 4.1.6 Separadores

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2014), define los separadores como fajas de terreno paralelas al eje de la carretera, para separar direcciones opuestas de tránsito (separador central) o para separar calzadas del mismo sentido del tránsito. El separador está comprendido entre las bermas o cunetas interiores de ambas calzadas.

Aparte de su objetivo principal, independizar la circulación de las calzadas, el separador puede contribuir a disminuir cualquier tipo de interferencia como el deslumbramiento nocturno, o como zona de emergencia en caso de despiste.

En autopistas de primera clase el separador central tendrá un ancho mínimo de 6,00 m y en las autopistas de segunda clase, variará de 6,00 m hasta 1,00 m, en cuyo caso se instalará un sistema de contención vehicular. Por lo general los separadores laterales deben tener un ancho menor que el separador central.

#### 4.1.7 Gálibo

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2014). Denomina Gálibo a la altura libre que existe entre la superficie de rodadura y la parte inferior de la superestructura de un puente carretero, ferroviario o peatonal.

En puentes sobre cursos de agua se denomina altura libre, y es la que existe entre el nivel máximo de las aguas y la parte inferior de la superestructura de un puente.

Dicho Gálibo para el caso de las carreteras será 5,50 m. como mínimo. Para el caso de los puentes sobre cursos hídricos, la Altura Libre será determinada por el diseño particular de cada proyecto, que no será menor a 2,50 m.

Para los puentes sobre cursos navegables, se diseñará alturas libres acorde a las características y dimensiones de las naves que harán uso de la vía.

Cuando una carretera pase debajo de una estructura vial, su sección transversal debe permanecer inalterada y los estribos o pilares de la obra debajo de la cual pasa, deberán encontrarse fuera de las bermas y/o de las cunetas.

#### 4.1.8 Diseño geométrico en planta y perfil

##### 4.1.8.1 Alineamiento horizontal

##### 4.1.8.2 Tramos en tangente

Las longitudes mínimas admisibles y máximas deseables se indican en la tabla 61, el cual están en función a la velocidad de diseño.

**Tabla 61: Longitudes de tramos en tangente**

V (km/h)	L mín.s (m)	L mín.o (m)	L máx (m)
40	56	111	668
50	69	139	835
60	83	167	1002
70	97	194	1169
80	111	222	1336
90	125	250	1503
100	139	278	1670
110	153	306	1837
120	167	333	2004
130	180	362	2171

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2014).

Dónde: L min.s : Longitud mínima (m) para trazados en “S” (alineamiento recto entre alineamientos con radios de curvatura de sentido contrario).

L min.o : Longitud mínima (m) para el resto de casos (alineamiento recto entre alineamientos con radios de curvatura del mismo sentido).

L máx : Longitud máxima deseable (m).

V: Velocidad de diseño (km/h)

Las longitudes de tramos en tangente presentada en la Tabla 302.01 (Ministerio de Transportes y Comunicaciones 2014), están calculadas con las siguientes formulas:

$$L_{\min.s} : 1,39 V$$

$$L_{\min.o} : 2,78 V$$

$$L_{\max} : 16,70 V$$

#### 4.1.8.3 Curvas circulares

Las curvas horizontales circulares simples son arcos de circunferencia de un solo radio que unen dos tangentes consecutivas, conformando la proyección horizontal de las curvas reales o espaciales.

##### 4.1.8.3.1 Elementos de la curva circular

Los elementos y nomenclatura de las curvas horizontales circulares que a continuación se indican, deben ser utilizadas sin ninguna modificación y son los siguientes.

En la Figura 29 se ilustran los indicados elementos y nomenclatura de la curva horizontal circular.

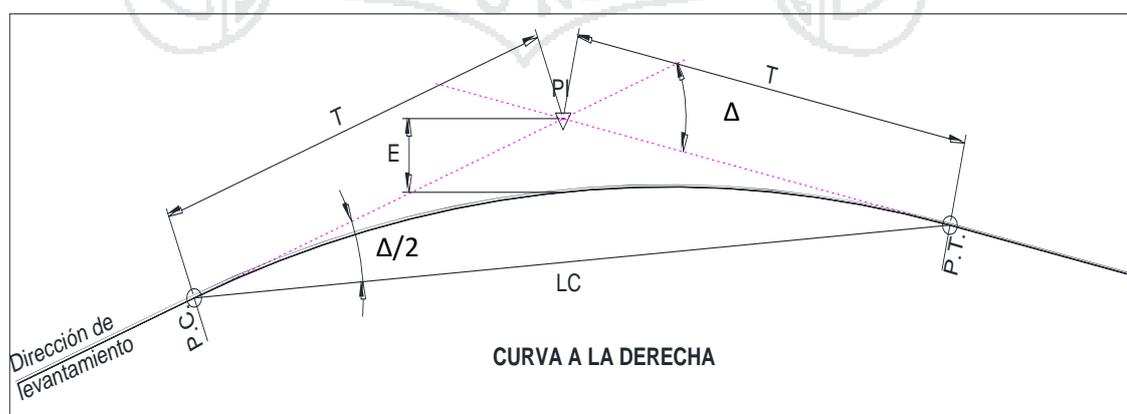


Figura 29: Elementos de Curva circular, Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2014).

P.C.	= Punto de Inicio de la Curva	$T = R \tan \frac{\Delta}{2}$
P.I.	= Punto de Intersección	$L.C. = 2R \sin \frac{\Delta}{2}$
P.T.	= Punto de Tangencia	$L = 2\pi R \frac{\Delta}{360}$
E	= Distancia a Externa (m.)	$M = R \left[ 1 - \cos \left( \frac{\Delta}{2} \right) \right]$
M	= Distancia de la Ordenada Media (m.)	$E = R \left[ \sec(\Delta/2) - 1 \right]$
R	= Longitud del Radio de la Curva (m.)	
T	= Longitud de la Subtangente (P.C a P.I. a P.T.) (m.)	
L	= Longitud de la Curva (m.)	
L.C.	= Longitud de la Cuerda (m.)	
$\Delta$	= Angulo de Deflexión	

#### 4.1.8.3.2 Radios mínimos

Los radios mínimos de curvatura horizontal son los menores radios que pueden recorrerse con la velocidad de diseño y la tasa máxima de peralte, en condiciones aceptables de seguridad y comodidad, para cuyo calculo puede utilizarse la siguiente fórmula:

$$R_m = \frac{V^2}{127 (P_{m\acute{a}x} + f_{m\acute{a}x.})}$$

- Dónde:
- $R_m$  : Radio Míximo
  - $V$  : Velocidad de diseño
  - $P_{m\acute{a}x}$  : Peralte máximo asociado a  $V$  (en tanto por uno).
  - $f_{m\acute{a}x}$  : Coeficiente de fricción transversal máximo asociado a  $V$ .

4.1.8.4 Perfil longitudinal

4.1.8.5 Pendiente

4.1.8.5.1 Pendiente mínima

Es conveniente proveer una pendiente mínima del orden de 0,5%, a fin de asegurar en todo punto de la calzada un drenaje de las aguas superficiales.

4.1.8.5.2 Pendiente máxima

Es conveniente considerar las pendientes máximas que están indicadas en la tabla 62, no obstante, se pueden presentar los siguientes casos particulares:

En zonas de altitud superior a los 3.000 msnm, los valores máximos de la Tabla 303.01, se reducirán en 1% para terrenos accidentados o escarpados. En autopistas, las pendientes de bajada podrán superar hasta en un 2% los máximos establecidos en la 62.

**Tabla 62: Pendientes máximas (%)**

Clasificación	Autopista								Carretera				Carretera				Carretera			
	> 6.000				6.000 - 4001				4.000-2.001				2.000-400				< 400			
Tipo	Primera Clase				Segunda Clase				Segunda Clase				Primera Clase				Segunda Clase			
Orografía	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
V. diseño: 30 km/h																			10.00	10.0
40 km/h																9.00	8.00	9.00	10.00	
50 km/h											7.00	7.00			8.00	9.00	8.00	8.00	8.00	
60 km/h					6.00	6.00	7.00	7.00	6.00	6.00	7.00	7.00	6.00	7.00	8.00	9.00	8.00	8.00		
70 km/h			5.00	5.00	6.00	6.00	6.00	7.00	6.00	6.00	7.00	7.00	6.00	6.00	7.00		7.00	7.00		
80 km/h	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00		6.00	6.00			7.00	7.00		
90 km/h	4.50	4.50	5.00		5.00	5.00	6.00		5.00	5.00			6.00				6.00	6.00		
100 km/h	4.50	4.50	4.50		5.00	5.00	6.00		5.00				6.00							
110 km/h	4.00	4.00			4.00															
120 km/h	4.00	4.00			4.00															
130 km/h	3.50																			

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2014).

#### 4.1.8.6 Curvas verticales

##### 4.1.8.6.1 Generalidades

Los tramos consecutivos de rasante serán enlazados con curvas verticales parabólicas, cuando la diferencia algebraica de sus pendientes sea mayor del 1%, para carreteras pavimentadas y del 2% para las demás. Dichas curvas verticales parabólicas son definidas por su parámetro de curvatura  $K$ , que equivale a la longitud de la curva en el plano horizontal en metros, para cada 1% de variación en la pendiente es así:

$$K=L/A$$

Donde,

$K$  : Parámetro de curvatura

$L$  : Longitud de la curva vertical

$A$  : Valor Absoluto de la diferencia algebraica de las pendientes

##### 4.1.8.6.2 Tipos de curvas verticales

Las curvas verticales se pueden clasificar por su forma como curvas verticales convexas y cóncavas, y de acuerdo con la proporción entre sus ramas que las forman como simétricas y asimétricas.

La CURVA VERTICAL SIMÉTRICA está conformada por dos parábolas de igual longitud, que se unen en la proyección vertical del PIV. La curva vertical recomendada es la parábola cuadrática, cuyos elementos principales y expresiones matemáticas se incluyen a continuación, tal como se aprecia en la figura 30.

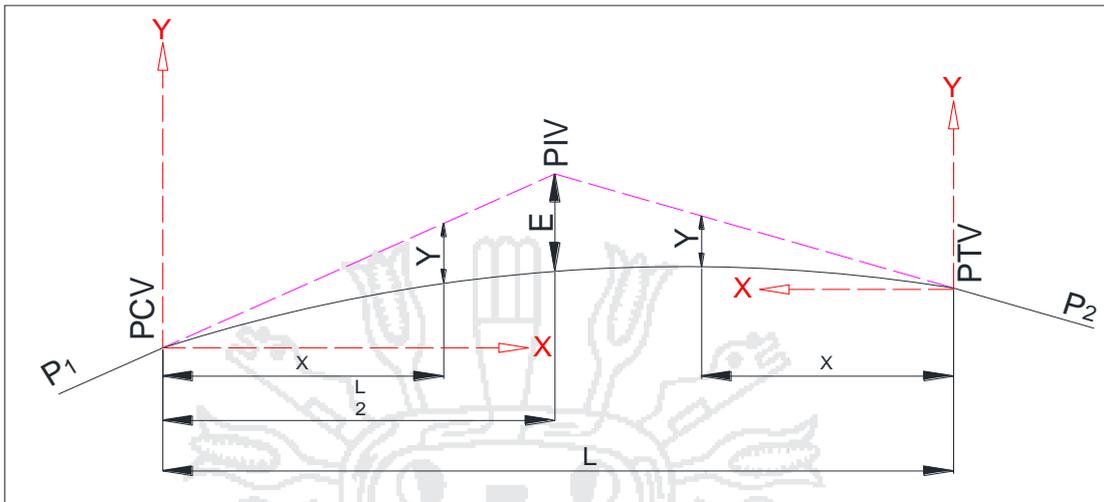


Figura 30: Elementos de la curva vertical simétrica, Fuente: MTC, (2014).

Donde:

PCV : Principio de la curva vertical

PIV : Punto de intersección de las tangentes verticales

PTV : Término de la curva vertical

L : Longitud de la curva vertical, medida por su proyección horizontal, en metros (m).

S<sub>1</sub> : Pendiente de la tangente de entrada, en porcentaje (%)

S<sub>2</sub> : Pendiente de la tangente de salida, en porcentaje (%)

A : Diferencia algebraica de pendientes, en porcentaje (%)

$$A = |S_1 - S_2|$$

E : Externa. Ordenada vertical desde el PIV a la curva, en metros (m), se determina con la siguiente fórmula:

$$E = AL/800$$

X : Distancia horizontal a cualquier punto de la curva desde el PCV o desde el PTV.

Y : Ordenada vertical en cualquier punto, también llamada corrección de la curva vertical, se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$Y = X^2 \left( \frac{A}{200L} \right)$$

## 4.2 ANÁLISIS Y DISEÑO GEOMÉTRICO

### 4.2.1 Vía principal

#### 4.2.1.1 Definición de la geometría del trazado

La vía principal es la que tiene mayor demanda vehicular se encuentra en la carretera Panamericana Sur “Puno – Desaguadero”, y la prolongación de la Av. El Ejército de la ciudad de Puno, teniendo como longitud total 815.25 metros. Entre las progresivas Km. 1369+056 al Km. 1369+861 de la ruta nacional PE-3S.

#### 4.2.1.2 Clasificación y Velocidad de diseño

De acuerdo al capítulo I del manual de diseño geométrico de carreteras (DG-2014). Se determinó su clasificación:

- Clasificación por demanda: Autopista de primera clase  
Tráfico IMDA : > 6000 Veh/día (Según Aforo Vehicular)
- Clasificación por orografía: Terreno plano (Tipo 1)

De acuerdo a la Tabla 204.01 del Manual de Diseño Geométrico DG 2014 y las características mencionadas se tiene:

Definición	Características	IMDA	CALZADA	Vel. Diseño plano
Vía Principal	Autopista de primera clase	≥6000 veh/día	2 carriles por calzada de 3.6m	80 – 130 Km/h

De acuerdo a la anterior tabla la vía debía clasificarse como una autopista de primera clase. Pero se tomó la decisión de diseñar la vía como una autopista de segunda clase, ya que el proyecto está condicionado a las estructuras ya construidas por ser una vía que se ubica en una zona urbana.

Teniendo estas aclaraciones en resumen se muestra el siguiente cuadro.

Definición	Características	CALZADA	Vel. Diseño adoptada
Vía Principal	Autopista de Segunda clase	2 carriles por sentido de 3.6m	60Km/h

#### 4.2.1.3 Geometría en planta y perfil

A continuación, se detallan los parámetros mínimos, máximos y adoptados en el diseño geométrico, tanto en planta y perfil de la vía principal.

##### 4.2.1.3.1 Alineamiento Horizontal

###### a) Longitud de Tramos en Tangente

Del Manual de diseño Geométrico DG 2014 (Tabla 302.01.)

Vd (Km/h)	Lmín.s (m)	Lmín.o (m)	Lmáx (m)	L adoptada (m)
60	83	167	1002	332.03

Siendo: L min.s : Longitud mínima (m) para trazados en “S” (alineamiento recto entre alineamientos con radios de curvatura de sentido contrario).

Lmín.o : Longitud mínima (m) para el resto de los casos (alineación recta entre alineaciones curvas con radios de curvatura del mismo sentido)

Lmáx : Longitud máxima (m)

Vd : Velocidad de diseño (Km/h)

###### b) Distancia de Visibilidad de Paso y de Parada

Del Manual de diseño Geométrico DG 2014 (Tabla 205.01 y 205.03)

Velocidad de Diseño	Distancia Mínima de Visibilidad de Parada (Dp)	Distancia Mínima de Visibilidad de Paso (Da)
60 Km/h	Pendiente 0%: 85 <b>Pendiente -3%: 87</b> Pendiente 3% : 80	<b>410 m</b>

4.2.1.3.2 Perfil Longitudinal

**a) Longitud de Curvas Convexas**

Del Manual de diseño Geométrico DG 2014 (Figura 303.06) se tiene.

LONGITUD DE CURVAS CONVEXAS		
Velocidad de diseño (Km/h)	Diferencia de pendientes	Longitud mínima de curva
60 Km/h	0.75	35.00 m

**b) Longitud de Curvas Cóncavas**

Del Manual de diseño Geométrico DG 2014 (Figura 303.08) se tiene.

LONGITUD DE CURVAS CÓNCAVAS		
Velocidad de diseño (Km/h)	Diferencia de pendientes	Longitud mínima de curva
60 Km/h	1.96	35.00 m

**c) Pendiente Máxima**

Del Manual de diseño Geométrico DG 2014 (Tabla 303.01)

Característica	Velocidad de Diseño	Pendiente Máxima
Autopista Segunda clase	60 Km/h	6.0 %

En función a las características de la infraestructura vial, se tendrá un paso superior en el sentido perpendicular a la vía principal, motivo por el cual se debe de garantizar el gálibo mínimo establecido en el manual, siendo este de 5.5 m entre la rasante inferior y el paso superior.

4.2.1.3.3 Geometría de la sección transversal

**a) Ancho Mínimo de la Faja de Dominio**

Del Manual de diseño Geométrico DG 2014 (tabla 304.09)

Tipo de Carretera	Mínimo Absoluto (m)
Autopista segunda clase	30

### b) Número de Carriles

El número y la distribución de carriles estuvo en función a dos factores: el primero debido a las características de tránsito de la vía, y el segundo, a la configuración de las vías de entrada y de salida existentes tanto por el norte y por el sur.

Es así que actualmente la progresiva inicial de la vía Km. 0+000 se encuentra dentro de la Prolongación Av. Ejército, la cual está conformada por una calzada de 02 carriles por sentido. Mientras que la progresiva final Km. 0+815.25 se encuentra dentro de la carretera Puno Desaguadero, la cual consta de una única calzada, con 01 carril por sentido.

Desacuerdo a la clasificación de la vía como autopista de segunda clase. Se diseñó la sección transversal con dos carriles por sentido con un separador central de 1.00 m.

### c) Ancho de Calzada en Tramos en Tangente

Del Manual de diseño Geométrico DG 2014 (Tabla 304.01.)

Característica	Velocidad de Diseño	Ancho de calzada
Autopista Segunda clase	60 Km/h	7.2 m

### d) Ancho de Bermas

Del Manual de diseño Geométrico DG 2014 (Tabla 304.02)

Característica	Velocidad de Diseño	Ancho de Berma	Ancho Adoptado
Autopista segunda clase	60 Km/h	3 m	1.5m

La vía de diseño se ubica en zona urbana por lo que está limitada en su sección transversal por las viviendas adyacentes. Por lo cual se asumió el ancho de berma externa de 1.50 m y el interno de 0.5m.

**e) Bombeo de la Calzada**

Del Manual de Diseño Geométrico DG 2014 (Tabla 304.03.)

Tipo de Superficie	Nivel de Precipitación	Bombeo
Pavimento Superior	> 500 mm/año	2.5 %

**f) Inclinación transversal de las bermas**

Del Manual de Diseño Geométrico DG 2014 (figura 304.03)

Tipo de Superficie	Nivel de Precipitación	Bombeo
Grava o Afirmados	> 500 mm/año (*)	4 %
Pavimento o tratamiento	> 500 mm/año (*)	4 %

De acuerdo a la definición de berma del Manual de Diseño Geométrico DG 2014 (Pág. 210) en el presente proyecto se tomó un bombeo similar a la de la calzada.

**g) Ancho del Separador Central**

Del Manual de Diseño Geométrico DG 2014 (Pág. 219)

Característica	Velocidad Directriz	Mínimo Absoluto
Autopista segunda clase	60 Km/h	6.0 m hasta 1m

La vía de diseño se ubica en zona urbana por lo que está limitada en su sección transversal por las viviendas adyacentes. Por lo cual se asumió el separador central de 1.00 m con contención vehicular.

**h) Altura Libre Mínima en los Pasos Bajo Nivel**

Se tendrá como altura libre, desde la rasante del perfil longitudinal, hasta el punto más bajo de la superestructura del paso a desnivel: 5.50 m.

#### 4.2.2 Vía secundaria

##### 4.2.2.1 Definición de la geometría del trazado

Esta vía se encuentra emplazada dentro del alineamiento: de la Avenida el Estudiante por la zona oeste. Esta vía tiene como longitud total 644.46 m , y a su vez se encuentra en este alineamiento el paso a desnivel. Teniendo como progresiva de inicio a una distancia de 393.80 m de la intersección de las vías (Km. 1369+484 m).

##### 4.2.2.2 Clasificación y Velocidad de diseño

En función al capítulo I del manual de diseño geométrico de carreteras (DG-2014). Se determinó su clasificación:

- Clasificación por demanda: Autopista de primera clase  
Tráfico IMDA : > 6.000 veh/día (Según Aforo Vehicular)
- Clasificación por orografía: Terreno plano (Tipo 1)

De acuerdo a la Tabla 204.01 del Manual de Diseño Geométrico (2014) y las características mencionadas se tiene:

Definición	Características	IMDA	CALZADA	Vel. Diseño
Vía Secundaria	Autopista de primera clase	> 6.000	-2 carriles por calzada de 3.6m	80 – 130 Km/h

De acuerdo a la tabla anterior la vía debía clasificarse como una autopista de primera clase. Pero se tomó la decisión de diseñar la vía como una carretera de primera clase, porque la ubicación del proyecto está condicionado a las estructuras ya construidas por ser una vía que se ubica en una zona urbana, y también se modificó la velocidad de diseño a 40 km/hora para adecuarnos más a la zona. Teniendo estas aclaraciones y tomando en cuenta el manual de diseño geométrico de vías urbanas -2005-VCHI. Se muestra la siguiente tabla.

Definición	Características	CALZADA	Vel. Diseño asumida
Vía Secundaria	Carretera de Primera clase (vía Colectora) *	2 carriles por calzada de 3.6m	40 Km/h

\*manual de diseño geométrico de vías urbanas - 2005-VCHI.

#### 4.2.2.3 Geometría en planta y perfil

A continuación, se detallan los parámetros mínimos, máximos y adoptados en el diseño geométrico, tanto en planta y perfil de la vía secundaria.

##### 4.2.2.3.1 Alineamiento Horizontal

#### a) Longitud de Tramos en Tangente

Del Manual de Diseño Geométrico DG 2014 (Tabla 302.01.)

Vd (Km/h)	Lmín.o (m)	Lmáx (m)
40	56	111

Siendo:

Lmín.o : Longitud mínima (m) para el resto de los casos (alineación recta entre alineaciones curvas con radios de curvatura del mismo sentido)

Lmáx : Longitud máxima (m)

Vd : Velocidad de diseño (Km/h)

#### b) Distancia de Visibilidad de Paso y de Parada

Del Manual de Diseño Geométrico DG 2014 (Tabla 205.01 y 205.03)

Velocidad de Diseño	Distancia Mínima de Visibilidad de Parada (Dp)	Distancia Mínima de Visibilidad de Paso (Da)
40 Km/h	Pendiente 0% : 50m <b>Pendiente -6%: 50 m</b> Pendiente 6%: 50 m	<b>270 m</b>

4.2.2.3.2 Perfil Longitudinal

**a) Longitud de Curvas Convexas**

Del Manual de diseño Geométrico DG 2014 (Figura 303.06) se tiene.

LONGITUD DE CURVAS CONVEXAS		
Velocidad de diseño (Km/h)	Diferencia de pendientes	Longitud mínima de curva
40 Km/h	10	50.00 m

**b) Longitud de Curvas Cóncavas**

Del Manual de diseño Geométrico DG 2014 (Figura 303.08) se tiene.

LONGITUD DE CURVAS CÓNCAVAS		
Velocidad de diseño (Km/h)	Diferencia de pendientes	Longitud mínima de curva
40 Km/h	4.66	35.00 m

**c) Pendiente Máxima**

Del Manual de Diseño Geométrico DG (2014) Tabla 303.01

Característica	Velocidad de Diseño	Pendiente Máxima	Pendiente Adoptada
Carretera de Primera Clase	40 Km/h	7.0 %	5.0 %

4.2.2.3.3 Geometría de la sección transversal

**a) Ancho Mínimo de la Faja de Dominio**

Del Manual de diseño Geométrico DG 2014 (Tabla 304.09.)

Tipo de Carretera	Mínimo Absoluto (m)
Carretera de Primera Clase	25 m

**b) Número de Carriles**

El número y la distribución de carriles estuvo en función a dos factores: el primero debido a las características de tránsito de la vía, y el segundo, a la configuración de las vías de entrada y de salida existentes.

Es así que la progresiva inicial de la vía Km. 0+000 y la progresiva final Km. 0+644.46 se encuentra en la prolongación de la Av. El Estudiante.

Por tal razón la geometría de la vía secundaria tuvo que adaptarse a las condiciones geométricas existentes, teniéndose en toda la extensión de la vía, una calzada con un carril por sentido, y sin separador central.

A su vez se encuentra en el alineamiento de esta vía, el eje del paso a desnivel (Puente), con una extensión de 120 m, y se encuentra dentro de las progresivas: Km. 0+333.80 y Km. 0+453.80

**c) Ancho de Carril en Tramos en Tangente**

Del Manual de Diseño Geométrico DG 2014 (Tabla 304.01.)

Característica	Velocidad de Diseño	Ancho de Carril
Carretera de Primera Clase	40 Km/h	7.2m

**d) Ancho de Bermas**

Del Manual de Diseño Geométrico DG 2014 (figura 304.03.)

Característica	Velocidad de Diseño	Ancho de Berma
Carretera de Primera Clase	40 Km/h	1.50 m

**e) Bombeo de la Calzada**

Del Manual de Diseño Geométrico DG 2014 (Tabla 304.03.)

Tipo de Superficie	Nivel de Precipitación	Bombeo
Pavimento Superior	> 500 mm/año	2.5 %

**f) Inclinación transversal de las bermas**

Del Manual de Diseño Geométrico DG 2014 (figura 304.03)

Tipo de Superficie	Nivel de Precipitación	Bombeo
Grava o Afirmados	> 500 mm/año (*)	4 %
Pavimento o tratamiento	> 500 mm/año (*)	4 %

De acuerdo a la definición de berma del Manual de Diseño Geométrico DG 2014 (Pág. 210) en el presente proyecto se tomó un bombeo similar a la de la calzada.

**g) Altura Libre Mínima en los Pasos Bajo Nivel**

Se tendrá como altura libre, desde la rasante del perfil longitudinal, hasta el punto más bajo de la superestructura del paso a desnivel: 5.50 m.

4.2.3 Ramales

4.2.3.1 Definición de la geometría del trazado

Los ramales directos permiten la conexión directa entra la vía principal y secundaria, y/o viceversa, sin cruzarse con ninguna otra ni utilizar estructuras de paso auxiliares. En la Figura 31 Se distinguen los distintos ramales que participan en la infraestructura vial.

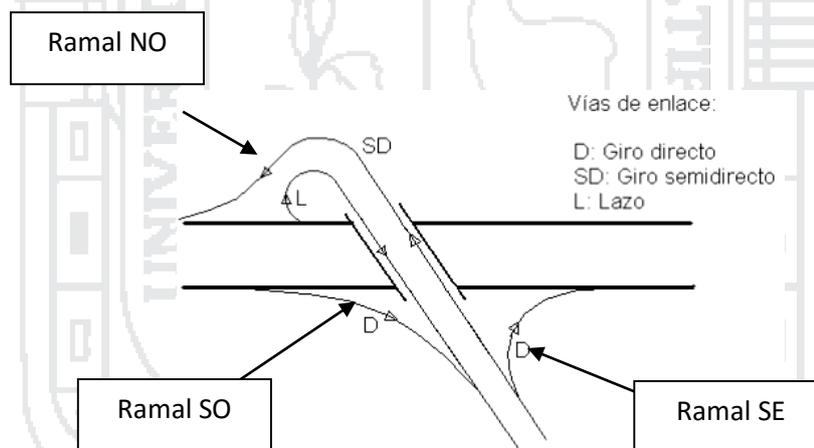


Figura 31: ramales que participan en la infraestructura vial, Fuente: Elaboración Propia

4.2.3.2 Velocidad de diseño

Del Manual de Diseño Geométrico DG 2014 (Tabla 503.06)

Tipo de Vía	Vía origen	Vía destino	Velocidad Mínima	Velocidad Adoptada
Ramal NO	Vía Secundaria V=40Km/h	Vía Principal V=60Km/h	30 Km/h	30 Km/h
Ramal SE	Vía Secundaria V=40Km/h	Vía Principal V=60Km/h	30 Km/h	30 Km/h
Ramal SO	Vía Principal V=60Km/h	Vía Secundaria V=40Km/h	30 Km/h	30 Km/h

4.2.3.2.1 Geometría en planta y perfil

**a) Pendiente**

Del Manual de Diseño Geométrico DG 2014 (Tabla 503.05)

Tipo de Vía	Pendiente Máxima
Ramal NE	5 %
Ramal NO	5 %
Ramal SE	5 %
Ramal SO	5 %

**b) Radios Mínimos**

Del Manual de Diseño Geométrico DG 2014 (Tabla 503.07)

Tipo de Vía	Velocidad de Diseño	Radio Mínimo	Peralte	Radios Adoptados
Ramal NO	30 Km/h	20 m	8	40
Ramal SE	30 Km/h	20 m	8	40
Ramal SO	30 Km/h	20 m	8	40

4.2.3.2.2 Geometría de la sección transversal

**a) Ancho de Bermas**

La sección 502.08.03 del Manual de Diseño Geométrico DG 2014. Bermas o espacios adyacentes al pavimento del ramal de giro menciona: “Por las características de diseño, en una Intersección canalizada no siempre es necesario considerar bermas, dado que, al quedar la calzada delimitada por islas, se producen espacios adicionales adyacentes, que pueden utilizarse para estacionamiento de vehículos en casos de emergencia”.

Por lo tanto, se optó bermas de 0.5 m en los ramales SE y SO a excepción del ramal NO el cual tendrá una berma derecha de 1.2 m.

**b) Ancho de Calzada**

Del Manual de Diseño Geométrico DG 2014 (Tabla 503.05 y Tabla 502.07)

Tipo de Vía	Ancho Mínimo	Ancho Adoptado
Ramal NO	4.0 m	4.0 m
Ramal SE	4.3 m	4.3 m
Ramal SO	4.3 m	4.3 m

4.2.4 Lazo

4.2.4.1 Definición de la geometría del trazado

Estos enlaces o también conocidos como lazo o loop, son vías que permiten que siempre se circule por la derecha atravesando primeramente la estructura o paso a desnivel por su parte inferior o superior, para posteriormente desviarse a la derecha para incorporarse a la vía principal o secundaria. En la Figura 32. Se distinguen los distintos enlaces que participan en la infraestructura vial.

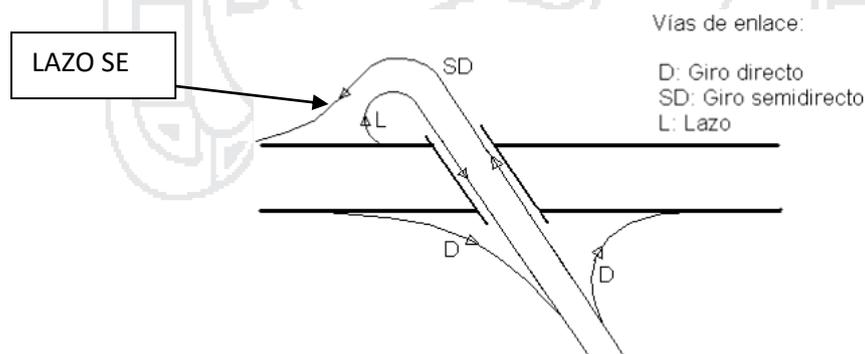


Figura 32;Enlaces del intercambio vial, Fuente: Elaboración Propia

4.2.4.2 Velocidad de Diseño

Tipo de Vía	Vía Precedente	Vía destino	Velocidad Mínima	Velocidad Adoptada
Ramal SE	Vía secundaria V=60Km/h	Vía Principal V=40Km/h	30 Km/h	30 Km/h

4.2.4.3 Geometría en planta y perfil

a) Pendiente

Tipo de Vía	Pendiente Máxima	Pendiente Adoptada
Enlace SE	5 %	5%

b) Radios Mínimos Del Manual de Diseño Geométrico DG 2014 (Tabla 503.07)

Tipo de Vía	Velocidad de Diseño	Radio Mínimo	Radios Adoptados
Enlace SE	30 Km/h	20 m	35 Km/h

4.2.4.3.1 Geometría de la sección transversal

a) Ancho de Bermas

Tipo de Vía	Velocidad de Diseño	Ancho Mínimo de Berma	Ancho de Berma Adoptado
Enlace SE	30 Km/h	1.20 m	1.20 m

b) Ancho de Calzada

(Ancho de Calzada Incluyendo Bermas)

Tipo de Vía	Ancho Mínimo	Ancho Adoptado
Enlace SE	4.0 m	4

4.2.5 Carriles de cambio de velocidad

4.2.5.1 Carril de aceleración

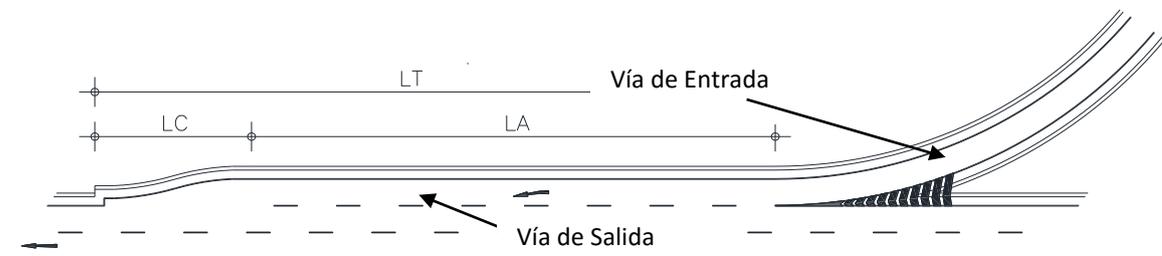
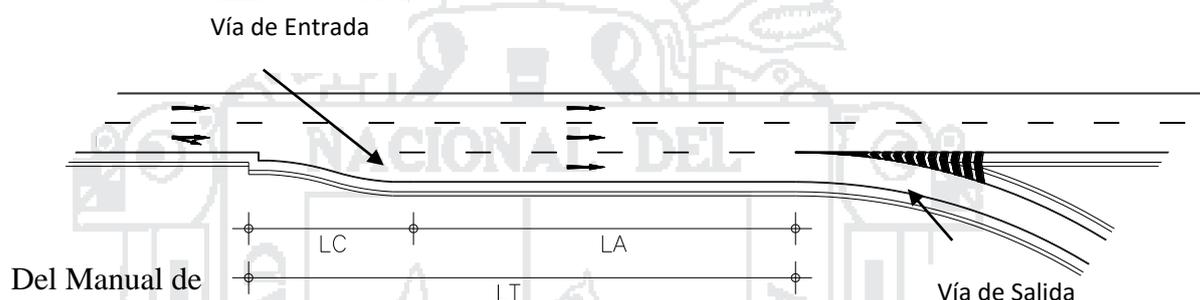


Figura 33: Carril de aceleración, Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2014)

Del Manual de Diseño Geométrico DG 2014 (Tabla 502.09)

Vía de Entrada	Vía de Salida	LC	LA	LT
Ramal NO (30)	Vía Principal (60)	50	25	75
Ramal SO (30)	Vía Secundaria (40)	50	25	75
Ramal SE (30)	Vía Principal (60)	50	25	75

4.2.5.2 Carril de deceleración



Del Manual de

Figura 34: Carril de aceleración, Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2014)

Diseño Geométrico DG 2014 (Tabla 502.19)

Vía de Entrada	Vía de Salida	LC	LD	LT
Vía Principal (60)	Ramal SE (30)	55	18	73.00 m
Vía Principal (60)	Enlace SO (30)	55	18	73.00m
Vía Secundaria (40)	Enlace SE (30)	50	7	57.00m

### 4.3 SEÑALIZACIÓN Y SEGURIDAD VIAL

#### 4.3.1 Señales verticales

El “Manual de Dispositivos de Control del Tránsito Automotor para Calles y Carreteras” del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2000) nos da a conocer:

##### 4.3.1.1 Definición

Las señales verticales, como dispositivos instalados a nivel del camino o sobre él, destinados a reglamentar el tránsito, advertir o informar a los usuarios mediante palabras o símbolos determinados.

##### 4.3.1.2 Función

Las señales verticales, como dispositivos de control del tránsito deberán ser usadas de acuerdo a las recomendaciones de los estudios técnicos realizados.

Se utilizarán para regular el tránsito y prevenir cualquier peligro que podría presentarse en la circulación vehicular. Asimismo, para informar al usuario sobre direcciones, rutas, destinos, centros de recreo, lugares turísticos y culturales, así como dificultades existentes en las carreteras.

##### 4.3.1.3 Clasificación

Las señales se clasifican en:

- Señales reguladoras o de reglamentación
- Señales de prevención
- Señales de información

**Las señales de reglamentación** tienen por objeto notificar a los usuarios de la vía de las limitaciones, prohibiciones o restricciones que gobiernan el uso de ella y cuya violación constituye un delito.

**Las señales de prevención** tienen por objeto advertir al usuario de la vía de la existencia de un peligro y la naturaleza de éste.

**Las señales de información** tienen por objeto identificar las vías y guiar al usuario proporcionándole la información que pueda necesitar.

#### 4.3.1.4 Forma

**Las señales de reglamentación** deberán tener la forma circular inscrita dentro de una placa rectangular en la que también está contenida la leyenda explicativa del símbolo, con excepción de la señal de «PARE», de forma octogonal, y de la señal "CEDA EL PASO", de la forma de un triángulo equilátero con el vértice hacia abajo.

**Las señales de prevención** tendrán la forma romboidal, un cuadrado con la diagonal correspondiente en posición vertical, con excepción de las de delineación de curvas; CHEVRON, cuya forma será rectangular correspondiendo su mayor dimensión al lado vertical y las de «ZONA DE NO ADELANTAR» que tendrán forma triangular.

**Las señales de información** tendrán la forma rectangular con su mayor dimensión horizontal, a excepción de los indicadores de ruta y de las señales auxiliares.

#### 4.3.1.5 COLORES

El **color de fondo** a utilizarse en las señales verticales será como sigue:

**AMARILLO.** Se utilizará como fondo para las señales de prevención.

**NARANJA.** Se utilizará como fondo para las señales en zonas de construcción y mantenimiento de calles y carreteras.

**AZUL.** Se utilizará como fondo en las señales para servicios auxiliares al conductor y en las señales informativas direccionales urbanos. También se empleará como fondo en las señales turísticas.

**BLANCO.** Se utilizará como fondo para las señales de reglamentación, así como para las leyendas o símbolos de las señales informativas tanto urbanas como rurales y en la palabra «PARE». También se empleará como fondo de señales informativas en carreteras secundarias.

**NEGRO.** Se utilizará como fondo en las señales informativas de dirección de tránsito, así como en los símbolos y leyendas de las señales de reglamentación, prevención, construcción y mantenimiento.

**MARRÓN.** Puede ser utilizado como fondo para señales guías de lugares turísticos, centros de recreo e interés cultural.

**ROJO.** Se utilizará como fondo en las señales de «PARE», «NO ENTRE», en el borde de la señal «CEDA EL PASO» y para las orlas y diagonales en las señales de reglamentación.

**VERDE.** Se utilizará como fondo en las señales de información en carreteras principales y autopistas. También puede emplearse para señales que contengan mensajes de índole ecológico.

#### 4.3.1.6 Localización

Las señales de tránsito por lo general deben estar colocadas a la derecha en el sentido del tránsito. En algunos casos estarán colocadas en lo alto sobre la vía (señales elevadas). En casos excepcionales, como señales adicionales, se podrán colocar al lado izquierdo en el sentido del tránsito.

Las señales deberán colocarse a una distancia lateral de acuerdo a lo siguiente:

**ZONA URBANA:** La distancia del borde de la calzada al borde próximo de la señal no deberá ser menor de 0.60 m.

#### 4.3.1.7 Altura

La altura a que deberán colocarse las señales estará de acuerdo a lo siguiente:

**ZONA URBANA:** La altura mínima permisible entre el borde inferior de la señal y el nivel de la vereda no será menor de 2.10 m.

#### 4.3.2 Señales horizontales.

El “Manual de Dispositivos de Control del Tránsito Automotor para Calles y Carreteras” del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2000) nos da a conocer:

##### 4.3.2.1 Generalidades

Las marcas en el pavimento o en los obstáculos son utilizados con el objeto de reglamentar el movimiento de vehículos e incrementar la seguridad en su operación. Sirven, en algunos casos, como suplemento a las señales y semáforos en el control del tránsito; en otros constituye un único medio, desempeñando un factor de suma importancia en la regulación de la operación del vehículo en la vía.

#### 4.3.2.2 Uniformidad

Las marcas en el pavimento deberán ser uniformes en su diseño, posición y aplicación; ello es imprescindible a fin de que el conductor pueda reconocerlas e interpretarlas rápidamente.

#### 4.3.2.3 Clasificación

Teniendo en cuenta el propósito, las marcas en el pavimento se clasifican en:

##### A. Marcas en el pavimento

1. Línea central.
2. Línea de carril.
3. Marcas de prohibición de alcance y paso a otro vehículo.
4. Línea de borde de pavimento.
5. Líneas canalizadoras del tránsito.
6. Marcas de aproximación de obstáculos.
7. Demarcación de entradas y salidas de Autopistas.
8. Líneas de parada.
9. Marcas de paso peatonal.
10. Aproximación de cruce a nivel con línea férrea.
11. Estacionamiento de vehículos.
12. Letras y símbolos.
13. Marcas para el control de uso de los carriles de circulación.
14. Marcas en los sardineles de prohibición de estacionamiento en la vía pública.

## B. Marcas en los obstáculos

1. Obstáculos en la vía.
2. Obstáculos fuera de la vía.

## C. Demarcadores reflectores

1. Demarcadores de peligro.
2. Delineadores.

### 4.3.2.4 Colores

Los colores de pintura de tráfico u otro elemento demarcador a utilizarse en las marcas en el pavimento serán de color blanco y amarillo, cuyas tonalidades deberán conformarse con aquellas especificadas en el manual.

- Las Líneas Blancas: Indican separación de las corrientes vehiculares en el mismo sentido de circulación.
- Las Líneas Amarillas: Indican separación de las corrientes vehiculares en sentidos opuestos de circulación.

Por otro lado, los colores que se pueden emplear en los demarcadores reflectivos, además del blanco y el amarillo, son el rojo y el azul, por las siguientes razones:

- Rojo: Indica peligro o contra el sentido del tránsito.
- Azul: Indica la ubicación de hidrantes contra incendios.

### 4.3.2.5 Tipo y Ancho de las Líneas Longitudinales

Los principios generales que regulan el marcado de las líneas longitudinales en el pavimento son:

- Líneas segmentadas o discontinuas, sirven para demarcar los carriles de circulación del tránsito automotor.
- Líneas continuas, sirven para demarcar la separación de las corrientes vehiculares, restringiendo la circulación vehicular de tal manera que no deba ser cruzada.
- El ancho normal de las líneas es de 0.10 m. a 0.15 m. para las líneas longitudinales de línea central y línea de carril, así como de las líneas de barrera.
- Las líneas continuas dobles indican máxima restricción.

Para las líneas de borde del pavimento tendrán un ancho de 0.10 m.

#### 4.3.2.6 Marcas en el Pavimento y Bordes de Pavimento

##### 4.3.2.6.1 Línea Central

En el caso de una calzada de dos carriles de circulación que soporta el tránsito en ambos sentidos, se utilizará una línea discontinua cuando es permitido cruzar y cuyos segmentos serán de 4.50 m de longitud espaciados 7.50 m en carreteras; en la ciudad será de 3 m y 5 m respectivamente.

En el caso de una calzada de cuatro o más carriles de circulación que soporta el tránsito en ambos sentidos y sin separador central se usará, como línea central, la doble línea continua de 0.10 m ó 0.15 m de ancho espaciadas en 0.10 m y de color amarillo.

La doble línea amarilla demarcadora del eje de la calzada, significa el establecer una barrera imaginaria que separa las corrientes de tránsito en ambos sentidos; el eje de la calzada coincidirá con el eje del espaciamiento entre las dos líneas continuas y paralelas.

Se recomienda el marcado de la línea central en todas las calzadas de dos o más carriles de circulación que soportan tránsito en ambos sentidos sin separador central, cuyo volumen de tránsito sea significativo y cuando la incidencia de accidentes lo ameriten.

#### 4.3.2.6.2 Línea de Carril

Las líneas de carril son utilizadas para separar los carriles de circulación que transitan en la misma dirección. Las líneas de carril deberán usarse:

En todas las Autopistas, carreteras, avenidas de múltiples carriles de circulación.

En lugares de congestión del tránsito en que es necesaria una mejor distribución de espacio correspondiente a las trayectorias de los vehículos.

Las líneas de carril son líneas discontinuas o segmentadas, de ancho 0.10 m - 0.15 m, de color blanco y cuyos segmentos serán de 4.50 m de longitud espaciadas 7.50 m en el caso de carreteras; en la zona urbana será de 3.0 m y 5.0 m, respectivamente tal como se puede ver en la Figura 35.

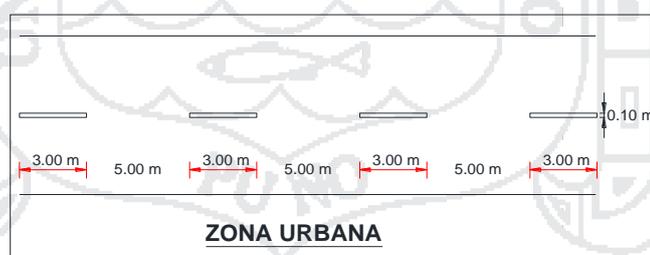


Figura 35: Líneas de carril, Fuente: El Ministerio De Transportes y Comunicaciones, (2000)

#### 4.3.2.6.3 Zonas Donde se Prohíbe Adelantar

El marcado de líneas que prohíben adelantar tiene por objeto el señalar aquellos tramos del camino cuya distancia de visibilidad es tal que no permite al conductor efectuar con seguridad la maniobra de alcance y paso a otro vehículo.

La distancia de visibilidad en una curva vertical es la distancia que un objeto a 1.20 m de la superficie del pavimento puede ser vista desde otro punto a 1.20 m sobre la superficie del pavimento. Asimismo, la distancia de visibilidad de pase sobre una curva horizontal es la distancia medida a lo largo de la línea central (o línea del carril derecho en una carretera de tres carriles) entre dos puntos a 1.20 m sobre el pavimento en una línea tangente a la obstrucción que corta la visibilidad hacia dentro de la curva. Las zonas donde la distancia de visibilidad es igual o menor que la numeración abajo señalada para valores predominantes de Velocidad Directriz (el que sea más alto), deben ser demarcadas:

**Tabla 63: Distancia Mínima de Visibilidad Para Adelantar**

Velocidad Directriz (Km/h)	Distancia Mínima de Visibilidad Para Adelantar (m)
40	150
60	180
80	250
100	320
120	400

Fuente: El Ministerio De Transportes y Comunicaciones, (2000)

Se utilizará una línea continua paralela a la línea central, espaciada 0.10 m hacia el lado correspondiente al sentido del tránsito que se está regulando; de ancho 0.10 m y de color amarillo

#### 4.3.2.6.4 Línea de Borde de Pavimento

Se utilizará para demarcar el borde del pavimento a fin de facilitar la conducción del vehículo, especialmente durante la noche y en zonas de condiciones climáticas severas.

Deberá ser línea continua de 0.10m de ancho de color blanco.

En las figuras 36 y 37 se muestran diversos ejemplos del marcado de los bordes del pavimento.

#### 4.3.2.6.5 Transiciones en el Ancho del Pavimento

En los casos en que el ancho del pavimento sufra transiciones deberá demarcarse claramente dicha transición, así como los carriles de circulación del tránsito automotor.

##### Demarcación de Entradas y Salidas en Autopistas

El uso de la demarcación de las entradas y salidas de las Autopistas guía al tránsito automotor en sus maniobras correspondientes, influyendo en el conductor a incorporarse al tránsito rápido en el caso de ingresar con más eficiencia y, a la salida, reduce la posibilidad de conflictos en su maniobra correspondiente.

Para la demarcación de las salidas se usará una línea de ancho mínimo de 0.10 m a todo lo largo del lado correspondiente a la Autopista del área triangular neutral formada por la vía de la Autopista y la rampa de ingreso a ésta. En el caso de existir un carril de aceleración se deberá marcar éste con línea de carril hasta aproximadamente la mitad de su longitud.

Para la demarcación de las entradas se pintarán líneas blancas de 0.20 m mínimo de ancho a todo lo largo del perímetro del área triangular neutral y opcionalmente, líneas diagonales.

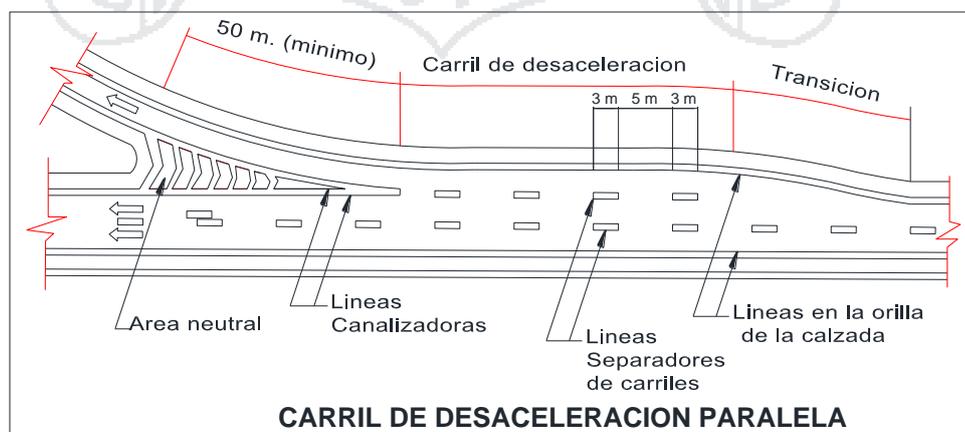


Figura 36: línea de borde en el caso de rampa de salida, Fuente: El Ministerio De Transportes y Comunicaciones, (2000)

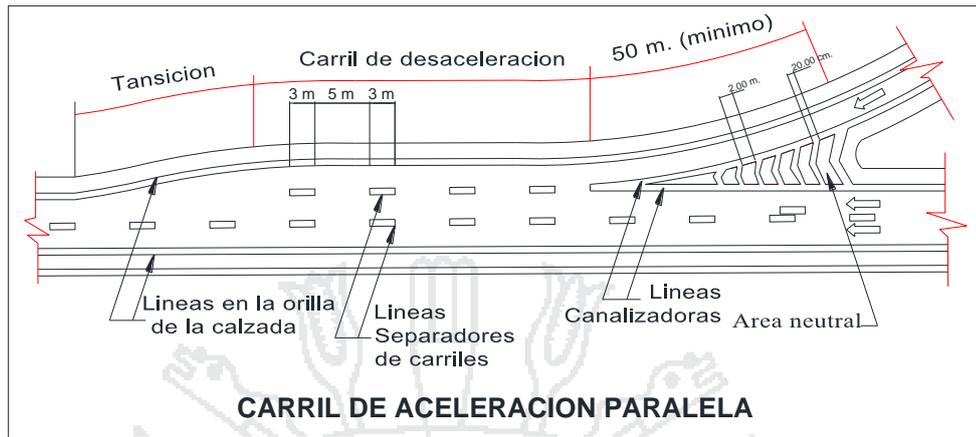


Figura 37: línea de borde en el caso de rampa de ingreso, Fuente: El Ministerio De Transportes y Comunicaciones, (2000)

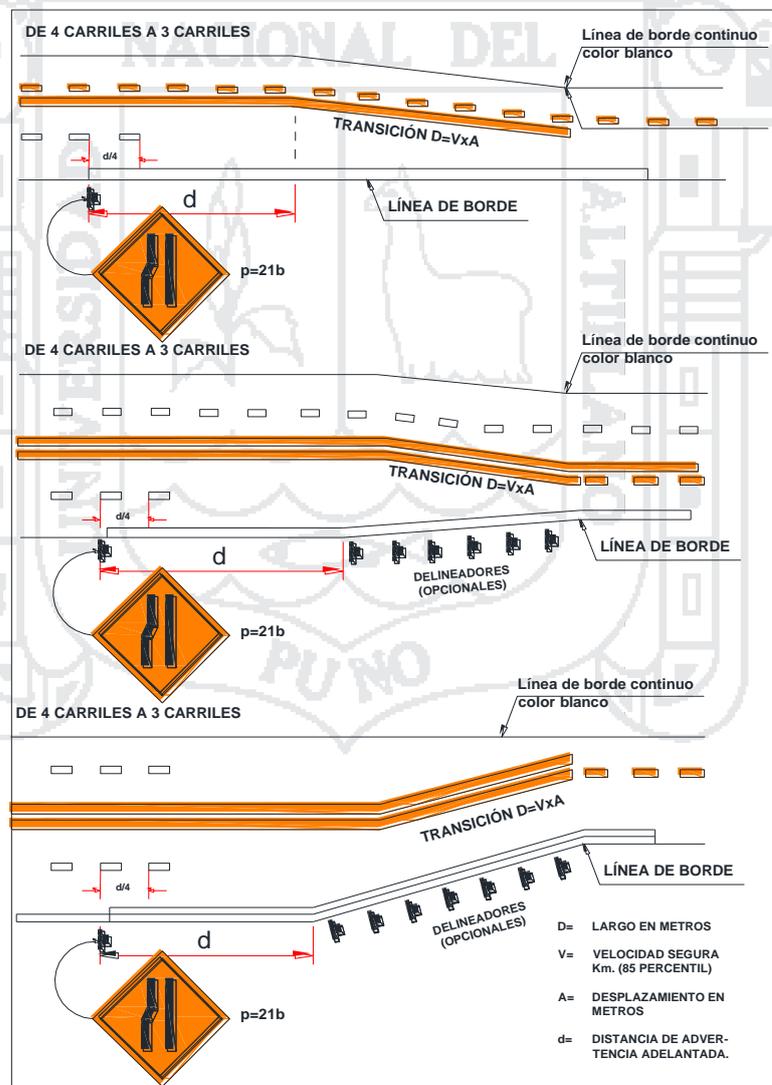


Figura 38: demarcación típica en el caso de variación del ancho de la superficie de rodadura, Fuente: El Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2000)

## CAPITULO 5

### DISEÑO ESTRUCTURAL DE CONCRETO ARMADO

#### 5.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

##### 5.1.1 Superestructura

###### 5.1.1.1 Geometría

Con los datos obtenidos en el levantamiento topográfico, diseño geométrico, y teniendo en cuenta el reglamento de Diseño geométrico de carreteras DG-2014. Se procedió a dimensionar la geometría del puente.

En la Figura 39 se muestra una vista longitudinal del puente. El Puente consta de 6 tramos simplemente apoyados con una distancia entre apoyos de 20.0 m, que hacen una longitud total de 120 m, y el gálibo será de 5.50 m.

En la Figura 40 se muestra la sección transversal del puente. El puente tiene un ancho total de 9.5 m el cual tiene 2 carriles (1 por sentido), 2 aceras de 0.75 m a ambos lados y una baranda de 1.2 m de altura. Se colocarán 4 vigas principales espaciadas a 2.5 m, 2 diafragmas en los extremos y 2 diafragmas intermedios.

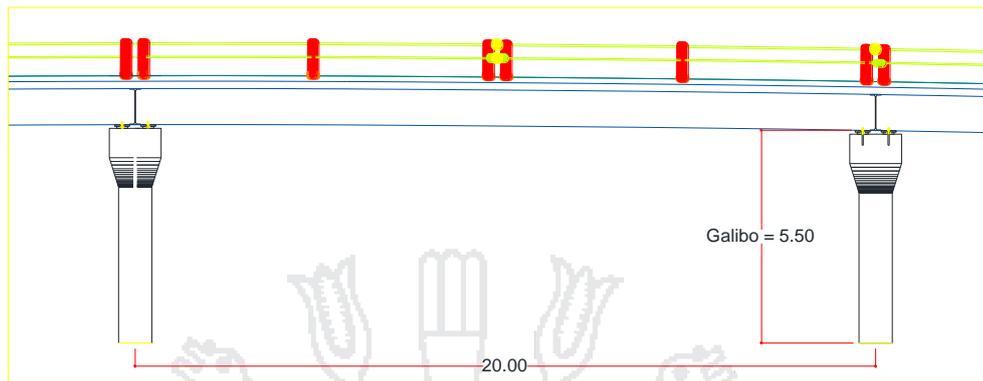


Figura 39: Sección longitudinal del puente. Fuente: Propia

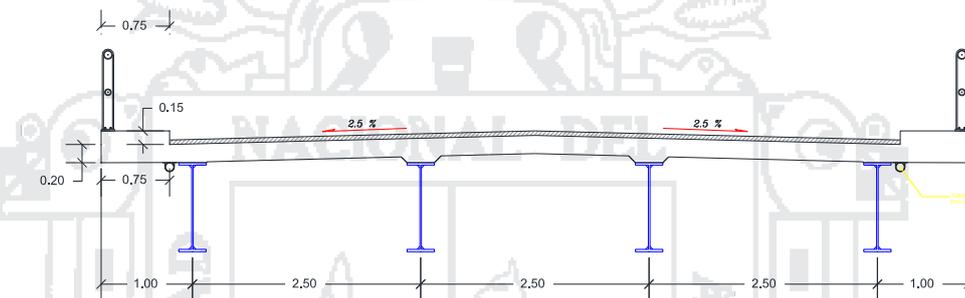


Figura 40: Sección transversal del puente. Fuente: Propia

### 5.1.1.2 Especificaciones técnicas

#### Concreto

- En losa del tablero:  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

#### Acero

- En barras de acero corrugadas:  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- En vigas: ASTM A572 Gr65,  $f_y = 4570 \text{ kg/cm}^2$
- En perfiles laminados y planchas: ASTM A572 Gr50,  $f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$

#### Soldadura y pernos

- Soldadura por arco metálico protegido, electrodos E70:  $F_u = 4920 \text{ kg/cm}^2$
- Pernos de alta resistencia ASTM A325:  $F_y = 6450 \text{ kg/cm}^2$ ,  $F_u = 8400 \text{ kg/cm}^2$
- Pernos de anclaje ASTM F1554 Gr55:  $F_y = 3860 \text{ kg/cm}^2$ ,  $F_u = 5270 \text{ kg/cm}^2$
- Conectores de corte ASTM A108:  $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$ ,  $F_u = 4200 \text{ kg/cm}^2$

### 5.1.2 Subestructura

Se tendrá un total de 5 pilares intermedios tipo martillo, el cual tendrán una cimentación profunda mediante pilotes, y dos estribos en los extremos.

#### 5.1.2.1 Especificaciones técnicas

Concreto

- En pilares:  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- En estribos y cimentación:  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Acero

- En barras de acero corrugadas:  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

## 5.2 NORMAS DE DISEÑO APLICADAS

Para el diseño estructural del puente se utilizó el manual de diseño de puentes publicada por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2003). Y la norma AASHTO LRFD Bridge design specifications publicado por: American Association of State Highway and Transportation Officials (2010). A continuación, se presenta un resumen de las normas utilizadas de la AASHTO LRFD Bridge design specifications - AASTHO LRFD (2010).

### 5.2.1 Combinaciones de carga y factores de carga

De acuerdo a la AASTHO (2010). La sollicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = \sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Siendo:

Para cargas donde se utiliza el valor máximo de  $\gamma_i$ :  $n_i = n_D n_R n_I \geq 0.95$

Para cargas donde se utiliza el valor mínimo de  $\gamma_i$ :  $n_i = \frac{1}{n_D n_R n_I} \leq 1.0$

Dónde:

$\gamma_i$  = Factor de carga, aplicado a las solicitaciones.

$\phi$  = Factor de resistencia, aplicado a la resistencia nominal.

$n_i$  = Modificador de carga

$n_D$  = Factor relacionado a la ductilidad.

$n_R$  = Factor relacionado a la redundancia.

$n_I$  = Factor relacionado a la importancia operacional.

$Q_i$  = Solicitación

$R_n$  = Resistencia nominal

$R_r$  = Resistencia factorizada =  $\phi R_n$

A continuación, se muestra los valores de los modificadores de carga para el estado límite de Resistencia. Para todos los demás estados límite los modificadores de carga serán iguales a 1.

Ductilidad.

$n_D > 1.05$  para elementos y conexiones no dúctiles

= 1.00 para diseños y detalles convencionales

> 0.95 para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo requerido por las Especificaciones.

Redundancia.

- $n_R > 1.05$  para elementos no redundantes
- $= 1.00$  para niveles convencionales de redundancia
- $> 0.95$  para niveles excepcionales de redundancia

Importancia Operativa.

- $n_I > 1.05$  para puentes importantes
- $= 1.00$  para puentes típicos
- $> 0.95$  para puentes de relativamente poca importancia

### 5.2.2 Estados límites

Para el diseño se tomarán en cuenta los siguientes estados límites de carga:

**Resistencia I:** Combinación básica de cargas que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

**Evento Extremo I:** Combinación de cargas que incluye sismos.

**Servicio I:** Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores normales.

**Servicio II.** Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.

**Tabla 64: Estados límites**

Estado límite	DC, DW, EH, EV	LL, BR, PL, LS	EQ
RESISTENCIA I	$\gamma_p$	1.75	-
EVENTO EXTREMO I	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1
SERVICIO I	1	1	-
SERVICIO II	1	1.3	-

**Tabla 65: factores de carga para cargas permanentes,  $\gamma_p$ .**

Tipo de carga	Factor de carga $\gamma_p$	
	Máximo	Mínimo
DC: Componentes y auxiliares	1.25	0.9
DW: Superficies de rodadura	1.5	0.65
EH: Presión de tierra horizontal activa	1.5	0.9
EV: Presión de tierra vertical en estribos	1.35	1

Para el caso de Evento Extremo I,  $\gamma_{EQ} = 0.5$ .

Fuente: (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2010)

### 5.2.3 Cargas

#### CARGAS PERMANENTES (DC, DW y EV)

DC = Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

DW = Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos

EV = Presión vertical del peso propio del suelo de relleno

EH = Presión de tierra horizontal

#### SOBRECARGAS VIVAS (LL y PL)

LL= Carga viva vehicular

BR = Fuerza de frenado vehicular

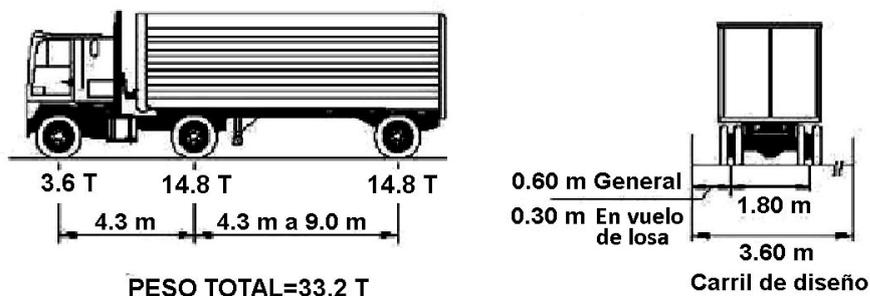
PL = Carga viva peatonal

LS = Carga viva superficial

EQ = Carga de sismo

**Carga HL-93:**

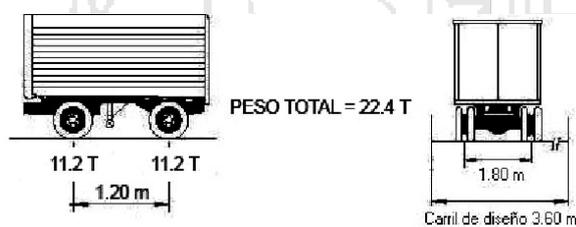
1.-Camión de diseño



**Figura 41: Camión de diseño Fuente: AASTHO**

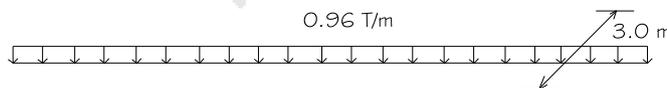
La distancia entre los dos ejes más pesados se toma como aquella que, estando entre los límites de 4.30 m y 9.00 m resulta en los mayores efectos.

2.- Tándem de diseño:



**Figura 42: Tándem de diseño Fuente: AASTHO**

3.-Carga de carril de diseño:



**Figura 43: Carril de diseño Fuente: AASTHO**

### Presencia de Múltiples Sobrecargas

La solicitud extrema correspondiente a sobrecargas se determinará considerando las posibles combinaciones de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple. No es aplicable al estado límite de fatiga.

**Tabla 66:Factor de presencia múltiple**

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Fuente:(American Association of State Highway and Transportation Officials, 2010)

### Incremento por Carga Dinámica: IM

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar en los siguientes porcentajes:

**Tabla 67:Incremento por efectos dinámicos.**

Componente	IM
Juntas del tablero – Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
Estado Límite de fatiga y fractura Todos los demás Estados Límites	15%
Estados Límites	33%

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials (2010)

### 5.3 DISEÑO DEL TABLERO

#### 5.3.1 LOSA DE TABLERO

##### 5.3.1.1 Diseño de la losa:

La losa se diseñará con el método empírico propuesto por la AASHTO LRFD. La losa tendrá un espesor de 20 cm. Con una metálica W de 40 pulgadas de peralte, aproximadamente 1 m.

De acuerdo a la AASHTO las dimensiones mínimas deberán ser:

Viga metálica + losa:  $0.040L$

Viga de acero:  $0.033L$

Luz del puente:  $L = 20.00 \text{ m}$

Altura de la viga compuesta  $= 120.00 \text{ cm} > 0.040L = 80.00 \text{ cm}$

Altura de la viga de acero  $= 100.00 \text{ cm} > 0.033L = 66.00 \text{ cm}$

**Requisitos mínimos para aplicar el método empírico según la AASHTO:**

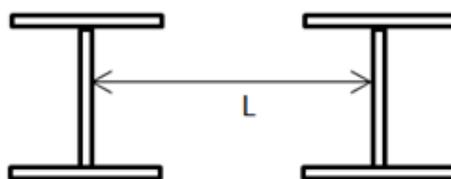


Figura 44: Longitud efectiva. Fuente: Propia

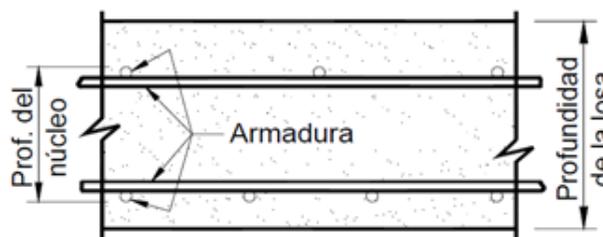


Figura 45: Peralte del núcleo de la losa (Núcleo armado) Fuente: Propia

**Condiciones geométricas:**

Relación entre la longitud efectiva y el peralte de diseño, deberá ser entre 6 y 18:

$$6 < L/d < 18$$

Longitud efectiva menor que 4100 mm:  $L < 4100$  mm.

Peralte del núcleo de la losa mayor que 100 mm.

Distancia del volado, de por lo menos 5 veces su espesor

Resistencia específica del concreto mayor o igual a 28 Mpa.

**Verificación:**

Espaciamiento entre vigas: 2.50 m

Longitud del volado de la losa: 1.50 m

Espesor de losa: 20.00 cm

Peralte efectivo:  $d=16.90$  cm (recubrimiento de 2.5cm y acero de 1/2")

Longitud efectiva = 2500 mm < 4100 mm

$L/d = 2500/169 = 14.8$ , menor que 18 y mayor que 6

Peralte del núcleo de la losa = 125mm > 100 mm, (recubrimiento superior de 5 cm e inferior de 2.5 cm.)

Distancia entre el centro de la viga de borde y el volado de la losa = 100.00cm

$$100 \text{ cm} \geq 5h = 5(20) = 100 \text{ cm}$$

$f'c = 280$  kg/cm<sup>2</sup>

De acuerdo a las comprobaciones cumple con los requisitos mínimos para aplicar el método empírico.

La cantidad mínima de armadura será 0,570 mm<sup>2</sup>/mm de acero para cada capa inferior y de 0,380 mm<sup>2</sup>/mm de acero para cada capa superior. Además, la separación del acero deberá ser menor o igual que 450 mm.

**Acero Inferior: 5.7 cm<sup>2</sup>/m → Elegimos: 1 ϕ1/2" @ 20cm (En ambos sentidos)**

**Acero Superior: 3.8 cm<sup>2</sup>/m → Elegimos: 1 ϕ1/2" @ 30cm (En ambos sentidos)**

**5.3.1.2 Diseño del volado de la losa:**

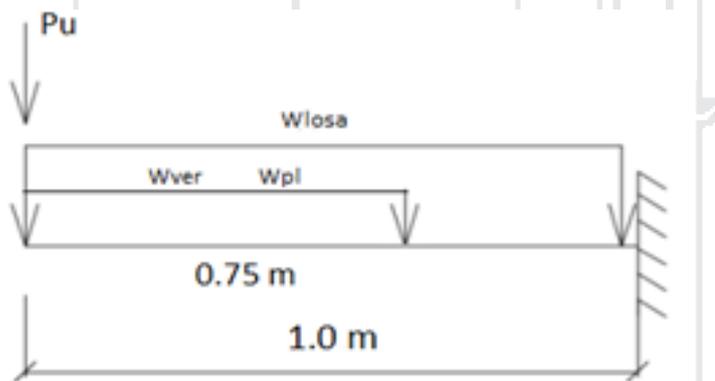


Figura 46: Diagrama de fuerzas actuantes en el volado. Fuente: Propia

Cargas para 1 m de ancho:

$$M_u = 1.25(M_{pp} + M_{ver}) + 1.75M_{PL}$$

Carga muerta (DC):

$$W_{losa} = 0.20 \times 2400 = 480.00 \text{ kg/m}$$

$$M_{losa} = 240.00 \text{ kg-m}$$

$$W_{vereda} = 0.15 \times 2400 = 360.00 \text{ kg/m}$$

$$M_{vereda} = 168.75 \text{ kg-m}$$

$$W_{bar} = 150.00 \text{ kg/m}$$

$$M_{bar} = 150.00 \text{ kg-m}$$

Carga viva Peatonal (PL):

$$W_{pl} = 360 \text{ kg/m}^2 = 360.00 \text{ kg/m} \quad M_{pl} = 168.75 \text{ kg-m}$$

$$M_u = 1.25(M_{pp} + M_{ver}) + 1.75M_{PL} = 993.75 \text{ kg-m}$$

$$M_u = 0.99T\text{-m}$$

$$d = 14.40 \text{ cm} \quad f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2 \quad b = 100 \text{ cm}$$

Se diseñará como viga rectangular:

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 * f_y * (d - \frac{a}{2})} = 1.85 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = 0.33 \text{ cm}$$

Cálculo de  $A_{smin}$

$$A_{smin} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = 4.02 \text{ cm}^2$$

Cálculo de  $A_{smax}$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) = 0.029$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.022$$

$$A_{smax} = \rho_{max} b d = 31.2 \text{ cm}^2$$

Por lo Tanto:  $A_s < A_{smin} < A_{smax}$

Se asumirá el área de acero mínimo:  $A_{mín} = 4.02 \text{ cm}^2$

Utilizando varillas 1  $\phi$  1/2" la separación será:  $s = 1.29 / 4.0 = 0.32 \text{ cm}$

**Elegimos: 1  $\phi$  1/2" @ 30cm**

5.3.2 DISEÑO DE VIGAS

Longitud total = 20 m

Espesor losa  $ts=0.2$  m

Separación vigas  $S=2.5$  m

Ancho efectivo de la losa,  $be=2.50$ m Artículo 4.6.2.6

5.3.2.1 Análisis de cargas

5.3.2.1.1 Carga viva vehicular

5.3.2.1.1.1 Momento debido a la carga viva vehicular, MLL

5.3.2.1.1.1.1 Camión de diseño

Ubicamos en el camión HL-93 la posición de la resultante tomando momentos en el tercer eje:

$$Z(33.2T) = 4.30m(14.8T) + 8.60m(3.6T)$$

$$Z = 2.85m$$

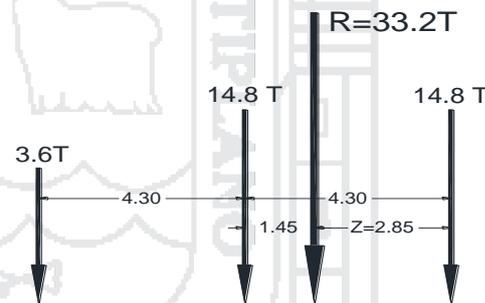


Figura 47:Resultantes de Cargas del camión de diseño. Fuente: Propia.

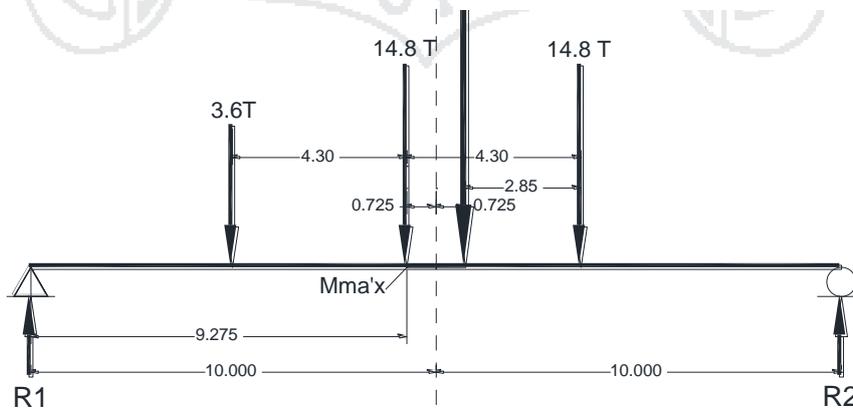


Figura 48:Ubicación del camión de diseño para hallar Momento máximo. Fuente: Propia

El momento máximo ocurre bajo la carga más cercana a la resultante, a  $x= 9.275$  del apoyo izquierdo:

$$M_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 15.40T(9.275\text{m}) - 3.6T(4.30\text{m})$$

$$M_{\text{max}} = 127.32T\text{-m}$$

5.3.2.1.1.1.2 Tandem de dise\~no

Se muestra la posici3n de momento m\~aximo:



Figura 49: Ubicaci3n del tandem de dise\~no para hallar Momento m\~aximo. Fuente: Propia

$$R2 = 11.54T$$

$$R1 = 10.86T$$

$$M_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 10.86T (10.0\text{m} - 0.30\text{m})$$

$$M_{\text{max}} = 105.38T\text{-m}$$

5.3.2.1.1.1.3 Carga de carril

Debemos combinar ahora el camión o tándem de diseño con la carga de carril. En este caso escogemos, por ser crítica, la combinación: camión de diseño con carga de carril, en la posición  $X= 9.275\text{m}$  del apoyo izquierdo:

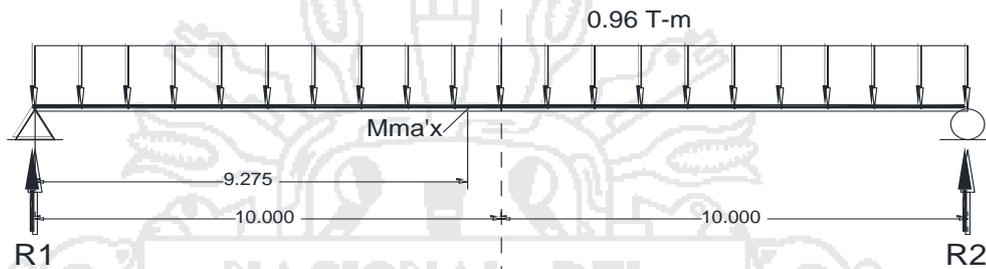


Figura 50: Momento máximo de la carga de carril. Fuente: Propia

$$R1 = R2 = 9.60\text{T}$$

$$M_{max} = 9.6 * 9.275 - \frac{0.96(9.275)^2}{2} = 47.75\text{T-m}$$

Considerando el incremento por carga dinámica para la carga de camión tenemos:

$$M_{m\acute{a}x(LL+IM)} = M_{m\acute{a}x(\text{Camion de dise\~{n}o}) * IM + M_{m\acute{a}x}(\text{Carga de carril})$$

$$M_{m\acute{a}x(LL+IM)} = 127.32(1.33) + 47.75 = 217.08\text{T-m}$$

5.3.2.1.1.1.4 Factores distribución

**Vigas Interiores**

Para 1 carril de dise~no cargado:

$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_G}{Lt_s^3}\right)^{0.1} \text{ AASHTO: tabla 4.6.2.2.2b-1}$$

Para 2 carriles de dise~no cargado:

$$g = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_G}{Lt_s^3}\right)^{0.1} \text{ AASHTO: tabla 4.6.2.2.2b-1}$$

Donde:

$g$  = Factor de distribución

$S$  = Separación entre vigas (mm),  $1100 \leq S \leq 4900$

$L$  = Longitud del tramo (mm),  $6000 \leq L \leq 73000$

$ts$  = Espesor de la losa de concreto (mm),  $110 \leq ts \leq 300$

$Kg$  = Parámetro de rigidez longitudinal (mm<sup>4</sup>). Deberá tomarse como:

$$K_g = n(I + Ae_g^2)$$

Siendo:  $n = E_B/E_D$

$E_B$  = Módulo de elasticidad del material de la viga

$E_D$  = Módulo de elasticidad del material de la losa

$I$  = Momento de inercia de la viga de acero (mm<sup>4</sup>)

$A$  = Área de la viga de acero (mm<sup>2</sup>)

$eg$  = Distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y la losa (mm)

Además,  $4 \cdot E+9 \leq Kg \leq 3 \cdot E+12$

Se utilizará la viga de acero W40x167, la cual se verificará más adelante.

$S = 2,500\text{mm}$

$A = 31,742\text{mm}^2$

$L = 20,000\text{mm}$

$eg = 590\text{mm}$

$n = 8$

$ts = 200\text{mm}$

$$I = 4,828,284,537 \text{ mm}^4$$

$$Kg = 1.27021 \text{ E}+11$$

1 carril cargado:  $g = 0.4815$

2 carriles cargados:  $g = 0.6648$  asumido

**Vigas Exteriores**

**Para 1 carril de diseño cargado:**

Utilizar la ley de momentos AASHTO (tabla 4.6.2.2b-1)

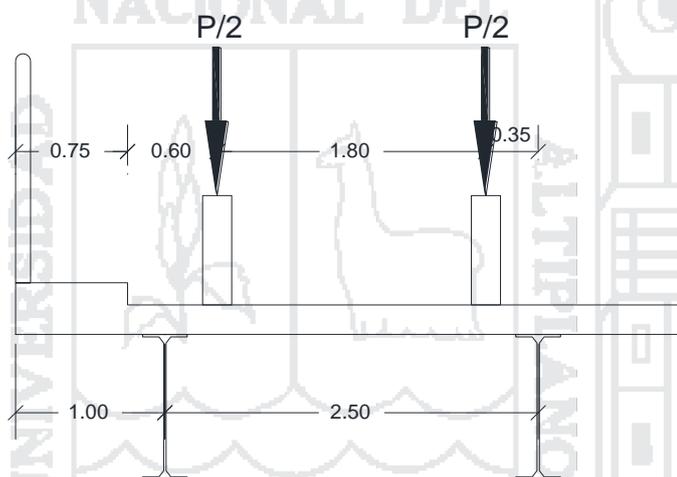


Figura 51: Ubicación del camión para cálculo de fuerzas en la viga. Fuente: Propia

$$R1 = \left( \frac{2.15}{2.5} + \frac{0.35}{2.5} \right) \frac{P}{2} = 0.5P$$

incluimos el factor de presencia múltiple m:  $(1.2) 0.5 P = 0.60P$

$$g = 0.6$$

Para 2 o más carriles de diseño cargado:

$$g = e (g_{int}) \quad e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$$

AASHTO: Tabla 4.6.2.2d-1

Dónde:  $d_e$  = distancia desde el eje central de la viga exterior a la cara interior de la

barrera = 250mm

$e = 0.86$

Luego:  $g = e (g_{int}) = 0.86(0.6648) = 0.57$

### Requerimiento especial para vigas exteriores:

Art. 4.6.2.2.2d: Caso puentes de viga y losa con diafragmas

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \sum_{i=1}^{N_L} e}{\sum_{i=1}^{N_b} x^2}$$

Donde:

$R$  = Reacción en la viga exterior, en términos de carriles de diseño

$N_L$  = Número de carriles cargados considerados

$e_i$  = Excentricidad de un camión de diseño, línea de carga de diseño, medida desde el centro de gravedad de la configuración de vigas propuesta

$x_i$  = Distancia horizontal desde el centro de gravedad de la configuración de vigas hasta cada viga

$X_{ext}$  = Distancia horizontal desde el centro de gravedad de la configuración de vigas hasta la viga exterior.

$N_b$  = Número de vigas

**Un carril cargado:**

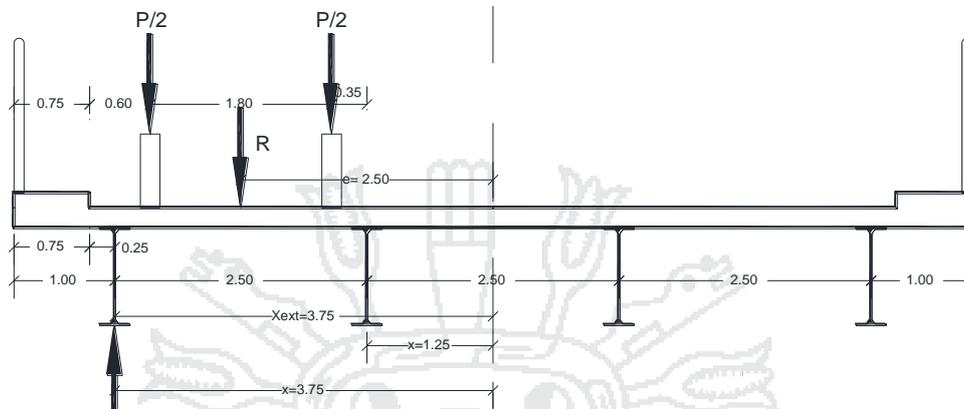


Figura 52: Ubicación del tandem solo un carril cargado. Fuente: Propia

$$R = \frac{1}{4} + \frac{3.75m \times 2.5m}{2 \times (3.75m)^2 + (1.25m)^2} = 0.57$$

1.2 R=0.68

**Dos carriles cargados:**

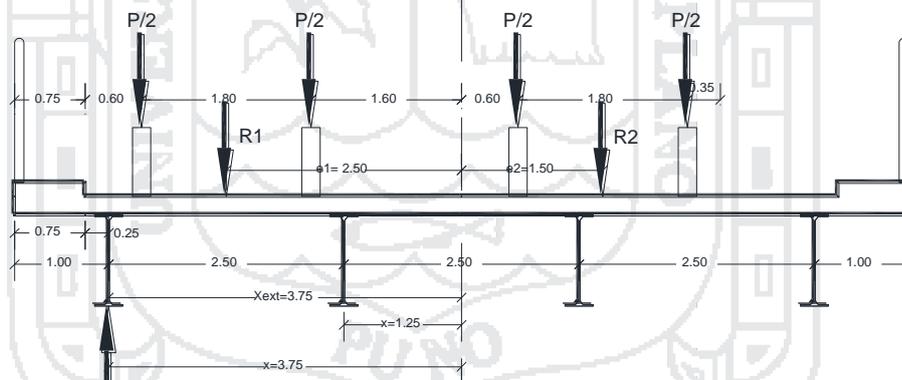


Figura 53: Ubicación del tandem dos carriles cargados. Fuente: Propia

$$R = \frac{2}{4} + \frac{3.75m(2.5m - 1.25m)}{2 \times (3.75m^2 + (1.25m)^2)} = 0.40 \quad R = 0.40$$

Se elegirán los siguientes factores de Distribución:

Viga interior  $g=0.6648$   $M_{LL}= 144.32T\text{-m}$

Viga exterior  $g=0.68$   $M_{LL}= 147.39T\text{-m}$

5.3.2.1.1.2 Cortante debido a la carga viva vehicular,  $V_{LL}$

5.3.2.1.1.2.1 Camión de diseño

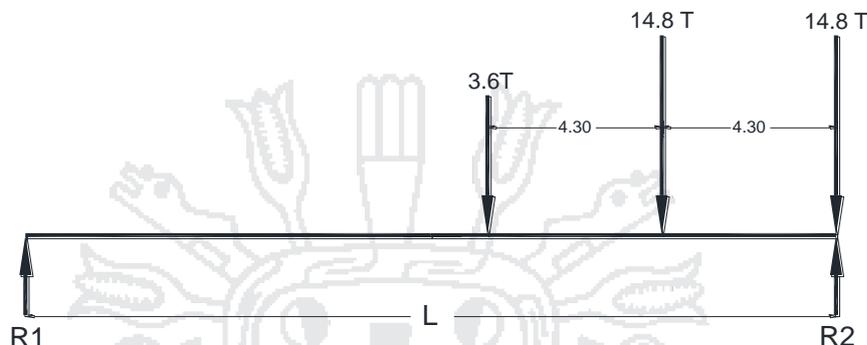


Figura 54: Ubicación del camión de diseño para hallar la Cortante máxima. Fuente: Propia

$$R_2 = 28.47T$$

$$R_1 = 4.73T$$

5.3.2.1.1.2.2 Carga de carril

$$R_1 = R_2 = 9.60T$$

Considerando el incremento por carga dinámica para la carga de camión tenemos:

$$V_{\text{máx}(LL+IM)} = 28.47(1.33) + 9.6 = 47.47T\text{-m}$$

**Vigas Interiores**

Para 1 carril de diseño cargado:

$$g = 0.36 + \frac{s}{7600} \quad \text{AASHTO: tabla 4.6.2.2.3a-1}$$

Para 2 carriles de diseño cargado:

$$g = 0.2 + \frac{s}{3600} - \left(\frac{s}{10700}\right)^2 \quad \text{AASHTO: tabla 4.6.2.2.3a-1}$$

Dónde:  $g$  = Factor de distribución

$S$  = Separación entre vigas (mm),  $1100 \leq S \leq 4900$

Considerando  $S = 2,500\text{mm}$

1 carril de diseño cargado:  $g = 0.689$

2 o más carriles de diseño cargados  $g = 0.84$

### Vigas Exteriores

Para 1 carril de diseño cargado:

Utilizar la ley de momentos AASHTO: (tabla 4.6.2.2b-1)

$g = 0.6 P$  (Calculado)

Para 2 o más carriles de diseño cargado:

$g = e (g_{int})$   $e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$  AASHTO: Tabla 4.6.2.2d-1

Luego:  $g = e (g_{int}) = 0.57$  (Calculado)

Requerimiento adicional para vigas exteriores:

Viga interior:  $g = 0.84$  (Calculado)

Viga exterior:  $g = 0.68$  (Calculado)

Los factores de distribución asumidos son:

Viga interior:  $g = 0.84$   $V_{LL} = 39.87\text{T-m}$

Viga exterior:  $g = 0.68$   $V_{LL} = 32.23\text{T-m}$

### 5.3.2.1.2 Cargas muertas

Se considera 2 veredas de 0.75m cada una tiene espesor de 15 cm. Se colocará una superficie asfáltica de 5cm. La viga metálica a usar será W40x167 A572 Gr65 ( $F_y=4570$  kg/cm<sup>2</sup>, cuyo peso propio es de 249 kg/m. y tendrá dos diafragmas intermedios de 60kg cada una. La losa de concreto tendrá un espesor de 20 cm. Tendrá un bombeo de 2.5 %.

#### **Viga Principal Interior.**

##### **Carga muerta (DC):**

$$W_{\text{losa}} = 0.20 \times 2.50 \times 2400 = 1,200.00\text{kg-m}$$

$$W_{\text{viga}} = 249.00\text{kg/m}$$

##### **Cargas puntuales**

$$P_{\text{diaf}} = 60.00\text{kg}$$

##### **Carga por superficie de rodadura (DW):**

$$W_{\text{asf 2}} = 0.05 \times 2250 \times 2.5 = 281.25\text{kg-m}$$

#### **Viga Principal Exterior.**

##### **Carga muerta (DC):**

$$W_{\text{losa}} = 0.20 \times 2.25 \times 2400 = 1,080.00\text{kg/m}$$

$$W_{\text{vereda}} = 0.15 \times 0.75 \times 2400 = 270.00\text{kg/m}$$

$$W_{\text{baranda}} = 150.00\text{kg/m}$$

$$W_{\text{viga}} = 249.00\text{kg/m}$$

**Cargas puntuales**

$$P_{\text{diaf}} = 60.00\text{kg}$$

**Carga por superficie de rodadura (DW):**

$$w_{\text{asf } 2} = 0.05 \times 2250 \times 1.50 = 168.75\text{kg/m}$$

5.3.2.1.3 Carga viva Peatonal (PL):

$$W_{\text{pl}} = 0.75\text{m} \times 360 \text{ kg/m}^2 = 270.00\text{kg/m}$$

5.3.2.1.4 RESUMEN DE CARGAS ACTUANTES

**Viga Principal Interior.**

		W por viga	Momento (kg-m)	Cortante (kg)
Cargas permanentes	Losa	1,200.00kg/m	60000.00	12000.00
	Vigas metálicas	249.00kg/m	12450.00	2490.00
	Veredas		0.00	0.00
	Barandas		0.00	0.00
	Asfalto	281.25kg/m	14062.50	2812.50
	Diafragmas	60.00kg	400.00	60.00
Cargas peatonal	s/c peatonal		0.00	0.00

**Viga Principal Exterior.**

		W por viga	Momento (kg-m)	Cortante (kg)
Cargas permanentes	Losa	1,080.00kg/m	54000.00	10800.00
	Vigas metálicas	249.00kg/m	12450.00	2490.00
	Veredas	270.00kg/m	13500.00	2700.00
	Barandas	150.00kg/m	7500.00	1500.00
	Asfalto	168.75kg/m	8437.50	1687.50
	Diafragmas	60.00kg	400.00	60.00
Carga peatonal	s/c peatonal	270.00kg/m	13500	2700

### 5.3.2.2 Estado límite de resistencia I

#### 5.3.2.2.1 Resistencia a la flexión

##### 5.3.2.2.1.1 Resistencia de la sección no compuesta

Para la sección W40x167 A572 Gr65, sus propiedades se muestran a continuación:

$$A = 317 \text{ cm}^2 \quad I_x = 482,828 \text{ cm}^4 \quad Mp = 518,969 \text{ kg-m}$$

$$E = 2,038,700 \text{ kg/cm}^2 \quad S_x = 9,832 \text{ cm}^3 \quad My = 449,322 \text{ kg-m}$$

$$F_y = 449,322 \text{ kg-m} \quad Z_x = 11,356 \text{ cm}^3 \quad Mr = 314,526 \text{ kg-m}$$

Se considerará una carga viva de  $200 \text{ kg/m}^2$  por peso del encofrado y una carga viva de  $100 \text{ kg/m}^2$  debido a la carga constructiva.

$$W_{\text{operacional}} = 100 \times 2.5 = 250 \text{ kg/m} \quad M_{\text{op}} = 12,500 \text{ kg-m}$$

$$W_{\text{encofrado}} = 200 \times 2.5 = 500 \text{ kg/m} \quad M_{\text{enc}} = 25,000 \text{ kg-m}$$

**El momento amplificado en la sección no compuesta será:**

$$\text{Viga Principal Interior. } M_u = 1.0[1.25DC + 1.75CV]$$

$$M_{u1} = 1.0[1.25(M_{V.M.} + M_{\text{diaf}} + M_{\text{enc}}) + 1.75(M_{\text{losa}} + M_{\text{op}})] = 174,188 \text{ kg-m}$$

$$\text{Viga Principal Exterior. } M_u = 1.0[1.25DC + 1.75CV]$$

$$M_{u1} = 1.0[1.25(M_{V.M.} + M_{\text{diaf}} + M_{\text{enc}}) + 1.75(M_{\text{losa}} + M_{\text{op}})] = 187,313 \text{ kg-m}$$

La resistencia a la flexión factorada, está dada por la ecuación:

$$M_r = \phi_f M_n$$

Dónde:  $M_n$  = Resistencia nominal a la flexión (kg.m)

$\phi_f$  = Factor de resistencia, para el caso de flexión es igual a 1.

5.3.2.2.1.1.1 Estado límite de pandeo local del alma

Para ser clasificada como sección compacta, debe satisfacer la siguiente ecuación dada por la AASHTO:

$$\frac{2D_c}{t_w} < 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad \text{AASHTO: Ec. 6.10.6.2.2-1}$$

Dónde:  $D_c$  = Profundidad del alma en compresión en el rango elástico =34 in

$F_{yc}$  = Esfuerzo de fluencia del ala en compresión

$t_w$  = Espesor del alma=0.65 in

$$\frac{2D_c}{t_w} = 52.31 < 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 79.42 \rightarrow \text{El alma es compacta}$$

5.3.2.2.1.1.2 Estado límite de pandeo local del ala en compresión

El límite de esbeltez para alas compactas es:

$$\frac{b_{fc}}{2t_{fc}} < 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad \text{AASHTO: 6.10.8.2.2}$$

Dónde:  $b_{fc}$  = Ancho del ala en compresión =11.8 in

$t_{fc}$  = Espesor del ala en compresión = 1.03 in

$$\frac{b_{fc}}{2t_{fc}} = 5.7 < 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 8.026 \rightarrow \text{El alma es compacta}$$

5.3.2.2.1.1.3 Estado límite de pandeo lateral torsional

La máxima longitud sin soporte lateral para alcanzar el momento plástico de la sección es:

$$L_p < 1r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad \text{AASHTO:6.12.2.2.5-7}$$

La máxima longitud sin soporte lateral para alcanzar el inicio nominal de la fluencia en el ala,  $M_r$ , es:

$$L_r = 1.95r_t \frac{E}{F_{yr}} \sqrt{\frac{J}{S_{xc}h}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{F_{yr} S_{xc}h}{E J}\right)^2}} \quad \text{AASHTO: 6.12.2.2.5-8}$$

Dónde:  $f_{ry}$  = Esfuerzo del ala en compresión al comienzo de la fluencia, tomado como  $0.7F_{yc}$ , siendo  $F_{yc}$  el esfuerzo de fluencia del ala en compresión.

$D_c$  = Profundidad del alma en compresión en el rango elástico.

$h$  = Profundidad entre las líneas medias de las alas.

$r_t$  = Radio de giro efectivo para pandeo lateral torsional:

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}\right)}} = 2.98 \quad \text{AASHTO: A6.3.3 - 10 (2004)}$$

Debido a que la sección no compuesta no cuenta con el soporte lateral proporcionado por la losa, el soporte lateral lo darán los diafragmas. Se colocarán diafragmas a los extremos y a los tercios del puente, con una separación de 6.7 m:

$$L_b = 6.70 \text{ m} \qquad L_p = 2.26 \text{ m} \qquad L_r = 6.54 \text{ m}$$

$$L_p < L_r < L_b$$

Si  $L_b \leq L_r$ , entonces:

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (6.12.2.2.5-2)$$

Si  $L_b > L_r$ , entonces:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (6.12.2.2.5-3) \quad 2012 \quad C_b = 1 \text{ para secciones W.}$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{st}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{st}}\right)^2} \quad c = \frac{h_0}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$$

$$F_{cr} = 43.002 \text{ ksi} = 3,023.20 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi M_n = M_n = F_{cr} S_x = 297,241 \text{ kg-m} > \phi M_{u1} = 187,313 \text{ kg-m}$$

El esfuerzo debido a  $M_{u1}$  en el ala en tracción será:

$$f_1 = \frac{M_{u1}}{S_x} = 1,905 \text{ kg/cm}^2 = 0.42 F_y$$

5.3.2.2.1.2 Resistencia de la sección compuesta

5.3.2.2.1.2.1 Sección compuesta a largo plazo

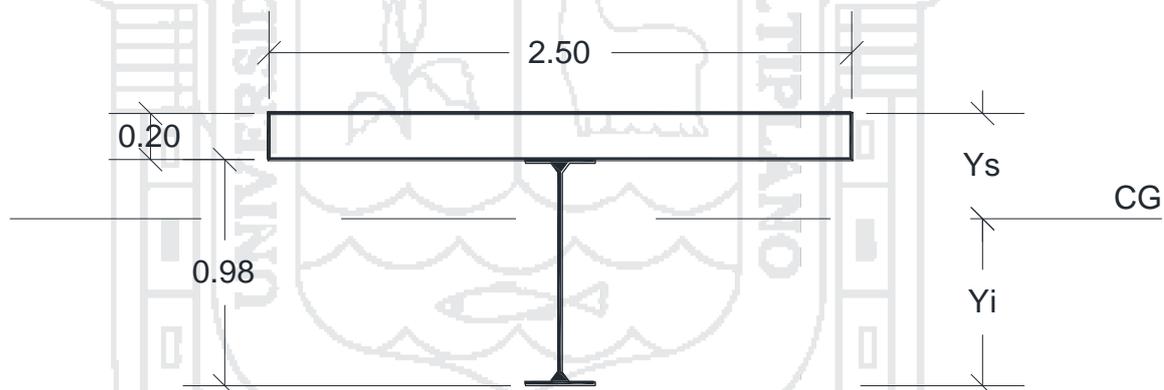


Figura 55: Sección compuesta. Fuente: Propia

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 8$$

$$A_{\text{viga de acero}} = 317 \text{ cm}^2$$

$$I_x, \text{ viga de acer} = 482,828 \text{ cm}^4$$

$$A_{\text{losa tranf.}} = \frac{250 \times 20}{3 \times 8} = 208 \text{ cm}^2$$

$$I_x, \text{ losa tranf.} = \frac{250 \times 20^3}{3 \times 8} \times \left(\frac{1}{12}\right) = 6,944 \text{ cm}^4$$

$$A_{\text{total.}} = 208.33 + 317 = 525 \text{ cm}^2$$

$$y_s = (208.33 \times 10 + 317 \times (20 + 98/2)) / 525 \text{ cm}^4 = 45.6 \text{ cm}^2$$

$$y_i = 20 + 98 - 45.6 = 72.40 \text{ cm}$$

$$I = \sum I_0 + Ad^2$$

$$I_{x, \text{tot}} = 482828 + 317 \times (88.1 - 98/2)^2 + 6944.44 + 208.33 \times (45.6 - 10)^2 = 927,378 \text{ cm}^4$$

$$S_{sup} = \frac{I_{x, \text{tot}}}{Y_s} = 20,336 \text{ cm}^3$$

$$S_{sup} = \frac{I_{x, \text{tot}}}{Y_s} = 12,810 \text{ cm}^3$$

### 5.3.2.2.1.2.2 Sección compuesta a corto plazo

$$A_{\text{viga de acero}} = 317 \text{ cm}^2$$

$$I_{x, \text{viga de acer}} = 482,828 \text{ cm}^4$$

$$n = 8$$

$$A_{\text{losa tranf.}} = \frac{250 \times 20}{8} = 625 \text{ cm}^2$$

$$I_{x, \text{losa tranf.}} = \frac{250 \times 20^3}{8} \times \left(\frac{1}{12}\right) = 20,833 \text{ cm}^4$$

$$A_{\text{total.}} = 625 + 317 = 942 \text{ cm}^2$$

$$y_s = (625 \times 10 + 317 \times (20 + 98/2)) / 942 \text{ cm}^4 = 30 \text{ cm}^2$$

$$y_i = 20 + 98 - 29.85 = 88.15 \text{ cm}$$

$$I = \sum I_0 + Ad^2$$

$$I_{x, \text{tot}} = 482828 + 317 \times (88.1 - 98/2)^2 + 20833.33 + 625 \times (29.85 - 10)^2 = 1,235,798 \text{ cm}^4$$

$$S_{sup} = \frac{I_{x, \text{tot}}}{Y_s} = 41,394 \text{ cm}^3$$

$$S_{sup} = \frac{I_{x, \text{tot}}}{Y_s} = 14,020 \text{ cm}^3$$

### 5.3.2.2.1.2.3 Momento de fluencia

El momento de fluencia de una sección compuesta en flexión positiva se deberá tomar como la sumatoria de los momentos aplicados separadamente al acero y a las secciones compuestas a corto y largo plazo para provocar la primera fluencia nominal en cualquiera de las alas de acero en el Estado Límite de Resistencia.

El momento de fluencia de una sección compuesta se puede determinar así:

Calcular el momento MD1 provocado por la carga permanente mayorada aplicada antes que el tablero de hormigón se haya endurecido o vuelto compuesto.

Calcular el momento MD2 provocado por el resto de la carga permanente mayorada. Aplicar este momento a la sección compuesta a largo plazo.

Calcular el momento adicional MAD que se debe aplicar a la sección compuesta a corto plazo para provocar fluencia nominal en cualquiera de las alas de acero.

El momento de fluencia es la suma del momento debido a todas las cargas permanentes más el momento adicional.

Esfuerzo en el ala inferior de la sección no compuesta (sin considerar sobrecarga operacional ni peso del encofrado):

Viga Principal Interior.  $M_u = 1.0[1.25DC]$

$$M_{u1} = 1.25(M_{V.M.} + M_{diaf} + M_{losa}) = 91,063 \text{ kg-m}$$

Viga Principal Exterior.

$$M_{u1} = 1.25(M_{V.M.} + M_{diaf} + M_{losa}) = 83,563 \text{ kg-m}$$

$$S_x = 9,832 \text{ cm}^3$$

$$f_{2,V.P.Int} = \frac{M_{u2}}{S_x} = 165 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{2,V.P.Ext} = \frac{M_{u2}}{S_x} = 304 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo en tracción en el ala inferior de la viga debido a cargas permanentes es:

$$\text{V.P. Interior: } f_1 + f_2 = 926.18 + 164.67 = 1,091 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{V.P. Exterior: } f_1 + f_2 = 849.9 + 303.73 = 1,154 \text{ kg/cm}^2$$

El momento adicional necesario para que el ala inferior llegue a la fluencia,  $M_{ad}$ , será:

$$M_{ad} = [f_y - (f_1 + f_2)] \times S_{inf} = ((4570 - 1153.63) \times 14019.99) / 100 = 478,974 \text{ kg-m}$$

Podemos calcular el momento de fluencia de la sección compuesta,  $M_y$ , como la suma de los momentos  $M_{u1}$ ,  $M_{u2}$ , y el momento adicional  $M_{ad}$ :

$$M_{y(\text{seccion compuesta})} = 83562.5 + 38906.25 + 478974.45 = 601,443 \text{ kg-m}$$

El momento último total,  $M_u(\text{total})$  es:

$$M_{u(\text{total})} = M_{u1} + M_{u2} + 1.75(M_{peat} + M_{LL})$$

$$M_{u(\text{total})} = 83562.5 + 38906.25 + 1.75(13500 + 147389.7)$$

$$M_{u(\text{total})} = 404,026 \text{ kg-m} < M_{y(\text{seccion compuesta})}$$

La sección satisface las comprobaciones.

#### 5.3.2.2.2 Resistencia al corte.

$$V_u = 1.0[1.25DC + 1.50DW + 1.75(PL + LL)]$$

$$V_u = 1.25(V_{losa} + V_{V.M.} + V_{ver} + V_{bar} + V_{diaf}) + 1.50V_{asf} + 1.75(V_{peat} + V_{LL})$$

V.P. Interior:  $Vu = 92,180 \text{ kg}$

V.P. Exterior:  $Vu = 85,590 \text{ kg}$

La resistencia al corte factorada, está dada por la ecuación:

$$V_r = \phi_v V_n$$

Dónde:  $V_n =$  Resistencia nominal al corte (kg)

$\phi_v =$  Factor de resistencia, para el caso de corte es igual a 1.

La resistencia nominal al cortante ( $V_n$ ) está dada por la ecuación:

$$V_n = V_{cr} = c * V_p \quad \text{AASHTO: Ec. 6.10.9.2-1}$$

$$V_p = 0.58 * F_{yw} * D * t_w \quad \text{AASHTO: Ec. 6.10.9.2-2}$$

Dónde:  $V_{cr} =$  Resistencia al pandeo por corte

$V_n =$  Resistencia nominal al corte

$V_p =$  Fuerza cortante plástica

$C =$  Relación entre la resistencia al pandeo por cortante y la resistencia a la fluencia por corte. Debe calcularse mediante las siguientes ecuaciones:

$$D/t_w \leq 1.12 \sqrt{Ek/F_{yw}} \rightarrow C = 1 \quad \text{AASHTO: Ec. 6.10.9.2-4}$$

$$\text{Si } 1.12 \sqrt{Ek/F_{yw}} < D/t_w \leq 1.40 \sqrt{Ek/F_{yw}} \rightarrow \frac{1.12}{t_w} \sqrt{Ek/F_{yw}} \quad \text{AASHTO: Ec. 6.10.9.2-5}$$

$$\text{Si } 1.40 \sqrt{Ek/F_{yw}} < D/t_w \rightarrow \frac{1.57}{t_w} \sqrt{Ek/F_{yw}} \quad \text{AASHTO: Ec. 6.10.9.2-6}$$

Siendo “k” el coeficiente de pandeo por cortante de la placa del alma. Dado que se trata de almas sin rigidizadores, el factor "k" debe tomarse como 5.

Para la sección W40x167 A572 Gr65:

$$D = 98.00\text{cm}$$

$$t_w = 1.65\text{cm}$$

$$1.12 \sqrt{Ek/F_{yw}} = 52.9 < D/t_w = 59.39 \leq 1.40 \sqrt{Ek/F_{yw}} = 66.12$$

$$C = \frac{1.12}{t_w} \sqrt{Ek/F_{yw}} = 0.891$$

$$V_p = 0.58 * F_{yw} * D * t_w = 428,602 \text{ kg}$$

$$V_n = V_{cr} = c * V_p = 381,710 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n = 381,710 \text{ kg} > V_u = 92,180 \text{ kg}$$

### 5.3.2.3 Estado límite de Servicio I

#### 5.3.2.3.1 Deflexiones debido a la carga permanente

##### 5.3.2.3.1.1 Sección de acero no compuesta

Deflexión debido al peso propio:

$$\text{V.P. Interior: } \Delta_{PP} = \frac{5(w_{V.M.})L^4}{384EI} = 0.527 \text{ cm}$$

$$\text{V.P. Exterior: } \Delta_{PP} = \frac{5(w_{V.M.})L^4}{384EI} = 0.527 \text{ cm}$$

Deflexión debido al peso de la losa:

$$\text{V.P. Interior: } \Delta_{los} = \frac{5(w_{losa})L^4}{384EI} = 2.54\text{cm}$$

$$\text{V.P. Exterior: } \Delta_{los} = \frac{5(w_{losa})L^4}{384EI} = 2.286\text{cm}$$

Deflexión debido al peso de los diafragmas:

$$\text{V.P. Interior } \Delta_{diaf} = \frac{(w_{diaf})L^3}{24EI} (3L^2 - 4(L/3)^2) = 0.017 \text{ cm}$$

$$\text{V.P. Exterior: } \Delta_{diaf} = 0.017$$

**Deflexión total debido a la carga muerta en la sección no compuesta:**

V.P. Interior:  $\Delta_1=0.527+2.54+0.017 =3.084$  cm

V.P. Exterior:  $\Delta_1= 0.527+2.286+0.017 = 2.830$  cm

## 5.3.2.3.1.2 Sección compuesta a largo plazo

calculamos la deflexión debido al peso de las veredas, las barandas y el asfalto:

$$\Delta_2 = \frac{5(w_{ver} + w_{bar} + w_{asf})L^4}{384EI_{x,tot}}$$

V.P. Interior:  $\Delta_2=3.10$  cm

V.P. Exterior:  $\Delta_2= 0.649$  cm

## 5.3.2.3.1.3 Contraflecha

La deflexión total debido a cargas permanentes es:

V.P. Interior:  $\Delta_{CM} = \Delta_1 + \Delta_2=3.084+0.31 =3.394$  cm

V.P. Exterior:  $\Delta_{CM} = \Delta_1 + \Delta_2=2.83+0.649 =3.479$  cm

## 5.3.2.3.2 Deflexiones debido a la carga viva

El artículo 2.5.2.6.2. menciona para "investigar la máxima deflexión absoluta del puente, todos los carriles de diseño deberían estar cargados, y se debería asumir que todos los elementos portantes se deforman igualmente". Debemos considerarse un factor de distribución igual al número de vías dividido entre el número de vigas ( $2/4= 0.5$ ). Se tendrá un factor de distribución de 0.5 y se multiplicara por 1.33 por efectos dinámicos.

El artículo 3.6.1.3.2. de la AASHTO la deflexión se deberá tomar como el mayor de: La deflexión debida al camión de diseño solamente o, La deflexión debida al 25 por ciento del camión de diseño considerado juntamente con la carga del carril de diseño

Se modelará una viga en programa de cálculo SAP 2000. el proceso de cálculo se muestra a continuación.

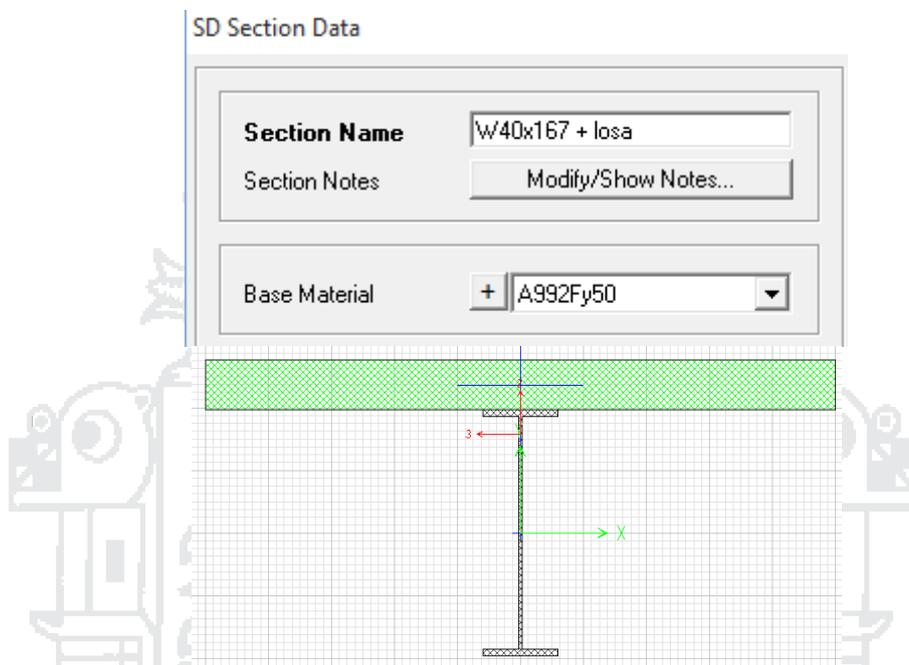


Figura 56:Modelo en Sap2000. Fuente: Sap2000

Property Data

Section Name			
W40x167 + losa			
Properties:			
Cross-section (axial) area	929.694	Section modulus about 3 axis	13592.597
Torsional constant	100159.25	Section modulus about 2 axis	25991.01
Moment of Inertia about 3 axis	1202319.9	Plastic modulus about 3 axis	43104.06
Moment of Inertia about 2 axis	3248876.	Plastic modulus about 2 axis	313723.97
Shear area in 2 direction	206.9615	Radius of Gyration about 3 axis	35.9617
Shear area in 3 direction	617.8112	Radius of Gyration about 2 axis	59.1148

Figura 57:Propiedades de la viga. Fuente: Sap2000

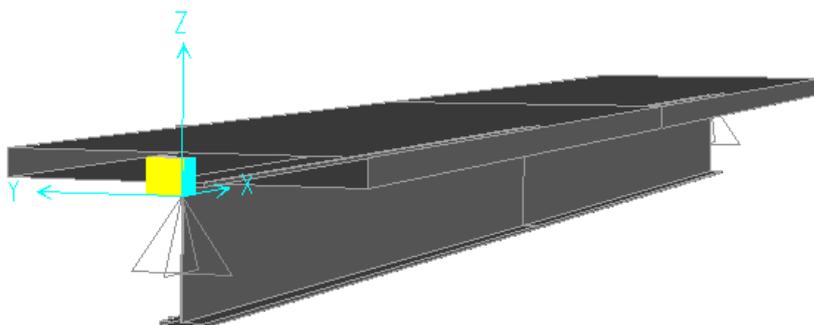
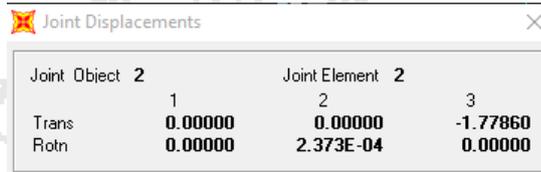


Figura 58:Modelo de la viga compuesta en el Sap2000. Fuente: Sap2000

Las deflexiones calculadas por el programa se muestran en las Figuras. Se toman los valores de desplazamiento en la dirección “3”, definido por el programa como la dirección vertical.

Deflexión debido a la sobrecarga HL-93 (camión)



	Joint Object 2		Joint Element 2	
	1	2	2	3
Trans	0.00000	0.00000	0.00000	-1.77860
Rotn	0.00000	0.00000	2.373E-04	0.00000

Figura 59: Resultados obtenidos del Sap2000. Fuente: Sap2000

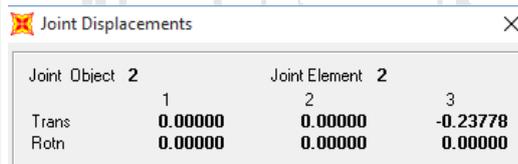
Deflexión debido a la sobrecarga distribuida.



	Joint Object 2		Joint Element 2	
	1	2	2	3
Trans	0.00000	0.00000	0.00000	-0.41831
Rotn	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

Figura 60: Resultados obtenidos del Sap2000. Fuente: Sap2000

Deflexión debido a la sobrecarga peatonal.



	Joint Object 2		Joint Element 2	
	1	2	2	3
Trans	0.00000	0.00000	0.00000	-0.23778
Rotn	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000

Figura 61: Resultados obtenidos del Sap2000. Fuente: Sap2000

La deflexión calculada para la sobrecarga HL-93, toma en cuenta la sobrecarga distribuida, para tener únicamente la deflexión debida al camión, deberá restársele al valor obtenido el valor de la deflexión debido a la sobrecarga distribuida.

Considerando el 100% del camión y sin considerar la sobrecarga distribuida:

$$\Delta_3 = (1.779 - 0.418) + 0.238 = 1.599 \text{ cm}$$

Considerando el 25% del camión y la sobrecarga distribuida:

$$\Delta_3 = (1.779 - 0.418) \times 0.25 + 0.418 + 0.238 = 0.998 \text{ cm}$$

El artículo 2.5.2.6.2 de las especificaciones de la AASHTO establece que, para puentes vehiculares y peatonales, la deflexión máxima debería ser de L/1000.

$$\frac{L}{1000} = \frac{20}{1000} = 2.0 \text{ cm}$$

$$\Delta_3 = 1.599 \text{ cm} < 2.0 \text{ cm} \rightarrow OK$$

5.3.2.4 Estado límite de Servicio II

Para controlar las deformaciones permanentes, la AASHTO limita el esfuerzo de las alas de acero al 95% del esfuerzo de fluencia:

$$f_f \leq 0.95R_h F_{yf} \quad \text{AASHTO: Ec. 6.10.4.2.2-1}$$

Dónde:  $f_f$  = Esfuerzo en el ala de la sección debido a la combinación de Servicio II.

$R_h$  = Factor híbrido. Igual a 1 para secciones de acero homogéneas.

Esfuerzos en la sección no compuesta

$$M = M_{V.M.} + M_{diaf} + M_{Losa}$$

V.P. Interior:  $M=72,850 \text{ kg-m}$        $S_x=9,832 \text{ cm}^3$        $f_f = \frac{M}{S_x} = 741 \text{ kg/cm}^2$

V.P. Exterior:  $M=66,850 \text{ kg-m}$        $S_x = 9,832 \text{ cm}^3$        $f_f = \frac{M}{S_x} = 680 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzos en la sección compuesta a largo plazo:

$$M = M_{Vereda} + M_{Varanda} + M_{Asfalto}$$

V.P. Interior:  $M= 14,063 \text{ kg-m}$        $S_x = 12,810\text{cm}^3$        $f_f = \frac{M}{S_x} = 110\text{kg/cm}^2$

V.P. Exterior:  $M= 29,438 \text{ kg-m}$        $S_x = 12,810\text{cm}^3$        $f_f = \frac{M}{S_x} = 230 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzos en la sección compuesta a corto plazo:

$$M = 1.3(M_{s/c\text{ peat}} + M_{LL})$$

$$\text{V.P. Interior: } M= 187,614 \text{ kg-m} \quad Sx = 14,020\text{cm}^3 \quad f_f = \frac{M}{S_x} = 1,338 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{V.P. Exterior: } M= 209,157 \text{ kg-m} \quad Sx = 14,020\text{cm}^3 \quad f_f = \frac{M}{S_x} = 1,492 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_f \text{ total V.P. Interior: } 741+110+1338 = 2,189 \text{ kg/cm}^2 < 0.95R_hF_yf = 4,342 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_f \text{ total V.P. Exterior: } 680+230+1492 = 2,402 \text{ kg/cm}^2 < 0.95R_hF_yf = 4,342 \text{ kg/cm}^2$$

### 5.3.2.5 Conectores de corte

Colocaremos pernos de corte soldados al ala superior de la viga para que éstos tomen el cortante generado en la unión viga - losa. La resistencia al corte de los conectores de corte está por la ecuación:

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n \quad \text{AASHTO: Ec. 6.10.10.4.1-1}$$

Dónde:  $Q_r$  = Resistencia al corte factorada de un conector de corte.

$Q_n$  = Resistencia al corte nominal de un conector de corte.

$\phi_{sc}$  = Factor de resistencia para conectores de corte, igual a 0.85

La resistencia al corte nominal de un conector de corte, debe tomarse como:

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc}F_u \quad \text{AASHTO: Ec. 6.10.10.4.3-1}$$

Dónde:  $A_{sc}$  = Área transversal de un conector de corte.

$E_c$  = Módulo de elasticidad del concreto.

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días.

$F_u$  = Resistencia a la tracción de un conector de corte.

De acuerdo al artículo 6.4.4 de la AASHTO se utilizará conectores de corte ASTM A108 con resistencias mínimas a la fluencia y a la tracción de 50 ksi y 60 ksi, respectivamente.

$$A_{sc} = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$E_c = 250,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_N = 11881 \text{ Kg} \leq A_{sc} F_u = 11928 \text{ kg}$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_r = \phi_{sc} Q_N = 10139 \text{ kg}$$

$$F_u = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

La fuerza cortante que deberán resistir los pernos de corte es:

$$P = \sqrt{P_p^2 + F_p^2} \quad \text{AASHTO: Ec. 6.10.10.4.2-1}$$

Dónde:  $F_p$  = Fuerza radial en la losa de concreto. Para tramos rectos es 0.

$P_p$  = Fuerza longitudinal total en la losa de concreto en el punto de máximo momento positivo. Debe tomarse como el menor valor entre:

$$P_{1P} = 0.85 f'_c b s t_s \quad (\text{Fuerza cortante al momento en que falla toda la sección de concreto})$$

$$P_{2P} = A_s F_y \quad (\text{Fuerza cortante al momento en que toda la sección acero entra en fluencia})$$

$$P_{1P} = 1,190,000 \text{ kg}$$

$$P_{2P} = 1,114,255 \text{ kg}$$

Entonces:  $P = 1,114,255 \text{ kg}$

Número de pernos de corte  $n = \frac{P}{Q_r} \times 2 = 220$ , conectores en toda la longitud.

Colocar 2 conectores de 3/4" cada 15 cm

### 5.3.3 DIAFRAGMAS

La condición que gobernará el diseño de los diafragmas, será la transferencia de cargas laterales debido al sismo, del tablero a los apoyos. Los diafragmas tendrán una disposición tipo “K” como se muestra en la Figura:

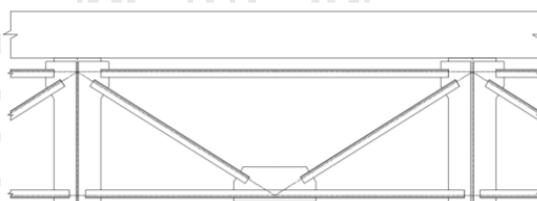


Figura 62: Diafragmas. Fuente: Propia

El artículo 3.10.9.1 de las AASHTO menciona: la fuerza de diseño para la conexión entre la superestructura y la subestructura deberá ser el producto del coeficiente de producto del coeficiente de aceleración,  $A_s$ , y la carga permanente tributaria.

$A_s$  deberá tomarse como el producto de la aceleración pico del suelo y el factor de modificación por el tipo de suelo.

Aceleración pico del suelo para la zona 2:  $Z=0.3$

factor de modificación por el tipo de suelo. Para Suelos intermedios:  $S=1.2$

$$A_{s,h} = 0.3 \times 1.2 = 0.36$$

Hallamos el peso total del puente:

$$P_{\text{puente}} = (1200+249+281.25) \times 2 \times 20 + 60 \times 4 + (1080+249+270+150+168.75) \times 2 \times 20 + 60 \times 4$$

$$P_{\text{puente}} = 146,160 \text{ kg}$$

La carga sísmica horizontal total será:  $146,160 \text{ kg} \times 0.36 = 52,618 \text{ kg}$

Cada apoyo tomará:  $52,618 \text{ kg} / 4 = 13,154 \text{ kg}$

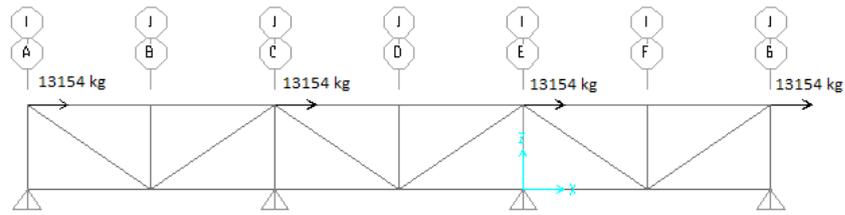


Figura 63:Fuerzas introducidas al Programa Sap2000. Fuente: Sap2000

5.3.3.1 Diseño de las diagonales

Se elegirá un ángulo L 3"x3"x5/16", y verificamos su resistencia a la compresión y a la tracción.

5.3.3.1.1 Resistencia a la compresión

Del análisis obtenido Por el programa sap 2000:

$$Pu = 9,165 \text{ kg}$$

Resistencia a la compresión factorizada,  $Pr$ ,

$$Pr = \phi c P_n \quad \text{AASHTO: Ec. 6.9.2.1-1}$$

Dónde:  $P_n$  = Resistencia nominal a la compresión.

$\phi c$  = Factor de resistencia a la compresión, igual a 0.90 para el estado límite de resistencia y 1.0 para el estado límite de evento extremo.

Resistencia nominal:

Si  $Pe / P_0 \geq 0.44$ , entonces:

$$P_n = \left(0.658^{\left(\frac{P_0}{P_e}\right)}\right) P_0 \quad \text{AASHTO: Ec. 6.9.4.1.1-1}$$

Si  $Pe / P_0 < 0.44$ , entonces:

$$P_n = 0.877 P_e \quad \text{AASHTO: Ec. 6.9.4.1.1-2}$$

Dónde:  $A_g$  = Área transversal de la sección (cm<sup>2</sup>)

$P_0$  = Resistencia nominal a la fluencia =  $F_y A_g$  (kg)

$F_y$  = Resistencia mínima a la fluencia (kg/cm<sup>2</sup>)

$P_e$  = Resistencia crítica al pandeo elástico, para pandeo de flexión o para pandeo flexo-torsional, según sea el caso.

#### 5.3.3.1.1.1 Estado límite de pandeo de flexión (AASHTO artículo 6.9.4.4)

Esbeltez efectiva para ángulos de patas iguales:

Si  $l/r_x \leq 80$ , entonces:  $\left(\frac{kl}{r}\right)_{ef} = 72 + 0.75 \frac{l}{r_x}$  AASHTO: Ec. 6.9.4.4-1

Si  $l/r_x > 80$ , entonces:  $\left(\frac{kl}{r}\right)_{ef} = 32 + 1.25 \frac{l}{r_x}$  AASHTO: Ec. 6.9.4.4-2

Para el ángulo L 3"x3"x5/16" se tiene:

$$l = 1.60 \text{ m}$$

$$r_x = 2.33 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{r} = 69 < 80 \quad \left(\frac{kl}{r}\right)_{ef} = 72 + 0.75 \frac{l}{r_x} = 123.5$$

Resistencia al pandeo elástico, basándose en pandeo de flexión:

$$P_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kl}{r_s}\right)^2} A_g \quad \text{AASHTO: Ec. 6.9.4.1.2-1}$$

Dónde:  $A_g$  = Área transversal de la sección (cm<sup>2</sup>)

$K$  = Factor de longitud efectiva en el plano de pandeo.

$l$  = Longitud sin soporte en el plano de pandeo (cm)

$r_s$  = Radio de giro alrededor del eje de pandeo considerado.

Para el ángulo L 3"x3"x5/16":

$$A_g = 11.48 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_0 = 40,352.20 \text{ kg}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kl}{r_s}\right)^2} A_g = 15,144.19 \text{ kg}$$

$$P_n = 0.877 P_e = 13,281.45 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 13,281.45 \text{ kg} > P_u = 9,164.65 \text{ kg} \quad \text{ok}$$

### 5.3.3.1.2 Resistencia a la tensión

Del análisis obtenido Por el programa sap 2000:

$$P_u = 9,491 \text{ kg}$$

#### 5.3.3.1.2.1 Fluencia de la sección bruta

Resistencia factorizada a la fluencia de la sección bruta,  $P_r$ :

$$P_r = \phi_y P_{ny} = \phi_y F_y A_g \quad \text{AASHTO: Ec. 6.8.2.1-1}$$

Donde:

$P_{ny}$  = Resistencia nominal a la tensión por fluencia de la sección bruta. (kg)

$\phi_y$  = Factor de resistencia para fluencia de miembros a tensión, igual a 0.95 para el estado límite de resistencia y 1.0 para el estado límite de evento.

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia (kg/cm<sup>2</sup>)

$A_g$  = Área bruta de la sección transversal del miembro (cm<sup>2</sup>)

$$\phi_y = 1$$

$$F_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2 \quad Pr = 40,352.20 \text{ kg} > Pu = 9,491.41 \text{ kg}$$

$$A_g = 11.48 \text{ cm}^2$$

### 5.3.3.1.2.2 Fractura de la sección neta efectiva

Resistencia factorizada a la fractura de la sección neta,  $Pr$ ,

$$Pr = \phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_n U \quad \text{AASHTO: Ec. 6.8.2.1-2}$$

Donde:

$P_{nu}$  = Resistencia nominal a la tensión por fracción de la sección efectiva. (kg)

$\phi_u$  = Factor de resistencia para fractura de miembros a tensión, igual a 0.80 para el estado límite de resistencia y 1.0 para el estado límite de evento extremo.

$F_u$  = Resistencia a la tensión (kg/cm<sup>2</sup>)

$A_n$  = Área neta de la sección transversal del miembro (cm<sup>2</sup>)

$U$  = Factor de reducción para tomar en cuenta el retraso de cortante. Deberá tomarse como:

$$U = 1 - \frac{x}{L}$$

Siendo:  $x$  = Excentricidad de la conexión (cm.)

$L$  = Longitud de la conexión (cm.)

$$\phi_u = 1 \quad F_u = 4,570 \text{ kg/cm}^2$$

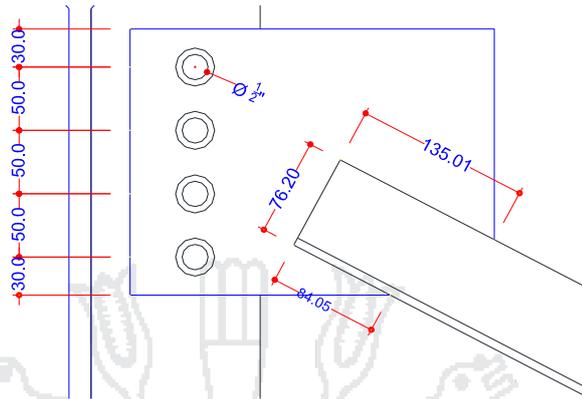


Figura 64:Detalle de unión. Fuente: Propia

$$A_n = A_g = 11.48 \text{ cm}^2$$

$$x = 2.18 \text{ cm}$$

$$L = 8.40 \text{ cm} \quad \rightarrow U = 0.7$$

$$P_r = 4570 \times 2.18 \times 0.74 = 38,848 \text{ kg} > P_u = 9,491 \text{ kg} \quad \rightarrow \text{OK}$$

### 5.3.3.1.3 Soldadura de la conexión viga – diagonal

Se utilizará soldadura de filete, cuya resistencia está dada por la ecuación:

$$\phi R_n = \phi_{e2} 0.6 F_{EXX} \left( \frac{\sqrt{2}}{2} \right) D l$$

Donde:  $\phi_{e2}$  = Factor de resistencia, igual a 1 para evento extremo.

$F_{EXX}$  = Resistencia mínima a la tensión de la soldadura, igual a 4920 kg/cm<sup>2</sup>

$D$  = Tamaño de la soldadura (cm)

$l$  = Longitud de la soldadura (cm)

Se restará 1 cm a cada lado, para despreciar el aporte de las terminaciones y las esquinas.

Resistencia de la soldadura paralela a la carga:

$$\phi R_n = 1.0 \times 0.6 * 4920 \left( \frac{\sqrt{2}}{2} \right) \times 0.6 \times (8.4 + 13.5 - 4) = 22,418 \text{ kg}$$

Resistencia de la soldadura paralela a la carga:

$$\phi R_n = 1.0 \times 0.6 * 4920 \left( \frac{\sqrt{2}}{2} \right) \times 0.6 \times (7.6 - 2) = 7,014 \text{ kg}$$

Despreciando el incremento de resistencia de la soldadura perpendicular a la carga:

$$\phi R_n = \phi R_{n1} + \phi R_{n2} \Rightarrow P_u = 9,491 \text{ kg} \quad \rightarrow OK$$

#### 5.3.3.1.4 Pernos de la conexión viga – diagonal

##### 5.3.3.1.4.1 Resistencia al corte

La resistencia al corte de un perno se calcula mediante la ecuación:

$$\phi V_n = \phi 0.38 A_b F_{ub}, \quad \phi = 0.75$$

Se utilizarán 4 pernos de 1/2" alta resistencia ASTM A325:  $F_u = 8400 \text{ kg/cm}^2$ .

$$\phi V_n = 0.75 \times 0.38 \times (1.29 \times 4) \times 8400 = 12,353 \text{ kg} > P_u = 9,491 \text{ kg} \quad \rightarrow OK$$

##### 5.3.3.1.4.2 Resistencia al aplastamiento

Se utilizará una placa de 1/2".

$$\phi R_n = \phi_{bb} 2.4 d t F_u (\# \text{pernos}) = 0.8 \times 2.4 \times 1.27 \times 1.27 \times 4570 \times 4 = 56,609 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 56,609 \text{ kg}$$

Donde:  $\phi_{bb}$  = Factor de resistencia, igual a 0.8

$d$  = Diámetro del perno (cm)

$t$  = Espesor de la placa base (cm)

$F_u$  = Esfuerzo de tracción de la placa base, igual a  $4570 \text{ kg/cm}^2$

### 5.3.4 APOYOS

#### 5.3.4.1 Geometría del apoyo

Factor de forma de una capa de elastómero,  $S_i$ ,

$$S_i = \frac{LW}{2h_{ri}(L+W)} \quad \text{AASHTO: 14.7.5.1-1}$$

Dónde:  $L$  = Dimensión del apoyo perpendicular al eje de rotación considerado (paralelo al eje longitudinal del puente)

$W$  = Dimensión del apoyo paralela al eje de rotación considerado.

$h_{ri}$  = Espesor de la  $i$ -ésima capa de elastómero.

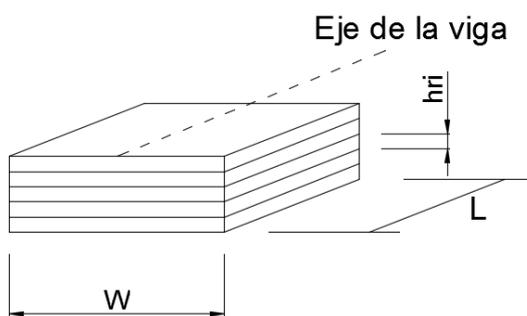


Figura 65:Detalle del elastómero. Fuente: Propia

El apoyo está constituido por 5 capas de elastómero de 1 cm cada una:

$$h_{ri} = 1 \text{ cm}$$

$$W = 35 \text{ cm} \quad S_i = \frac{LW}{2h_{ri}(L+W)} = 8.0759$$

$$L = 30 \text{ cm}$$

$$h_{rt} = 5 \text{ cm}$$

### 5.3.4.2 Propiedades de los materiales

De acuerdo al AASTHO, se usará un módulo de corte entre 0.080 y .175 ksi (5.62 y 12.3 kg/cm<sup>2</sup>), debiéndose tomar el que produzca los resultados más desfavorables. (Art. 14.7.5.2.)

### 5.3.4.3 Cargas de diseño para el estado límite de servicio

Fuerza vertical debido a cargas estáticas:

$$P_{st} = 1.0(V_{losa} + V_{viga\ metalica} + V_{vereda} + V_{baranda} + V_{asfalto} + V_{diafragma})$$

Viga Principal Interior: 17,363 kg

Viga Principal Exterior: 19,238 kg

Fuerza vertical debido a cargas cíclicas:

$$P_{st} = 1.0(V_{carga\ viva\ peatonal} + V_{carga\ viva\ vehicular})$$

V.P. Interior: 39,871 kg

V.P. Exterior: 34,926 kg

### 5.3.4.4 Requerimientos de diseño

#### 5.3.4.4.1 Deformaciones de corte

Deberá cumplirse:  $h_{rt} \geq 2\Delta_s$

Donde:

$h_{rt}$  = Espesor total del elastómero (cm)

$\Delta_s$  = Máxima deformación de corte (cm)

Coefficiente térmico del concreto:  $\alpha_c = 1.00E-05 \text{ } 1/^{\circ}C$

Coefficiente térmico del acero:  $\alpha_a = 1.10E-05 \text{ } 1/^{\circ}C$

La temperatura de la ciudad de Puno varía de  $0.4^{\circ}C$  a  $15.4^{\circ}C$ . entonces:

Gradiente de Temperatura  $\Delta T = 15^{\circ}C$

$$\Delta_s = 2000 \times 1.1 \times 10^{-5} \times 15 = 0.33 \text{ cm}$$

$$2\Delta_s = 0.66 \text{ cm} < h_{rt} = 5.00 \text{ cm} \rightarrow OK$$

#### 5.3.4.4.2 Compresión, rotación y corte combinados

$$(\gamma_{a,st} + \gamma_{r,st} + \gamma_{s,st}) + 1.75(\gamma_{a,cy} + \gamma_{r,cy} + \gamma_{s,cy}) \leq 5.0 \text{ Ec. 14.7.5.3.3-1}$$

$$\gamma_{a,st} \leq 3.0 \text{ AASHTO: Ec. 14.7.5.3.3-2}$$

Dónde:  $\gamma_a$  = Deformación unitaria de corte causada por la carga axial

$\gamma_r$  = Deformación unitaria de corte causada por la rotación

$\gamma_s$  = Deformación unitaria de corte causada por el desplazamiento de corte “st” y “cy”, carga estáticas y cíclicas respectivamente.

Deformación unitaria de corte causada por la carga axial

$$\gamma_a = D_a \frac{\sigma_s}{G_{Si}} \text{ AASHTO: Ec. 14.7.5.3.3-3}$$

Dónde:  $D_a$  = Coeficiente adimensional. Igual a 1.4 para apoyos rectangulares.

$G$  = Módulo de corte del elastómero ( $\text{kg/cm}^2$ )

$S_i$  = Factor de forma de una capa de elastómero

$\sigma_s$  =Esfuerzo de compresión promedio debido a las cargas estáticas o cíclicas  
para el estado límite de servicio

$$D_a = 1.4$$

$$G = 5.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_i = 8.076923077$$

Para el caso de cargas estáticas:

V.P. Interior:

$$\sigma_{s,st} = \frac{P_{st}}{W_{xL}} = 16.54 \text{ kg/cm}^2 \quad y_{a,st} = D_a \frac{\sigma_s}{GS_i} = 0.51 < 3$$

$$\sigma_{s,st} = \frac{P_{st}}{W_{xL}} = 18.32 \text{ kg/cm}^2 \quad y_{a,st} = D_a \frac{\sigma_s}{GS_i} = 0.5651 < 3$$

Para el caso de cargas cíclicas:

V.P. Interior:

$$\sigma_{s,cy} = \frac{P_{cy}}{W_{xL}} = 37.97 \text{ kg/cm}^2 \quad y_{a,cy} = D_a \frac{\sigma_s}{GS_i} = 1.171 < 3$$

$$\sigma_{s,cy} = \frac{P_{cy}}{W_{xL}} = 33.26 \text{ kg/cm}^2 \quad y_{a,cy} = D_a \frac{\sigma_s}{GS_i} = 1.0259 < 3$$

Deformación unitaria de corte causada por la rotación

$$y_r = D_r \left( \frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_s}{n}$$

Donde:  $D_r$  = Factor adimensional. Para apoyos rectangulares deberá tomarse como 0.5

$h_{ri}$  = Espesor de la  $i$ -ésima capa de elastómero. (cm)

$L$  =Dimensión del apoyo perpendicular al eje de rotación considerado (paralelo al eje del puente). (cm)

$n$  = Número de capas interiores de elastómero.

$\theta_s$  = Máximo ángulo de rotación debido a cargas estáticas o cíclicas. (rad)

$$D_r = 0.5$$

$$L = 30 \text{ cm}$$

$$h_{ri} = 1 \text{ cm}$$

$$n = 3$$

Cálculo del giro debido a cargas vivas,

Del modelo en SAP2000 utilizado para el cálculo de deflexiones

$$\theta_{s,cy} = 0.00271 \text{ rad} \quad y_{r,st} = D_r \left( \frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_s}{n} = 0.4065$$

La AASHTO establece que se debe agregar un giro debido a las incertidumbres y tolerancias en la construcción

$$\theta_{s,st} = 0.00500 \text{ rad} \quad y_{r,cy} = D_r \left( \frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_s}{n} = 0.75$$

Deformación unitaria de corte causada por la deformación de corte

$$y_s = \frac{\Delta_s}{h_{rt}} \quad \text{AASHTO: Ec. 14.7.5.3.3-10}$$

Donde:  $h_{rt}$  = Espesor total del elastómero (cm)

$\Delta_s$  = Máxima deformación de corte (cm)

$$\Delta_{s,st} = 0.33 \text{ cm}$$

$$h_{rt} = 5 \text{ cm}$$

$$y_{s,st} = 0.066$$

Verificamos la ecuación de interacción para compresión, rotación y corte combinados:

$$(y_{a,st} + y_{r,st} + y_{s,st}) + 1.75(y_{a,cy} + y_{r,cy} + y_{s,cy}) \leq 5.0$$

V.P. Interior:

$$(0.51 + 0.75 + 0.066) + 1.75 (1.171 + 0.4065) = 4.0869 \quad < 5 \rightarrow OK$$

V.P. Exterior:

$$(0.565 + 0.75 + 0.066) + 1.75 (1.026 + 0.4065) = 3.8878 \quad < 5 \rightarrow OK$$

5.3.4.4.3 Estabilidad del apoyo elastomérico

Se considerará que un apoyo es estable si se cumple la ecuación:

$$2A \leq B \text{ AASHTO: Ec. 14.7.5.3.4-1}$$

$$A = \frac{1.92 \frac{h_{rt}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2.0L}{W}}} \text{ AASHTO: Ec. 14.7.5.3.4-2}$$

$$B = \frac{2.67}{(S_1 + 2.0) \left(1 + \frac{L}{4.0W}\right)} \text{ AASHTO: Ec. 14.7.5.3.4-3}$$

Dónde:  $h_{rt}$  = Espesor total del elastómero (cm)

$L$  = Dimensión del apoyo perpendicular al eje de rotación (paralela al Eje longitudinal del puente, cm)

$S_i$  = Factor de forma de la  $i$ -ésima capa de elastómero.

$W$  = Dimensión del apoyo paralela al eje de rotación (cm)

Si no cumple que  $2A \leq B$  el esfuerzo promedio debido a la carga total deberá satisfacer:

$$\sigma_s \leq \frac{GS_i}{2A-B} \text{ AASHTO: Ec. 14.7.5.3.4-4}$$

Para:  $h_{rt} = 5 \text{ cm}$      $L = 30 \text{ cm}$      $W = 35 \text{ cm}$      $S_i = 8.0769$

$$A = 0.194 \qquad B = 0.218$$

$$2A = 0.3885$$

No se cumple que 2A sea menor que B,

$$\frac{GS_i}{2A-B} = 267 \text{ kg/cm}^2$$

V.P. Interior:

$$\sigma_s = 55 \text{ kg/cm}^2 < 267 \text{ kg/cm}^2$$

V.P. Exterior:

$$\sigma_s = 52 \text{ kg/cm}^2 < 267 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow OK$$

#### 5.3.4.4.4 Acero de refuerzo

El espesor  $h_s$  deberá satisfacer:

En el estado límite de servicio: 
$$h_s = \frac{3h_{ri}\sigma_s}{F_y}$$

En el estado límite de fatiga: 
$$h_s = \frac{2h_{ri}\sigma_L}{\Delta F_{TH}}$$

Dónde:  $\Delta F_{TH}$  = Constante de amplitud de fatiga para la categoría A, como se especifica en el artículo 6.6 de las especificaciones de la AASHTO (kg/cm<sup>2</sup>)

$h_{ri}$  = Espesor de la i-ésima capa interna de elastómero (cm)

$\sigma_L$  = Esfuerzo de compresión promedio en el estado límite de servicio debido a la carga viva (kg/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_s$  = Esfuerzo de compresión promedio en el estado límite de servicio debido a la carga total (kg/cm<sup>2</sup>)

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia de las placas de acero ( $\text{kg/cm}^2$ )

V.P. Interior:

$$\sigma_s = (17363 + 39871) / (30 \times 35) = 55 \text{ kg/cm}^2 \qquad \frac{3h_{ri}\sigma_s}{F_y} = 0.36 \text{ mm}$$

$$\sigma_L = 39,871 \text{ kg} / (30 \times 35) = 38 \text{ kg/cm}^2 \qquad \frac{2h_{ri}\sigma_L}{\Delta F_{TH}} = 0.46 \text{ mm}$$

Elegimos el espesor mínimo especificado de 1.5mm

Se elige un apoyo elastomérico de dureza 60, de  $L=30$  cm,  $W=35$  cm, con un espesor total de 56 mm conformado por: 5 capas de elastómero de neopreno de 10 mm y 4 planchas de refuerzo de 1.5 mm G50.

#### 5.3.4.4.5 Deflexión debido a la compresión

La AASHTO recomienda limitar la deformación vertical debido a la carga viva a 3 mm

Deformaciones debido a la carga viva:  $\delta_l = \sum \varepsilon_{Li} h_{ri}$

Deformaciones debido a la carga muerta inicial:  $\delta_d = \sum \varepsilon_{di} h_{ri}$

Deformaciones debido a la carga muerta a largo plazo (incluyendo efectos de creep)

$$\delta_{lt} = \delta_d + a_r \delta_d$$

Dónde:  $h_{ri}$  = Espesor de la  $i$ -ésima capa de elastómero.

$\varepsilon_{Li}$  = Deformación unitaria debido a la carga viva instantánea en la  $i$ -ésima capa de elastómero.

$\epsilon_{di}$  = Deformación unitaria debido a la carga muerta inicial en la i-ésima capa de elastómero.

$a_r$  = Deflexión debido al creep dividida entre la deflexión inicial debida a carga muerta. Pueden usarse los valores de la tabla 14.7.6.2-1 de las especificaciones de la AASHTO.

Para hallar las deformaciones unitarias, se utilizará la Figura.

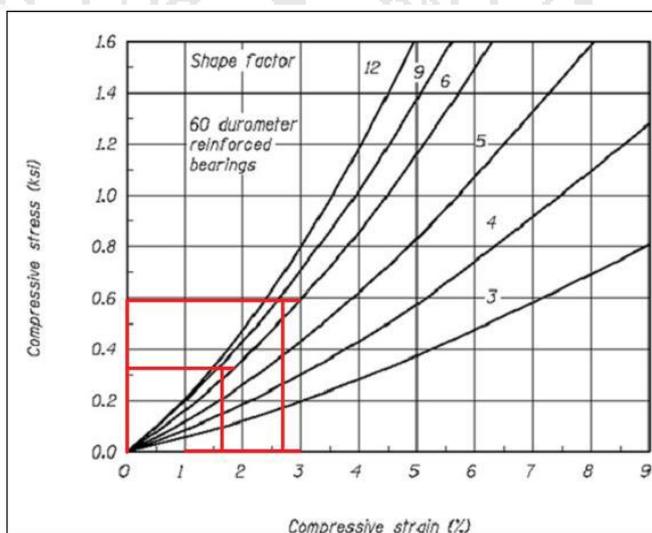


Figura 66: Curvas de esfuerzo de compresión vs Deformación unitaria para apoyos elastoméricos de dureza 60.

Fuente: AASHTO

$$\sigma_D = 16.54 \text{ kg/cm}^2 = 0.24 \text{ KSI}$$

$$\sigma_L = 37.97 \text{ kg/cm}^2 = 0.54 \text{ KSI}$$

$$S_i = 8.0769$$

$$\epsilon_{Li} = 2.45\% = 0.0245$$

$$\epsilon_{di} = 1.50\% = 0.015$$

$$a_r = 0.35$$

Table 14.7.6.2-1

Las deformaciones debido a compresión serán:

$$\delta_L = 0.0245 \times 10 \times 5 = 1.225 \text{ mm}$$

$$\delta_d = 0.015 \times 10 \times 5 = 0.75 \text{ mm}$$

$$\delta_{Lt} = 0.75 + 0.35 \times 0.75 = 1.0125 \text{ mm}$$

La deformación total será:

$$\delta_{total} = 1.225 + 1.0125 = 2.2375 \text{ mm} \quad \rightarrow \textit{Aceptable}$$

#### 5.3.4.4.6 Pernos de anclaje

##### 5.3.4.4.6.1 Resistencia al corte

$$P_{puente} = 146,160 \text{ kg}$$

$$\text{Carga sísmica: } 0.36 \times 146160 = 52,618 \text{ kg}$$

La fuerza de frenado, se tomará como el 25% de las cargas verticales de cada uno de los ejes del camión. y se le aplicará un factor de carga de 0.5:

$$52618 + 0.25(3570 + 14780 + 14780) \times 0.5 = 56,759 \text{ kg}$$

Carga sísmica horizontal paralela al eje longitudinal del puente, dicha carga se repartirá únicamente entre los apoyos fijos.

$$\text{Para cada apoyo: } 56,759 \text{ kg} / 4 = 14,190 \text{ kg}$$

Carga sísmica horizontal perpendicular al eje longitudinal del puente, dicha carga se repartirá entre todos los apoyos.

Para cada apoyo:  $56,759 \text{ kg}/8=7,095 \text{ kg}$

El artículo 3.10.8 de las especificaciones de la AASHTO establece que se debe usar el 100% de la fuerza en una de las direcciones perpendiculares, combinada con el 30% de la fuerza en la segunda dirección perpendicular.

$$V_{U \text{ total}} = \sqrt{V_x^2 + (0.3xV_y)^2} = 14,348 \text{ kg}$$

Resistencia nominal al corte de un perno:

$$V_n = 0.38A_b F_{ub} \quad \text{AASHTO: Ec. 6.13.2.12-1}$$

El factor de resistencia  $\phi$  será de 1.0 para evento extremo. Utilizando 2 pernos de 1 1/4" (A = 7.92 cm<sup>2</sup>):

$$\phi V_n = 1.0 \times 0.38 \times (2 \times 7.92) \times 5270 = 31,721 \text{ kg} > 14,348 \text{ kg} \quad \rightarrow \text{OK}$$

5.3.4.4.6.2 Resistencia al aplastamiento de la placa base.

Diámetro del perno:  $d = 3.175 \text{ cm}$

Espesor de la placa:  $t = 3.810 \text{ cm}$

Esfuerzo de rotura de la placa:  $F_u = 4,570 \text{ kg/cm}^2$

#pernos = 2

$$\phi R_n = 2.4dtF_u(\#pernos) = 265,354 \text{ kg} > 14,348 \text{ kg} \quad \rightarrow OK$$

#### 5.3.4.4.6.3 Capacidad flexionante del perno.

La inercia del perno es:  $I = \frac{\pi r^4}{4} = 4.99 \text{ cm}^4$

Para un factor de carga  $\phi = 1$ , y un esfuerzo de fluencia  $F_y = 3865 \text{ kg/cm}^2$ , el momento resistente del perno será su momento de fluencia.

$$\phi M_y = \frac{F_y(I)}{c} = 12,145 \text{ kg/cm}^2$$

El cortante que toma cada perno es:

$$V_{u \text{ c/perno}} = 14,348 \text{ kg} / 2 = 7,174 \text{ kg}$$

El máximo brazo de palanca que puede haber es:

$$\text{Brazo máximo} = 12,145 \text{ kg/cm}^2 / (7,174 \text{ kg}) = 1.69 \text{ cm}$$

La distancia libre entre la placa de base y la superficie del estribo es de 5.6 cm.

Por lo tanto, se le soldarán placas de corte de 1 7/8" de espesor, con lo cual el brazo de palanca será:

$$\text{Brazo} = 5.6 - (1.875 \times 2.54) = 0.84 \text{ cm} < 1.69 \text{ cm} \quad \rightarrow OK$$

Resistencia del anclaje ante el cortante en la dirección perpendicular al eje del puente, considerando la resistencia del concreto a la rotura debido al cortante transmitido por los pernos:

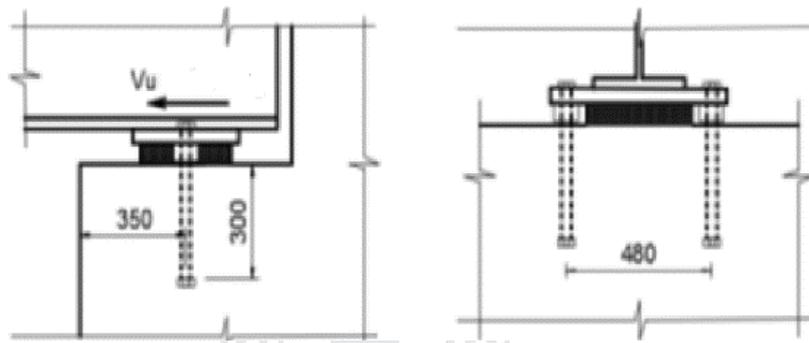


Figura 67:Detalle de apoyos. Fuente: Propia

5.3.4.4.6.4 Resistencia al corte de los pernos

$$\phi V_{n1} = 31,721 \text{ kg}$$

**Resistencia al corte de los pernos**

Considerando una longitud del anclaje  $hef=30\text{cm}$  y una distancia al borde del estribo  $ca1 = 35$

$$A_{vco} = 4.5c_a^2 = 4.5 \times 3.5^2 = 5,512.50 \text{ cm}^2$$

La resistencia a la rotura del concreto está dada por la ecuación

$$V_{cbg} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \Psi_{ec,v} \Psi_{ed,v} \Psi_{c,v} \Psi_{h,v} V_b$$

Donde:  $A_{vco}$  = Área proyectada de la falla de un perno, cuando la distancia del perno a los bordes es igual o mayor a  $1.5c_a$  en la dirección perpendicular a la fuerza de corte, siendo  $hef$  la longitud de anclaje del perno ( $\text{cm}^2$ ). Deberá tomarse como:

$$A_{vco} = 4.5c_a^2 = 4.5 \times 3.5^2 = 5,512.50 \text{ cm}^2$$

$A_{vc}$  = Área proyectada real de la falla del grupo de pernos ( $\text{cm}^2$ ).

$V_b$  = Resistencia a la rotura del concreto de un perno simple (kg). Deberá tomarse como:

$$V_b = 1.86 \left( \frac{h_{ef}}{d} \right)^{0.2} \sqrt{d} \sqrt{f_c} c_{a1}^{1.5}$$

$h_{ef}$  = Longitud de anclaje del perno (cm)

$d$  = Diámetro del perno (cm)

$c_{a1}$  = Distancia del perno al borde perpendicular a la fuerza de corte (cm)

$\Psi_{ec,v}$  = Factor que toma en cuenta la excentricidad de los pernos con respecto a la fuerza cortante. En este caso igual a 1.

$\Psi_{ed,v}$  = Factor que toma en cuenta los efectos de borde, cuando la distancia del perno la borde paralelo a la dirección de la fuerza  $c_{a2}$ , es menor que 1.5 veces la distancia del perno al borde perpendicular a la fuerza,  $c_{a1}$ . En este caso igual a 1 pues la berma es continua.

$\Psi_{c,v}$  = Factor que toma en cuenta las grietas en el concreto. Para pernos colocados antes del vaciado de concreto,  $\Psi_{c,v} = 1.4$  si el análisis indica que no hay agrietamiento bajo cargas de servicio. Caso contrario,  $\Psi_{c,v} = 1$

$\Psi_{h,v}$  = Factor de modificación para el caso en el que el miembro de concreto tenga un espesor menor que 1.5 veces  $c_{a1}$ . En este caso igual a 1.

La falla del concreto debido a un perno sometido a corte tendrá la forma de media pirámide. El área proyectada de falla se calculará como la base de dicha pirámide

$$A_{vc} = 1.5 \times 35 \times (2 \times 1.5 \times 35 + 48) = 8,032.50 \text{ cm}^2$$

$$V_b = 1.86 \left( \frac{h_{ef}}{d} \right)^{0.2} \sqrt{d} \sqrt{f_c} c_{a1}^{1.5} = 15,584 \text{ kg}$$

$$\Psi_{ec,v} = 1 \quad \Psi_{ed,v} = 1 \quad \Psi_{h,v} = 1$$

$$V_{cbg} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \Psi_{ec,v} \Psi_{ed,v} \Psi_{c,v} \Psi_{h,v} V_b = 31,791 \text{ kg}$$

Considerando un factor de resistencia de 1 para evento extremo:

$$\phi V_n = 31,791 \text{ kg}$$

#### 5.3.4.4.6.5 Resistencia al arranque de los pernos sometidos a corte

La resistencia nominal a la rotura del concreto debido a pernos en tracción, está dado por la ecuación:

$$V_{cbg} = \frac{A_{NC}}{A_{NCO}} \Psi_{ec,v} \Psi_{ed,v} \Psi_{c,v} \Psi_{h,v} V_b \quad \text{AASHTO: Ec. D-4}$$

Donde:

$A_{NCO}$  = Área proyectada del cono de falla, cuando la distancia del perno a los bordes es igual o mayor a  $1.5h_{ef}$ , siendo  $h_{ef}$  la longitud de anclaje del perno (cm<sup>2</sup>). Deberá tomarse como:

$$A_{NCO} = 9h_{ef}^2$$

$A_{NC}$  = Área proyectada real del cono de falla del grupo de pernos (cm<sup>2</sup>).

$N_b$ = Resistencia a la rotura del concreto de un perno simple (kg). Deberá tomarse como

$$N_b = 10.2\sqrt{f'_c}h_{ef}^{1.5}$$

$\Psi_{ec,N}$ =Factor que toma en cuenta la excentricidad de los pernos con respecto a la fuerza de tracción resultante. Dado que en nuestro no existe excentricidad, tomaremos  $\Psi_{ec,N}= 1$ .

$\Psi_{ed,N}$ =Factor que toma en cuenta los efectos de borde, cuando la distancia del perno la borde,  $e_{a,min}$ , es menor que  $1.5h_{ef}$

$$\Psi_{ed,v} = 0.7 + 0.3 \frac{e_{a,min}}{1.5h_{ef}}$$

$\Psi_{c,N}$ =Factor que toma en cuenta las grietas en el concreto. Para pernos colocados antes del vaciado de concreto,  $\Psi_{c,N}= 1.25$  si el análisis indica que no hay agrietamiento bajo cargas de servicio. Caso contrario,  $\Psi_{c,N}= 1$

$\Psi_{cp,N}$ =Factor de modificación para pernos instalados después del vaciado. Para pernos instalados antes del vaciado,  $\Psi_{cp,N}= 1$ .

$$A_{NCO} = 9h_{ef}^2 = 9 \times 30^2 = 8,100.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{NC} = (35 + 1.5 \times 30)(3 \times 30 + 48) = 11,040.00 \text{ cm}^2$$

$$N_b = 10.2\sqrt{f'_c}h_{ef}^{1.5} = 10.2\sqrt{210} \times 30^{1.5} = 24,288 \text{ kg}$$

$$\Psi_{ec,N} = 1$$

$$\Psi_{c,N} = 1.25$$

$$\Psi_{cp,N} = 1$$

$$\Psi_{ed,v} = 0.7 + 0.3 \frac{e_{a,min}}{1.5h_{ef}} = 0.7 + 0.3 \frac{35}{1.5 \times 30} = 0.93$$

$$N_{cbg} = \frac{A_{NC}}{A_{NCO}} \Psi_{ec,v} \Psi_{ed,v} \Psi_{c,v} \Psi_{h,v} N_b = 38,621 \text{ kg}$$

$$V_{cpg} = k_{cp} N_{cbg} = 2 \times 38621 = 77,242 \text{ kg}$$

$$\phi V_{n3} = 77,242 \text{ kg}$$

La resistencia al corte del anclaje será la menor de las resistencias.

$$\phi V_{nb} = 31,721 \text{ kg} > V_u = 14,190 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

#### 5.3.4.4.6 Resistencia a la tracción

Se evaluará la resistencia de los pernos a las cargas debido a la aceleración vertical producida por el sismo.

Tomaremos un valor de aceleración vertical igual a 2/3 de la aceleración horizontal:

$$A_{s,v} = 2/3(0.36) = 0.24$$

La carga sísmica vertical total será:  $0.24 \times 52,618 \text{ kg} = 12,628 \text{ kg}$

$$\text{Cada apoyo tomará} \quad 12,628 \text{ kg} / 8 = 1,579 \text{ kg}$$

#### Resistencia a la tracción de los pernos

$$T_n = 0.76 A_b F_{ub} \quad \text{Ec. 6.13.2.10.2-1}$$

$$\phi T_n = 1.0 \times 0.76 \times (2 \times 7.92) \times 5270 = 63,442 \text{ kg}$$

**Resistencia a la rotura del concreto**

$$N_{cbg} = 38,621 \text{ kg}$$

$$\phi T_{n2} = 38,621 \text{ kg}$$

**Resistencia al arranque del perno**

Para pernos de 1 1/4", podemos considerar tuercas hexagonales de 2" de ancho:

$$A_{tuerca} = 22.35 \text{ cm}^2 \quad N_{pn} = \Psi_{ec,N} N_p = 1.4 \times 48484.8 = 67,879 \text{ kg}$$

$$A_{bgr} = 2x(22.35 - 7.92) = 28.86 \text{ cm}^2 \quad N_p = 8A_{bgr} f_c = 48,485 \text{ kg}$$

Dónde:  $\Psi_{c,p} = 1.4$  (sin agrietamiento con cargas de servicio. Caso contrario  $\Psi_{c,p} = 1$ )

$A_{bgr}$  = Área de aplastamiento del concreto. (cm<sup>2</sup>)

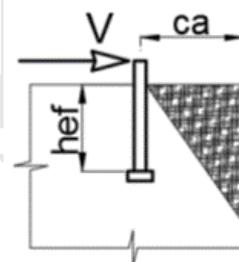
$$\phi T_{n3} = 67,879 \text{ kg}$$

**Resistencia a la rotura lateral del concreto**

$h_{ef} < 2.5 * c_a \rightarrow$  No es necesario evaluar

$h_{ef}$  = Longitud de anclaje del perno (cm)

$c_{a1}$  = Distancia del perno al borde perpendicular a la fuerza de corte (cm)



La resistencia a la tracción del anclaje será la menor de las resistencias previamente halladas:

$$\phi T_{nb} = 38,621 \text{ kg} > Tu = 1,579 \text{ kg} \rightarrow OK$$

## 5.4 DISEÑO ESTRUCTURAL DE ESTRIBO

### 5.4.1 PRE-DIMENSIONADO

Para la altura  $H = 7.85\text{m}$

$B =$  ancho del cimiento  $= \frac{1}{2}H \sim \frac{2}{3}H = 3.93\text{m}$  a  $5.23\text{m}$

$B = 5.35\text{m}$  adoptado

$D =$  altura del cimiento  $= 0.1H = 0.79\text{m}$

$D = 1.15\text{m}$  adoptado

$L_{\text{punta}} =$  longitud de punta  $= B/3 = 1.78\text{m}$

$L_{\text{punta}} = 1.55\text{m}$  adoptado

$t_{\text{sup}} =$  grosor menor de pantalla  $= H/24 = 0.33\text{m}$   $t_{\text{sup mín}} = 0.40\text{m}$

$t_{\text{inf}} =$  grosor mayor de pantalla  $= 0.1H = 0.79\text{m}$   $t_{\text{inf}} = 0.90\text{m}$

$N = 0.80\text{m}$  (adoptado)  $> N_{\text{mín}} = 0.28\text{m}$

$N_{\text{mín}} =$  longitud mínima de cajuela (2.11.2, Manual de Diseño de Puentes, MTC Perú)

$$N_{\text{mín}} = (200 + 0.0017L + 0.0067H') (1 + 0.000125S^2)$$

con  $L = 20,000.00\text{mm}$   $H' = 7,000.00\text{mm}$   $S^\circ = 6.53^\circ$

$N_{\text{mín}} = 0.28\text{m}$

Otras medidas tomadas se muestran en el gráfico siguiente:

DIMENSION	CALCULADO	ASUMIDO	OBS.	DIMENSION	CALCULADO	ASUMIDO	OBS.
<b>H</b>	7.85 m	7.85 m	Dato	<b>b1</b>	0.35 m	0.35 m	Asumido
<b>h</b>	1.60 m	1.70 m	Dato	<b>b2</b>	0.30 m	0.30 m	Asumido
<b>B=0.6H</b>	4.71 m	5.35 m	Criterio	<b>s°</b>	6.53°	6.53°	Calculado
<b>D=0.1H</b>	0.79 m	1.15 m	Criterio	<b>N<sub>mínimo</sub></b>	0.28 m	--	Según Norma
<b>t<sub>sup</sub></b>	0.40 m	0.40 m	Valor mínimo	<b>N</b>	0.80 m	0.80 m	Calculado
<b>t<sub>inf</sub>=0.1H</b>	0.79 m	0.90 m	Criterio	<b>h<sub>a</sub></b>	0.50 m	0.50 m	Dato
<b>L=B/3</b>	1.57 m	1.55 m	Criterio	<b>t<sub>ha</sub></b>	0.78 m	0.78 m	Calculado
<b>e<sub>losa</sub></b>	0.25 m	0.25 m	Dato	<b>H<sub>pant</sub></b>	6.70 m	6.70 m	Calculado
<b>h<sub>viga</sub></b>	0.98 m	0.98 m	Dato	<b>H prom</b>	7.00 m		
<b>Eneopreno</b>	0.10 m	0.10 m	Dato				
<b>h<sub>parapeto</sub></b>	1.33 m	1.33 m	e <sub>losa</sub> +h <sub>viga</sub> +e				
<b>b<sub>parapeto</sub></b>	0.25 m	0.25 m	Asumido				
<b>e1</b>	0.40 m	0.40 m	Asumido				
<b>e2</b>	0.60 m	0.60 m	Asumido				

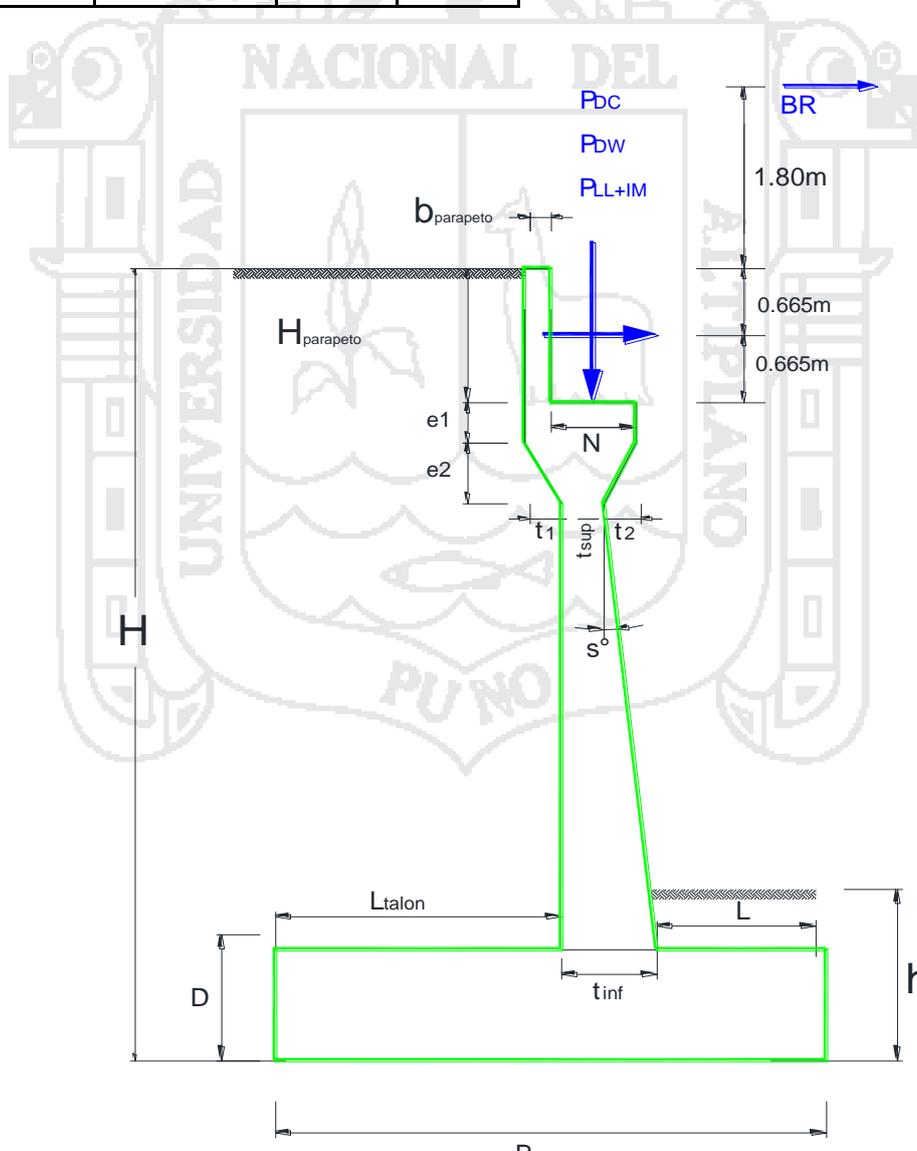


Figura 68: Dimensiones de los Estribos. Fuente: Propia

5.4.2 CASO I – ESTRIBO CON PUENTE

5.4.2.1 CARGAS

5.4.2.1.1 CARGAS VERTICALES

Cargas DC

Peso propio estribo de concreto armado (DC):

	Volume	DC	XA (m)	YA (m)	XA.DC	YA.DC
						Ton-
1	0.333	0.798	2.675	7.185	2.13	5.73
2	0.420	1.008	2.275	6.320	2.29	6.37
3	0.105	0.252	2.567	5.920	0.65	1.49
4	1.988	4.771	2.250	3.635	10.74	17.34
5	0.090	0.216	1.950	5.920	0.42	1.28
6	1.093	2.622	1.883	2.607	4.94	6.83
7	6.153	14.766	2.675	0.575	39.50	8.49
<b>Σ total</b>		<b>24.4332</b>			<b>60.67</b>	<b>47.54</b>
<b>Sin considerar</b>		<b>9.667</b>			<b>21.169</b>	<b>39.053</b>

$DC=24.43\text{Ton/m}$

$X_A = 60.67/24.43=2.48\text{m}$

$Y_A = 47.54/24.43=1.95\text{m}$

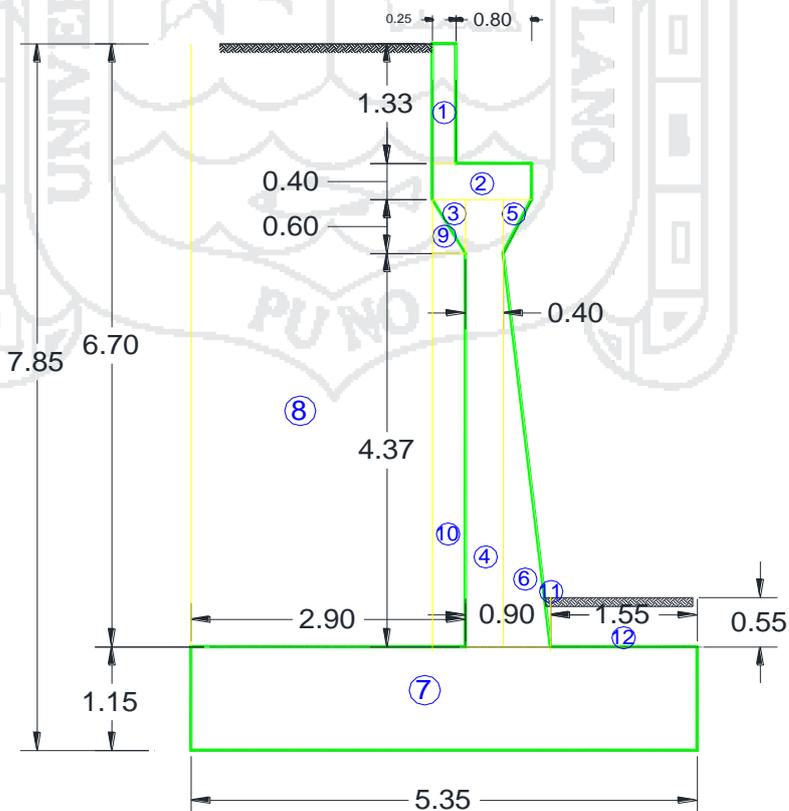


Figura 69: Peso propio de los Estribos Y del relleno. Fuente: Propia

Superestructura

$$P_{DC} = 128.4 / (2 * 8.5) = 7.55 \text{Ton/m}$$

$$X_A = 2.15 \text{m}$$

Cargas DW

Peso asfalto en superestructura:

$$P_{DW} = 18 / (2 * 8.5) = 1.06 \text{Ton/m}$$

$$X_A = 2.15 \text{m}$$

Cargas EV (peso del terreno)

$$\gamma_t = 2.15 \text{Ton/m}$$

	Volume	DC	XA (m)	YA (m)	XA.DC	YA.DC
						Ton-
8	17.085	36.733	4.075	4.500	149.69	165.30
9	0.105	0.226	2.683	5.720	0.61	1.29
10	1.530	3.288	2.625	3.335	8.63	10.97
11	0.017	0.037	1.571	1.517	0.06	0.06
12	0.853	1.833	0.775	1.425	1.42	2.61
$\Sigma =$		<b>42.117</b>			<b>160.40</b>	<b>180.22</b>
<b>8+9+10</b>	<b>18.720</b>	<b>40.247</b>			<b>158.924</b>	<b>177.556</b>

$$EV = 42.12 \text{Ton/m} \quad XA = 160.40 / 42.12 = 3.81 \text{m} \quad YA = 180.22 / 42.12 = 4.28 \text{m}$$

Cargas LL+IM

Carga viva e impacto desde la superestructura:

$$P_{LL+IM} = ((14.8 + 14.8 * 0.776 + 3.6 * 0.552) * 2 * 1.33 + 0.96 * 19.2) / 8.5 = 11.02 \text{Ton/m}$$

$$X_A = 2.15 \text{m}$$

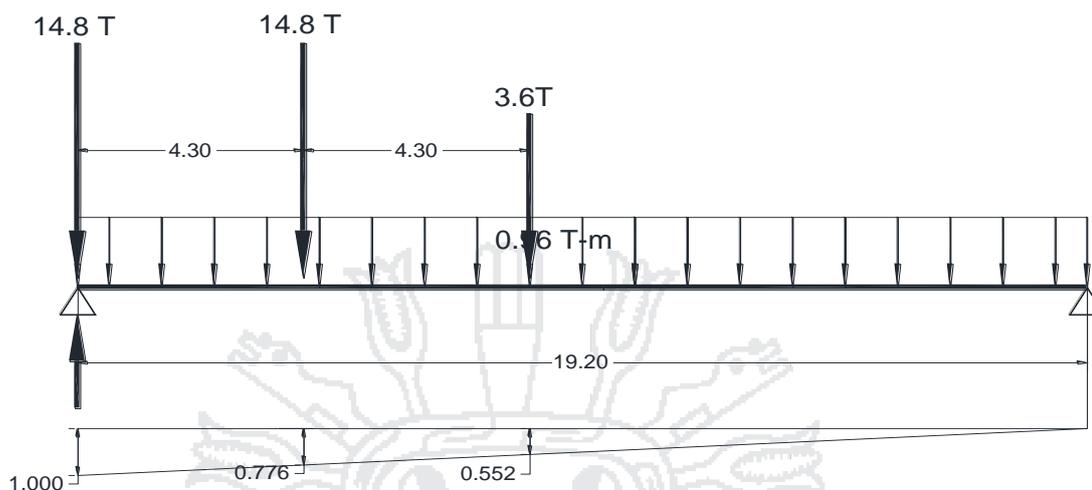


Figura 70: Ubicación del camión de diseño para máximo cortante. Fuente: Propia

Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Altura equivalente de suelo por S/C (Tabla 3.11.6.4-1):

Por cargas vehiculares actuando sobre el terreno, agregamos una porción equivalente de suelo. En este caso para  $H = 7.85$  m,  $h' = 0.60$  m.

Terreno equivalente extendido en 2.55m del talón del estribo:

$$LS_y = 2.55\text{m} \times 0.60 \text{ m} \times 2.15\text{Ton/m} = 3.29\text{Ton/m}$$

$$X_A = 4.08\text{m}$$

Resumen Cargas Verticales				
		Carga	$X_A$	$Ma$
DC	DC	24.43	2.48m	60.67
PDC	DC	7.55	2.15m	16.24
PDW	DW	1.06	2.15m	2.28
EV	EV	42.12	3.81m	160.40
PLL+I	LL+IM	11.02	2.15m	23.68
LSY	LS	3.29	4.08m	13.40
$\Sigma =$		89.47		276.68

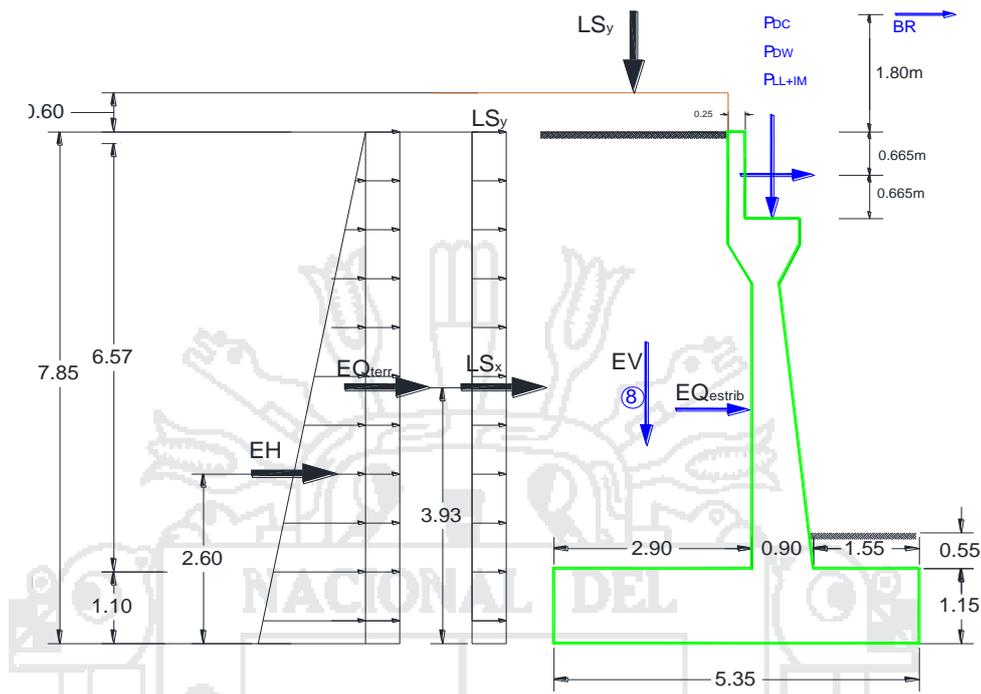


Figura 71: Fuerzas actuantes en el estribo. Fuente: Propia

5.4.2.1.2 CARGAS HORIZONTALES (considerando franjas de 1m de longitud)

Cálculo del coeficiente de empuje activo ( $K_a$ )

$\phi$  = ángulo de fricción interna = 30.00°

$\delta$  = ángulo de fricción entre el suelo y el muro = 0.00°

$\beta$  = ángulo del material del suelo con la horizontal = 0.00°

$\Theta$  = ángulo de inclinación del muro del lado del terreno = 90.00°

Para  $K_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \phi'_f)}{r[\text{sen}^2\theta * \text{sen}(\theta - \delta)]}$  3.11.5.3-2

$r = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi'_f + \delta) * \text{sen}(\phi'_f - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta) * \text{sen}(\theta + \beta)}} \right]^2$  3.11.5.3-1

$$K_a = 0.333$$

$$r = 2.25$$

**Cargas actuantes:**

**Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)**

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva:

$$p'' = K_a h' \gamma_t = 0.333 \times 0.6 \text{ m} \times 2.15 \text{ Ton/m} = 0.430 \text{ Ton/m}^2$$

$$LS_x = H(p'') = 7.85 \text{ m} \times 0.430 \text{ Ton/m}^2$$

$$LS_x = 3.38 \text{ Ton/m}$$

$$Y_A = 3.93 \text{ m}$$

**Cargas EH (presión lateral del terreno)**

Por 7.85m de terreno:

$$p'' = K_a * H * \gamma_t = 0.333 \times 7.5 \text{ m} \times 2.15 \text{ Ton/m} = 5.626 \text{ Ton/m}^2$$

$$EH = \frac{1}{2} H (p) = \frac{1}{2} \times 7.85 \text{ m} \times 5.626 \text{ Ton/m}^2$$

$$EH = 22.08 \text{ Ton/m}$$

$$Y_A = 2.62 \text{ m}$$

**Cargas EQ (acción sísmica)**

a) Acción sísmica del terreno (EQ<sub>terr</sub>):

$\phi = \text{ángulo de fricción interna} = 30.00^\circ$

$\delta = \text{ángulo de fricción entre el suelo y el muro} = 0.00^\circ$

$i = \text{ángulo del material del suelo con la horizontal} = 0.00^\circ$

$\beta = \text{ángulo de inclinación del muro con la vertical} = 0.00^\circ$

$A = \text{coeficiente sísmico de aceleración horizontal} = 0.3$

$k_h = \text{coeficiente de aceleración horizontal} = 0.5A = 0.15$

$k_v = \text{coeficiente de aceleración vertical} = 0$

$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1-k_h}\right) = 8.53^\circ$  A.11.1.1.1-2

Luego: 
$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta * \cos^2 \beta * \cos(\delta + \beta + \theta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \theta - 1)}{\cos(\delta + \beta + \theta) * \cos(1 - \beta)}}\right]^2}$$

$K_{AE} = 0.433.$

Entonces:

$EQ_{terr} = \frac{1}{2} (K_{AE} - K_a) H^2 \gamma t = \frac{1}{2} x (0.433 - 0.333) x 7.85 \text{m} x 2.15 \text{Ton/m}^3$

$EQ_{terr} = 6.60 \text{Ton/m}$

$Y_A = 3.93 \text{m}$

c) Fuerza inercial del estribo:

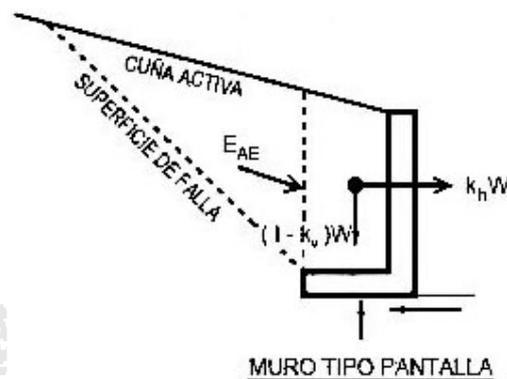


Figura 72: Diagrama de fuerzas de la cuña activa. Fuente: Fig. A11.1.1.1-1 AASHTO LRFD:

$$W = \text{peso del estribo y terreno tributario} = 24.43 + 42.12 = 66.55 \text{ Ton/m}$$

$Y_A = \text{C.G. del estribo y terreno tributario}$

$$Y_A = (24.43 \times 1.95 + 42.12 \times 4.28) / 66.55 = 3.42 \text{ m}$$

$$K_h = 0.5 A$$

$$E_{Q_{\text{estrib}}} = K_h \cdot W = 0.5 \times 0.3 \times 66.55 = 9.98 \text{ Ton/m}$$

$$Y_A = 3.42 \text{ m}$$

Cargas BR (frenado)

$$BR = 1.95 \text{ Ton/m}$$

$$Y_A = 9.65 \text{ m}$$

Cálculo del momento producido por la presión de agua

$$V_{wh} = 481.67 \text{ Kg}$$

$$M_{wh} = 272.94 \text{ Kg*m}$$

Resumen Cargas Horizontales				
CARGA	TIPO	H	YA	MH
LS	LS	3.38	3.925	13.25
EH	EH	22.08	2.617	57.78
EQTERR	EQ	6.60	3.925	25.90
PEO	EQ	3.10	7.185	22.24
EQUESTRI	EQ	9.98	3.422	34.17
BR	BR	1.95294	9.650	18.85
Wh	Wh	0.48	0.450	0.22
$\Sigma=$		47.57		172.39

5.4.2.2 ESTADOS LÍMITES Y COMBINACIONES DE CARGAS

Tomamos en cuenta los estados límites de Resistencia I y Evento Extremo I aplicables en este caso y con un valor  $n=nDnRnI=1$

ESTRIBO CON PUENTE							
CARGAS VERTICALES Vu							
TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	$\Sigma$
CARGA	DC	P <sub>DC</sub>	P <sub>DW</sub>	EV	P <sub>LL+IM</sub>	LS <sub>Y</sub>	Vu(ton)
V(ton) =	24.43	7.55	1.06	42.12	11.02	3.29	89.47
Resistencia Ia	0.9	0.9	0.65	1	0	1.75	
	21.99	6.80	0.69	42.12	0.00	5.76	77.35
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.5	1.35	1.75	1.75	
	30.54	9.44	1.59	56.86	19.28	5.76	123.46
Ev. Extremo	0.9	0.9	0.65	1	0	0.5	
	21.99	6.80	0.69	42.12	0.00	1.64	73.24
Ev. Extremo	1.25	1.25	1.5	1.35	0.5	0.5	
	30.54	9.44	1.59	56.86	5.51	1.64	105.58
Servicio I	1	1	1	1	1	1	
	24.43	7.55	1.06	42.12	11.02	3.29	89.47

ESTRIBO CON PUENTE							
MOMENTO ESTABILIZADOR (POR CARGAS VERTICALES) Mvu							
TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	$\Sigma$
CARGA	DC	P <sub>DC</sub>	P <sub>DW</sub>	EV	P <sub>LL+IM</sub>	LS <sub>Y</sub>	Mvu(ton)
V(ton) =	60.67	16.24	2.28	160.40	23.68	13.40	276.68
Resist. Ia	0.9	0.9	0.65	1	0	1.75	
	54.60	14.61	1.48	160.40	0.00	23.46	254.56
Resist. Ib	1.25	1.25	1.5	1.35	1.75	1.75	
	75.84	20.30	3.41	216.54	41.45	23.46	381.00
Ev. Ext. Ia	0.9	0.9	0.65	1	0	0.5	
	54.60	14.61	1.48	160.40	0.00	6.70	237.80
Ev. Ext. Ib	1.25	1.25	1.5	1.35	0.5	0.5	
	75.84	20.30	3.41	216.54	11.84	6.70	334.64
Servicio I	1	1	1	1	1	1	
	60.67	16.24	2.28	160.40	23.68	13.40	276.68

ESTRIBO CON PUENTE								
CARGAS HORIZONTALES $H_u$								
TIPO	LS	EH	EQ			BR	Wh	$\Sigma$
CARGA	$Lscos\delta$	$EHcos\delta$	$EQ_{terr}cos\delta$	$P_{EQ}$	$EQ_{ESTRIBO}$	BR	Wh	Mvu(ton)
H(ton) =	3.38	22.08	6.60	3.10	9.98	1.95294	0.48	47.57
Resist. Ia	1.75	1.5	0	0	0	1.75	1	
	5.91	33.12	0.00	0.00	0.00	3.42	0.48	42.93
Resist. Ib	1.75	1.5	0	0	0	1.75	1	
	5.91	33.12	0.00	0.00	0.00	3.42	0.48	42.93
Ev. Ext. Ia	0.5	1.5	1	1	1	0.5	1	
	1.69	33.12	6.60	3.10	9.98	0.98	0.48	55.94
Ev. Ext. Ib	0.5	1.5	1	1	1	0.5	1	
	1.69	33.12	6.60	3.10	9.98	0.98	0.48	55.94
Servicio I	1	1	0	0	0	1	1	
	3.38	22.08	0.00	0.00	0.00	1.95	0.48	27.89

ESTRIBO CON PUENTE								
MOMENTOS DE VUELCO (POR CARGAS HORIZONTALES)								
TIPO	LS	EH	EQ			BR	Wh	$\Sigma$
CARGA	$Lscos\delta$	$EHcos\delta$	$EQ_{terr}cos\delta$	$P_{EQ}$	$EQ_{ESTRIBO}$	BR	Wh	Mvu(ton)
Mh(ton) =	13.25	57.78	25.90	22.24	34.17	18.85	0.22	172.39
Resist. Ia	1.75	1.5	0	0	0	1.75	1	
	23.19	86.67	0.00	0.00	0.00	32.98	0.22	143.05
Resist. Ib	1.75	1.5	0	0	0	1.75	1	
	23.19	86.67	0.00	0.00	0.00	32.98	0.22	143.05
Ev. Ext. Ia	0.5	1.5	1	1	1	0.5	1	
	6.62	86.67	25.90	22.24	34.17	9.42	0.22	185.24
Ev. Ext. Ib	0.5	1.5	1	1	1	0.5	1	
	6.62	86.67	25.90	22.24	34.17	9.42	0.22	185.24
Servicio I	1	1	0	0	0	1	1	
	13.25	57.78	0.00	0.00	0.00	18.85	0.22	90.09

### 5.4.2.3 CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

a) Vuelco alrededor del punto “A”

- Estado límite de Resistencia (AASHTO, Art. 11.6.3.3):

Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de la mitad central

( $e \leq B/4$ ), excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los  $3/4$  centrales

( $e \leq 3/8B$ ).

Es decir,  $e_{m\acute{a}x} = B/4 = 0.25 \times 5.35m = 1.34m$

- Estado l\imite de Evento Extremo (AASHTO, Art. 11.6.5):

Cuando  $\gamma_{EQ}=0$ , se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los 2/3 centrales del cimiento para cualquier suelo ( $e \leq 1/3B$ ).

Cuando  $\gamma_{EQ}=1$ , mantener la resultante dentro de los 8/10 centrales del cimiento para cualquier suelo ( $e \leq 2/5B$ )

Para valores de  $\gamma_{EQ}$  entre 0 y 1.0, interpolar linealmente entre los valores especificados.

En nuestro caso, utilizando  $\gamma_{EQ}=0.5$ , la interpolaci3n se\~nala el l\imite  $e \leq 11/30B$ .

Es decir  $e_{m\acute{a}x} = (11/30)B_m = 0.367 \times 5.35m = 1.96m$

Estado	Vu (ton/m)	Mvu (ton-m/m)	Mhu (ton-m/m)	$x = \frac{M_{vu} - M_{hu}}{V_u}$ m	$e = \left  \frac{B}{2} - X_0 \right $ m	$e_{max}$ (m)
Resistencia	77.35	254.56	143.05	1.44	1.23	1.34 ok!
Resistencia	123.46	381.00	143.05	1.93	0.75	1.34 ok!
Ev. Extremo	73.24	237.80	185.24	0.72	1.96	1.96 ok!
Ev. Extremo	105.58	334.64	185.24	1.42	1.26	1.96 ok!

b) Deslizamiento en base del estribo

Con:  $\mu = \text{tg } \phi_f = 0.577$  (Art. 10.6.3.3)

$\phi_f = 0.80$ , estado l\imite de Resistencia (Tabla 10.5.5.2.2-1).

1.00, estado l\imite de Evento Extremo (Art. 11.6.5)

Estado	Vu (ton/m)	RESISTENTE $F_t = \mu(\phi_f Vu)$ (Ton/m)	ACTUANTE Hu (Ton/m)
Resistencia Ia	77.35	35.70	42.93 N.S.
Resistencia Ib	123.46	56.99	42.93 ok!
Ev. Extremo Ia	73.24	42.26	55.94 N.S.
Ev. Extremo Ib	105.58	60.92	55.94 ok!

El estado límite de Evento Extremo Ia, no es satisfactorio por lo que colocamos un diente de concreto de sección 0.70mx0.70m. en la base como se muestra en la figura; consideramos la resistencia pasiva del suelo sólo en el ámbito del diente.

Cálculo del coeficiente de empuje pasivo( $K_p$ )

$\phi =$  ángulo de fricción interna  $=30.00^\circ$

$\delta =$  ángulo de fricción entre el suelo y el muro  $=0.00^\circ$

$\beta =$  ángulo del material del suelo con la horizontal  $=0.00^\circ$

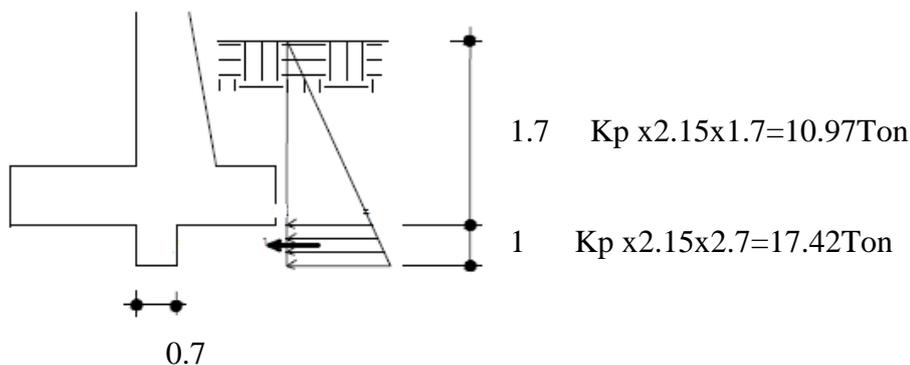
$\Theta =$  ángulo de inclinación del muro del lado del terreno  $=90.00^\circ$

Para:  $K_p = \frac{\text{sen}^2(\theta - \phi'_f)}{r[\text{sen}^2\theta * \text{sen}(\theta + \delta)]}$

$$= \left[ 1 - \frac{\text{sen}(\phi'_f + \delta) * \text{sen}(\phi'_f + \beta)}{\text{sen}(\theta + \delta) * \text{sen}(\theta + \beta)} \right]^2$$

$K_p = 3.000$

$r = 0.250$



La resistencia pasiva es:  $1/2(10.965+17.415) \times 1=14.19\text{Ton}$

$$Q_R = \phi_t Q_t + \phi_{ep} Q_{ep}$$

Con:

$$\phi_t Q_t = 42.26\text{Ton}$$

$$\phi_{ep} = 1.00 \text{ (Art. 11.6.5)}$$

$$Q_{ep} = 14.19\text{Ton}$$

$$Q_R = 56.45\text{Ton} > 55.94\text{Ton} \quad \text{ok}$$

Para el estado límite de Resistencia Ia, agregando el diente de concreto se tiene:

$$Q_R = \phi_t Q_t + \phi_{ep} Q_{ep}$$

Con:  $\phi_t Q_t = 35.70\text{Ton}$

$$\phi_{ep} = 1.00 \text{ (Art. 11.6.5)}$$

$$Q_{ep} = 14.19\text{Ton}$$

$$Q_R = 49.89\text{Ton} > 42.93\text{Ton} \quad \text{ok}$$

#### 5.4.2.4 ANALISIS DE LA CIMENTACION

(Presiones en la base de cimentación)

Para el diseño se uso 15 pilotes de 45 cm con un cabezal de 5.35m x 8.50m.

Carga ultima del grupo de pilotes.  $31978.73 \text{ kN} = 3,260.87\text{Ton}$

$$q_u = 71.707\text{Ton/m}^2 = 7.17\text{kg/cm}^2$$

Capacidad de carga factorada del terreno ( $q_R$ )

Estado límite de Resistencia, con  $\phi_b = 0.45$  (Tabla 10.5.5.2.2-1):

$$q_R = \phi_b q_u \quad (10.6.3.1.1-1)$$

$$q_R = \phi_b(q_u) = 0.45 * 7.03 = 3.23 \text{ kg/cm}^2$$

Estado límite de Evento Extremo, con  $\phi_b = 1.00$  (Art. 11.6.5):

$$q_R = \phi_b q_u = 7.17 \text{ kg/cm}^2 \quad (10.6.3.1.1-1)$$

Estado límite de Servicio:  $q_{adm} = q_u/3 = 2.39 \text{ kg/cm}^2$

Estado	$V_u$ (ton/m)	$M_{Vu}$ (ton-m/m)	$M_{Hu}$ (ton-m/m)	$x = \frac{M_{Vu} - M_{Hu}}{V_u}$	$e = \left  \frac{B}{2} - X_0 \right $	$q = \frac{V_u}{B - 2e}$
				m	m	kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia	77.35	254.56	143.05	1.44	1.23	2.68 ok
Resistencia	123.46	381.00	143.05	1.93	0.75	3.20 ok
Ev. Extremo	73.24	237.80	185.24	0.72	1.96	5.10 ok
Ev. Extremo	105.58	334.64	185.24	1.42	1.26	3.73 ok
Servicio 1	89.47	276.68	90.09	2.09	0.59	2.14 ok

### 5.4.3 CASO II – ESTRIBO SIN PUENTE

#### 5.4.3.1 ESTADOS LÍMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGAS

ESTRIBO SIN PUENTE				
CARGAS VERTICALES $V_u$				
TIPO	DC	EV	LS	$\Sigma$
CARGA	DC	EV	LS <sub>y</sub>	$V_u$ (ton)
$V$ (ton) =	24.43	42.12	3.29	69.84
Resistencia Ia	0.9	1	1.75	
	21.99	42.12	5.76	69.86
Resistencia Ib	1.25	1.35	1.75	
	30.54	56.86	5.76	93.16
Ev. Extremo Ia	0.9	1	0.5	
	21.99	42.12	1.64	65.75
Ev. Extremo Ib	1.25	1.35	0.5	
	30.54	56.86	1.64	89.04
Servicio I	1	1	1	
	24.43	42.12	3.29	69.84

ESTRIBO SIN PUENTE				
Momento Estabilizador Por Carga Vertical Mvu				
TIPO	DC	EV	LS	$\Sigma$
CARGA	DC	EV	LS <sub>Y</sub>	Mvu(T-m)
My(T-m)	60.67	160.40	13.40	234.476
Resistencia Ia	0.9	1	1.75	
	54.60	160.40	23.46	238.46
Resistencia Ib	1.25	1.35	1.75	
	75.84	216.54	23.46	315.84
Ev. Extremo la	0.9	1	0.5	
	54.60	160.40	6.70	221.71
Ev. Extremo lb	1.25	1.35	0.5	
	75.84	216.54	6.70	299.08
Servicio I	1	1	1	
	60.67	160.40	13.40	234.48

ESTRIBO SIN PUENTE					
CARGAS HORIZONTALES Hu					
TIPO	LS	EH	EQ		$\Sigma$
CARGA	Lscos $\delta$	EHcos $\delta$	EQ <sub>terr</sub> cos $\delta$	EQ <sub>ESTRIBO</sub>	Hu(ton)
H(ton) =	3.38	22.08	6.60	9.98	42.04
Resistencia Ia	1.75	1.5	0	0	
	5.91	33.12	0.00	0.00	39.03
Resistencia Ib	1.75	1.5	0	0	
	5.91	33.12	0.00	0.00	39.03
Ev. Extremo la	0.5	1.5	1	1	
	1.69	33.12	6.60	9.98	51.39
Ev. Extremo lb	0.5	1.5	1	1	
	1.69	33.12	6.60	9.98	51.39
Servicio I	1	1	0	0	
	3.38	22.08	0.00	0.00	25.46

Momento de Vuelco					
MOMENTOS DE VUELCO (CARGAS HORIZONTALES) Mhu					
TIPO	LS	EH	EQ		$\Sigma$
CARGA	Lscos $\delta$	EHcos $\delta$	EQ <sub>terr</sub> cos $\delta$	EQ <sub>ESTRIBO</sub>	Mvu(ton)
Mh(ton) =	13.25	57.78	25.90	34.17	131.09
Resistencia Ia	1.75	1.5	0	0	
	23.19	86.67	0.00	0.00	109.85
Resistencia Ib	1.75	1.5	0	0	
	23.19	86.67	0.00	0.00	109.85
Ev. Extremo la	0.5	1.5	1	1	
	6.62	86.67	25.90	34.17	153.36
Ev. Extremo lb	0.5	1.5	1	1	
	6.62	86.67	25.90	34.17	153.36
Servicio I	1	1	0	0	
	13.25	57.78	0.00	0.00	71.03

5.4.3.2 CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

a) Vuelco alrededor del punto “A”

Estado	Vu (ton/m)	Mvu (ton-m/m)	Mhu (ton-m/m)	$x = \frac{M_{vu} - M_{hu}}{V_u}$	$e = \left  \frac{B}{2} - X_0 \right $	$e_{max} = B/4$
Resistencia	69.86	238.46	109.85	1.84	0.83	1.34 ok!
Resistencia	93.16	315.84	109.85	2.21	0.46	1.34 ok!
Ev. Extremo	65.75	221.71	153.36	1.04	1.64	1.96 ok!
Ev. Extremo	89.04	299.08	153.36	1.64	1.04	1.96 ok!

Deslizamiento en base del estribo

Con:  $\mu = \text{tg } \phi_r = 0.577$  (Art. 10.6.3.3)

$\phi_r = 0.80$ , estado límite de Resistencia (Tabla 10.5.5.2.2-1).

1.00, estado límite de Evento Extremo (Art. 11.6.5)

Estado	Vu (ton/m)	RESISTENTE $F_r = \mu(\phi_r Vu)$ (Ton/m)	ACTUANTE Hu (Ton/m)
Resistencia Ia	69.86	32.25	39.03 N.S.
Resistencia Ib	93.16	43.00	39.03 ok!
Ev. Extremo Ia	65.75	37.94	51.39 N.S.
Ev. Extremo Ib	89.04	51.38	51.39 N.S.

Para el estado límite de Evento Extremo Ia, agregando el diente de concreto se tiene:

$$Q_R = \phi_t Q_t + \phi_{ep} Q_{ep}$$

Con:  $\phi_t Q_t = 37.94 \text{ Ton}$

$\phi_{ep} = 1.00$  (Art. 11.6.5)

$Q_{ep} = 14.19 \text{ Ton}$

$Q_R = 52.13 \text{ Ton} > 51.39 \text{ Ton}$  ok

Para el estado límite de Resistencia Ia, agregando el diente de concreto se tiene:

$$Q_R = \phi_t Q_t + \phi_{ep} Q_{ep}$$

Con:

$$\phi_t Q_t = 32.25 \text{Ton}$$

$$\phi_{ep} = 1.00 \text{ (Art. 11.6.5)}$$

$$Q_{ep} = 14.19 \text{Ton}$$

$$Q_R = 46.44 \text{Ton} > 39.03 \text{Ton} \quad \text{ok}$$

ANALISIS DE LA CIMENTACION (presiones en la base de cimentacion)

Estado	Vu (ton/m)	Mvu (ton-m/m)	Mhu (ton-m/m)	$x = \frac{M_{vu} - M_{hu}}{V_u}$ m	$e = \left  \frac{B}{2} - X_0 \right $ m	$q = \frac{V_u}{B - 2e}$ kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia	69.86	238.46	109.85	1.84	0.83	1.90
Resistencia	93.16	315.84	109.85	2.21	0.46	2.11
Ev. Extremo	65.75	221.71	153.36	1.04	1.64	3.16
Ev. Extremo	89.04	299.08	153.36	1.64	1.04	2.72
Servicio 1	69.84	234.48	71.03	2.34	0.33	1.49

### 5.4.4 CÁLCULO DEL ACERO

#### 5.4.4.1 DISEÑO DE PANTALLA

CARGAS EN BASE DE PANTALLA						
CARGA	CARGA DISTRIBUIDA (Ton/m)		Carga(Ton)		YP(m)	M(T-m)
LS	$p'' = 0.33$	0.430	$0.43 \times 6.7 =$	2.88	3.35	9.651
EH	$p = 0.33$	4.802	$0.5 \times 6.7 \times 4.802 =$	16.09	2.23333	35.927
EQ <sub>TERRENO</sub>	$p' = 0.5(0.433 - 0.33) \times 6.7 \times 2.15 =$	0.717	$0.717 \times 6.7 =$	4.80	3.35	16.093
P <sub>EQ</sub>				3.10	6.04	18.68
EQ <sub>ESTRIBO</sub>				7.49	3.19	23.881
BR				1.953	8.500	16.6

Donde para  $E_{Q_{estr}}$  :

$$W = \text{peso estribo y terreno tributario sobre P} = 9.667 + 40.25 = 49.91 \text{ Ton/m}$$

$$K_h = 0.5A$$

$$E_{Q_{estrib}} = K_h \cdot W = 0.15 \times 49.91 \text{ Ton/m} = 7.49 \text{ Ton/m}$$

$$YP = \text{C.G. del estribo y terreno tributario sobre P} = 3.19 \text{ m}$$

#### 5.4.4.1.1 Acero Por Flexión

Momento de diseño en la base de la pantalla:

Estado límite de Resistencia I, con  $n = n_D n_R n_I = 1$ :

$$M_u = n [1.75 M_{LS} + 1.50 M_{EH} + 1.75 M_{BR}]$$

$$M_u = 1.75 \times 9.65 + 1.5 \times 35.93 + 1.75 \times 16.60 = 99.83 \text{ Ton/m}$$

Estado límite de Evento Extremo I, con  $n = n_D n_R n_I = 1$ :

$$M_u = n [0.50 M_{LS} + 1.50 M_{EH} + 1.00 M_{EQ} + 0.5 M_{BR}]$$

$$M_u = 0.5 \times 9.65 + 1.5 \times 35.93 + 16.09 + 18.68 + 23.88 + 0.5 \times 16.6 = 125.67 \text{ Ton/m}$$

con,  $M_u = 125.67 \text{ Ton/m}$   $A_s = 1\emptyset 1''$  recubrimiento  $r = 7.50 \text{ cm}$  (Tabla 5.12.3-1)

$$d = 90.00 \text{ cm} - 8.77 \text{ cm} = 81.23 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 9.19 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_f f_y (d - \frac{a}{2})} = 39.04 \text{ cm}^2$$

$$S_{\emptyset 1''} = 5.1 / 39.04 = 0.13 \text{ cm}$$

( $\phi_f=1.0$ , según Art. 11.6.5 para estado límite de Evento Extremo)

As máximo (Art. 5.7.3.3.1)

Una sección no sobre reforzada cumple con:  $c/d \leq 0.42$

Como:  $c = a / \beta_1 = 9.19 \text{ cm} / 0.85 = 10.81 \text{ cm}$

$d_c = 81.23 \text{ cm}$

$c / d_c = 0.13305 \leq 0.42$  OK!

As mínimo (Art. 5.7.3.3.2)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de:

1.2Mcr y 1.33Mu:

$1.2Mcr = 1.2(\text{fr S}) 1.2(29.13 \text{ kg/cm}^2) (135000 \text{ cm}^3) = 47.191 \text{ T-m}$

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} \text{ MPa} = 2.01\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 2.01\sqrt{210} \text{ kg/cm}^2$$

$$= 29.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = 135,000.00 \text{ cm}^3$$

$1.33 Mu = 1.33 \times 125.670 \text{ T-m} = 167.141 \text{ T-m}$

El menor valor es 47.191T-m y la cantidad de acero calculada 39.04cm<sup>2</sup> resiste:

$Mu = 125.670 \text{ T-m} > 47.191 \text{ T-m}$  OK!

USAR  $\phi 1" @ 0.13 \text{ cm}$

5.4.4.1.2 As de temperatura

$$A_{s\ temp} = 0.756 \frac{A_g}{F_y} \quad [SI]$$

$$A_{s\ temp} = 0.0018 A_g \left[ MKS, f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2} \right]$$

Siendo la pantalla de sección variable, tomamos conservadoramente un grosor de 90.00 m

$$A_{s\ temp} = 0.0018 \times 90 \times 100 = 16.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{En dos capas se colocará: } 16.20 \text{ cm}^2 / 2 = 8.10 \text{ cm}^2 / \text{capa}$$

$$\text{Utilizando varillas } 5/8", \text{ la separación será: } s = \frac{2.00}{8.10} = 0.25 \text{ m}$$

$$s_{\text{máx}} = 3t = 3(0.90) = 2.70 \text{ m} \quad (\text{Art. 5.10.8})$$

$$s_{\text{máx}} = 0.45 \text{ m} \quad (\text{Art. 5.10.8})$$

USAR  $\phi$  5/8" @ 0.25m

Nota. - El acero de temperatura se colocará por no contar con ningún tipo de acero en el sentido perpendicular al acero principal de la pantalla y también en la cara de la pantalla opuesta al relleno, en ambos sentidos.

5.4.4.1.3 Revisión de fisuración por distribución de armadura (Art. 5.7.3.4)

Esfuerzo máximo del acero:

$$f_{sa} = \frac{z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0.6 f_y \quad 5.7.3.4-1$$

Para el acero positivo:

$$d_c = \text{recub} + \phi_{\text{estribo}} + \frac{\phi}{2}$$

$$d_o = 6.27 \text{ cm}$$

$$b = \text{espac. del acero} = 13.00 \text{ cm}$$

$$n_v = \text{número de varillas} = 1$$

$$A = \frac{(2d_c)b}{n_v} = 163.02 \text{ cm}^2$$

$$Z = 30,000 \text{ N/mm (condición de exposición moderada) (Art. 5.7.3.4)}$$

$$Z = 30,591.00 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$$f_s = \frac{M_s c}{I}$$

Para el Diseño por Estado Límite de Servicio I, con  $n = n_D n_R n_I = 1$ :

$$M_u = n[1.0M_{LS} + 1.0M_{EH} + 1.0M_{BR}] \text{ Tabla 3.4.1-1}$$

$$M_s = 1.0 \times 9.651 + 1.0 \times 35.927 + 1.0 \times 16.6 = 62.178 \text{ T-m}$$

Para un ancho tributario de 13.00 cm

$$M_s = 62.178 \text{ T-m} \times 0.13 \text{ m} = 8.083 \text{ T-m}$$

$$E_s = 200,000 \text{ MPa} = 2'039,400 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.4.3.2)$$

$$E_c = 15344 \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 15344 \sqrt{210} \text{ kg/cm}^2 = 222356 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2039400 \text{ kg/cm}^2}{222356 \text{ kg/cm}^2} = 9$$

Área de acero transformada:

$A_{st}$  = relación modular x área de acero

$$= 9 \times 5.10 \text{ cm}^2 = 45.90 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto del eje neutro para determinar y:

$$\text{Para } d=13.00 \text{ cm} \qquad A_{st}=45.90 \text{ cm}^2 \qquad c=81.23 \text{ cm-y}$$

$$13y (y/2) = 45.9 (81.23-y)$$

$$y=20.68 \text{ cm} \qquad c = (83.79-y) = 63.11 \text{ cm}$$

Inercia respecto del eje neutro de sección transformada:

$$I = A_{st}c^2 + \frac{by^3}{3}$$

$$I=221,138.50 \text{ cm}^4$$

Luego:

$$f_s = \frac{M_s c}{I} = \frac{8,22010^5 \times 63.11}{221138.5} \times 8 = 2,076.20 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2,076.20 \text{ kg/cm}^2 < f_{sa} = 2,520.00 \text{ kg/cm}^2 \qquad \text{OK}$$

#### 5.4.4.1.4 Revisión por corte

El cortante actuante en la base de la pantalla para el estado límite de Resistencia I, con

$$n = n_{DN} n_{RI} = 1.:$$

$$V_u = n [1.75V_{LS} + 1.5V_{EH} + 1.75V_{BR}]$$

$$=1.00(1.75(2.881T)+1.5(16.09T)+1.75(1.95))$$

$$=32.589T$$

El cortante actuante en la base de la pantalla para el estado límite de Evento Extremo I, con  $n = n_D n_{RN} = 1$ , es:

$$V_u = n [0.5V_{LS} + 1.5V_{EH} + 1.0V_{EQ} + 0.5V_{BR}]$$

$$=1.00(0.5(2.88T)+1.5(16.09T)+1.0(4.8+3.1+7.49)+0.5(1.95))= 41.933T$$

Luego  $V_u = 41.933T$

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \phi V_n \quad (5.8.2.1-2)$$

$$\phi = 1.0 \quad (\text{Art. 11.6.5})$$

siendo  $V_n$  el menor de:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (5.8.3.3.-1)$$

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p \quad (5.8.3.3-2)$$

$$V_0 = 0.083\beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad [N]$$

para  $\beta = 2$  (Art. 5.8.3.4):  $V_c = 0.53\beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad [kg]$

$$V_0 = 0.53\beta \sqrt{f'_c} b_v d_v = 0.53\sqrt{210} \times 100 \times 76.64 \text{ cm}$$

$$V_0 = 58,860.26 \text{ kg}$$

donde:

$b_v =$  ancho de diseño de pantalla= 100 cm

$d_e = 81.23\text{cm}$

$d_v =$  peralte de corte efectivo  $= d_e - \frac{a}{2} = 81.23\text{cm} - 9.19\text{cm}/2 = 76.64\text{cm}$  Art. 5.8.2.9

No menor que el mayor valor de

$0.9d_e = 0.9 \times 81.23\text{cm} = 73.11\text{cm}$

$0.72h = 0.72 \times 90.00\text{cm} = 64.80\text{cm}$

Con  $V_p = 0$  y  $V_s = 0$

$V_n = 58.860\text{T}$

$V_n = 0.25 \times 210 \times 100 \times 76.64\text{cm} = 402.34\text{T}$

es:  $V_n = 58.860\text{T}$

La resistencia del concreto al corte es:

$$V_r = \phi V_n = 1.0 \times 58.860\text{T} = 58.860\text{T} > 41.933\text{T} \quad \text{ok}$$

## 5.4.5 DISEÑO DE CIMENTACIÓN

### 5.4.5.1 Acero parte superior de zapata

Momento de diseño en cara vertical de pantalla, estado límite de Resistencia Ib, con  $n = nDnRnI = 1$ , despreciando del lado conservador la reacción del suelo:

$$M_u = n[1.25M_{DC} + 1.35M_{EV} + 1.75M_{LS}] \quad \text{Tabla 3.4.1-1}$$

	Peso	X	Momento	Factor
M <sub>DC</sub>	8.004	1.45	11.61	1.25
M <sub>EV</sub>	40.247	1.50	60.32	1.35
M <sub>LS</sub>	3.290	1.63	5.35	1.75

Mu=105.29T-m

Omitimos el estado de Evento Extremo I, pues no es crítico en este caso

con, Mu=105.29Ton/m      As=1Ø1”      recubrimiento r=7.50 cm(Tabla 5.12.3-1)

d=115.00 cm-8.77 cm=106.23 cm

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 6.36 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_f f_y (d - \frac{a}{2})} = 27.03 \text{ cm}^2 \quad , \text{ (con } \phi = 0.9, \text{ según 5.5.4.2)}$$

SØ1"=5.1 /27.03 =0.19 cm

(Ø<sub>r</sub>=1.0, según Art. 11.6.5 para estado límite de Evento Extremo)

As máximo (Art. 5.7.3.3.1)

Una sección no sobre reforzada cumple con: c /d ≤ 0.42

Como: c = a / β<sub>1</sub> =6.36cm/0.85 =7.48cm

dc = 106.23cm

c /de = 0.07044 ≤ 0.42      OK!

As mínimo (Art. 5.7.3.3.2)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de:

1.2Mcr y 1.33Mu:

$$1.2Mcr = 1.2(fr S) = 1.2(29.13 \text{ kg/cm}^2) (220416.67 \text{ cm}^3) = 77.049T\text{-m}$$

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c}MPa = 2.01\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 2.01\sqrt{210} \text{ kg/cm}^2$$

$$= 29.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = bh^2/6 = 220416.67\text{cm}^3$$

$$1.33 Mu = 1.33 \times 105.292 T\text{-m} = 140.039T\text{-m}$$

El menor valor es 77.049T-m y la cantidad de acero calculada 27.03cm<sup>2</sup> resiste:

$$Mu = 105.292T\text{-m} > 77.049T\text{-m} \quad \text{OK!}$$

USAR  $\phi 1'' @ 0.19\text{cm}$

#### 5.4.5.2 *As de temperatura*

$$A_{s \text{ temp}} = 0.756 \frac{A_g}{F_y} \quad [SI]$$

$$A_{s \text{ temp}} = 0.0018 A_g \left[ MKS, f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \right]$$

$$A_{s \text{ temp}} = 0.0018 \times 115 \times 100 = 20.70\text{cm}^2$$

En dos capas se colocará:  $20.70\text{cm}^2/2 = 10.35\text{cm}^2/\text{capa}$

Utilizando varillas  $5/8''$ , la separación será:  $s = \frac{2.00}{10.35} = 0.19\text{m}$

$$s_{\text{máx}} = 0.30\text{m} \quad (\text{Art.5.10.8})$$

USAR  $\phi 5/8'' @ 0.19\text{m}$

Nota. - El acero de temperatura se colocará por no contar con ningún tipo de acero, perpendicular al acero de flexión, tanto en el talón como en la punta del cimiento.

**5.4.5.3 Acero parte inferior de zapata**

Brazo del pilote = 1.175m

# de pilotes = 5

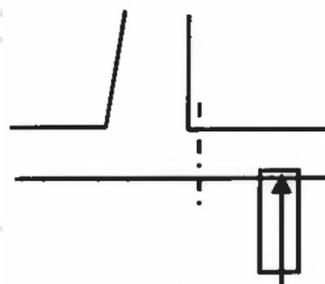
Carga ultima del grupo de pilotes. 2090.65 kN = 213.18 Ton

$q_{ad} = 71.06 \text{ Ton}$

Carga por pilote = 71.06 T

$M_u = 417.48 \text{ T-m}$

$M_u = 49.12 \text{ T-m}$



con,  $M_u = 49.12 \text{ Ton/m}$        $A_s = 1\text{Ø}1''$       recubrimiento  $r = 7.50 \text{ cm}$  (Tabla 5.12.3-1)

$d = 115.00 \text{ cm} - 8.77 \text{ cm} = 106.23 \text{ cm}$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 2.92 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_f f_y (d - \frac{a}{2})} = 12.40 \text{ cm}^2 \quad , \text{ (con } \phi = 0.9, \text{ según 5.5.4.2)}$$

As mínimo (Art. 5.7.3.3.2)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de:

1.2Mcr y 1.33Mu:

$$1.2M_{cr} = 1.2(fr S) = 1.2(29.13 \text{ kg/cm}^2) (220416.67 \text{ cm}^3) = 77.049T\text{-m}$$

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} \text{ MPa} = 2.01\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 2.01\sqrt{210} \text{ kg/cm}^2$$

$$= 29.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = 220416.67 \text{ cm}^3$$

$$1.33 M_u = 1.33 \times 49.116 T\text{-m} = 65.324T\text{-m}$$

El menor valor es 65.324T-m y la cantidad de acero calculada 12.40cm<sup>2</sup> resiste:

$$M_u = 49.116T\text{-m} > 65.324T\text{-m} \quad \text{No cumple}$$

Entonces se asumirá la cuantía mínima para resistir 65.324T-m

con,  $M_u = 65.324T\text{-m}$   $A_s = 1\phi 1''$  recubrimiento  $r = 7.50 \text{ cm}$  (Tabla 5.12.3-1)

$$d = 115.00 \text{ cm} - 8.77 \text{ cm} = 106.23 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 3.90 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_f f_y (d - \frac{a}{2})} = 16.57 \text{ cm}^2, \quad (\text{con } \phi = 0.9, \text{ según 5.5.4.2})$$

$$S\phi 1'' = 5.1 / 16.57 = 0.31 \text{ cm}$$

USAR 1  $\phi 1 @ 0.31 \text{ cm}$

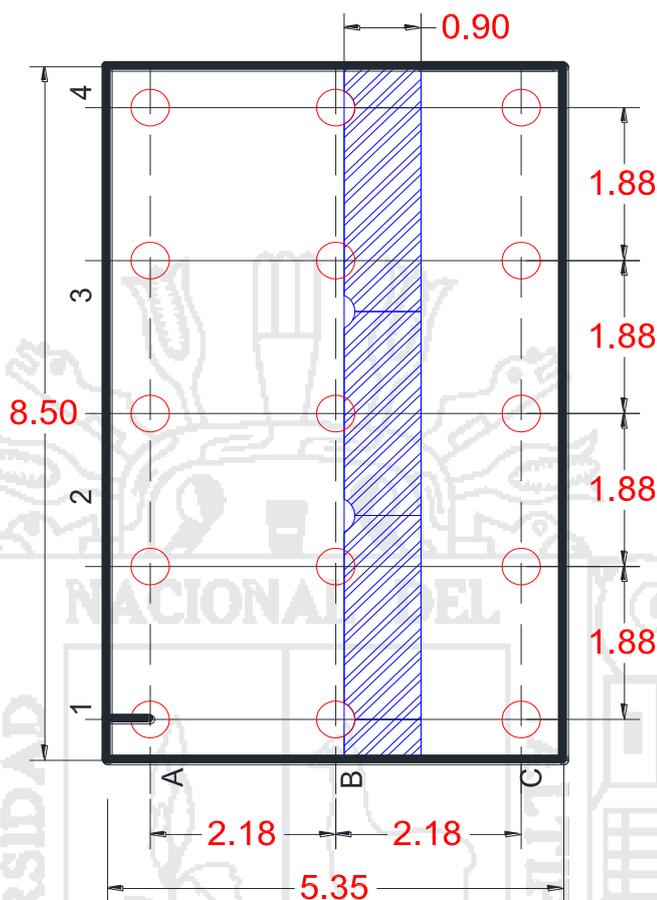


Figura 73: Distribución de pilotes. Fuente: Propia

5.4.5.4 Revisión por corte

El cortante actuante en la base de la pantalla para el estado límite de Resistencia I, con

$$n = n_D n_R n_I = 1;$$

$$V_u = n [1.25V_{DC} + 1.35V_{EH} + 1.75V_{BR}]$$

$$= 1.00(1.25(8.004T) + 1.35(40.25T) + 1.75(3.29))$$

$$= 80.134T$$

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \phi V_n \quad (5.8.2.1-2)$$

$$\phi = 1.0 \quad (\text{Art. 11.6.5})$$

siendo  $V_n$  el menor de:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (5.8.3.3.-1)$$

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p \quad (5.8.3.3-2)$$

$$V_o = 0.083\beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad [N]$$

para  $\beta = 2$  (Art. 5.8.3.4):  $V_c = 0.53\beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad [kg]$

$$V_o = 0.53\beta \sqrt{f'_c} b_v d_v = 0.53\sqrt{210} \times 100 \times 104.77 \text{ cm}$$

$$V_o = 80,468.59 \text{ kg}$$

dónde:  $b_v$  = ancho de diseño de pantalla = 100 cm

$$d_e = 106.23 \text{ cm}$$

$$d_v = \text{peralte de corte efectivo} = d_e - \frac{a}{2} = 106.23 \text{ cm} - 9.19 \text{ cm} / 2 = 104.77 \text{ cm}$$

No menor que el mayor valor de

$$0.9d_e = 0.9 \times 106.23 \text{ cm} = 95.61 \text{ cm}$$

$$0.72h = 0.72 \times 115.00 \text{ cm} = 82.80 \text{ cm}$$

Con  $V_p = 0$  y  $V_s = 0$

$$V_n = 80.469 \text{ T}$$

$$V_n = 0.25 \times 210 \times 100 \times 104.77 \text{ cm} = 505.05 \text{ T}$$

es:  $V_n = 80.469 \text{ T}$

La resistencia del concreto al corte es:

$$V_r = \phi V_n = 1.0 \times 80.469 \text{ T} = 80.469 \text{ T} > 80.134 \text{ T} \quad \text{ok}$$

5.4.6 CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA BASE DEL

PARAPETO

CARGAS HORIZONTALES Hu								
TIPO	LS	EH	EQ			BR	Wh	Σ
CARGA	Lscosδ	EHcosδ	EQ <sub>terr</sub> cosδ	P <sub>EQ</sub>	EQ <sub>ESTRIBO</sub>	BR	Wh	Mvu(ton)
H(ton) =	0.57	3.74	1.24			1.95294	0.00	7.50
Resist. Ia	1.75	1.5	0	0	0	1.75	1	
	1.00	5.61	0.00	0.00	0.00	3.42	0.00	10.03
Resist. Ib	1.75	1.5	0	0	0	1.75	1	
	1.00	5.61	0.00	0.00	0.00	3.42	0.00	10.03
Ev. Ext. Ia	0.5	1.5	1	1	1	0.5	1	
	0.29	5.61	1.24	0.00	0.00	0.98	0.00	8.11
Ev. Ext. Ib	0.5	1.5	1	1	1	0.5	1	
	0.29	5.61	1.24	0.00	0.00	0.98	0.00	8.11
Servicio I	1	1	0	0	0	1	1	
	0.57	3.74	0.00	0.00	0.00	1.95	0.00	6.27

MOMENTOS DE VUELCO (POR CARGAS HORIZONTALES)								
TIPO	LS	EH	EQ			BR	Wh	Σ
CARGA	Lscosδ	EHcosδ	EQ <sub>terr</sub> cosδ	P <sub>EQ</sub>	EQ <sub>ESTRIBO</sub>	BR	Wh	Mvu(ton)
Mh(ton)	0.38	1.66	0.82	0.00	0.00	6.11	0.00	8.97
Resist. Ia	1.75	1.5	0	0	0	1.75	1	
	0.67	2.49	0.00	0.00	0.00	10.70	0.00	13.85
Resist. Ib	1.75	1.5	0	0	0	1.75	1	
	0.67	2.49	0.00	0.00	0.00	10.70	0.00	13.85
Ev. Ext. Ia	0.5	1.5	1	1	1	0.5	1	
	0.19	2.49	0.82	0.00	0.00	3.06	0.00	6.56
Ev. Ext. Ib	0.5	1.5	1	1	1	0.5	1	
	0.19	2.49	0.82	0.00	0.00	3.06	0.00	6.56
Servicio I	1	1	0	0	0	1	1	
	0.38	1.66	0.00	0.00	0.00	6.11	0.00	8.15

Diseño por corte

Resistencia a la cortante del concreto.

Sección crítica a X=1.00m h=.25m

d=25.00 cm-5.91 cm=0.19 cm

$$Vc = 0.53\sqrt{f_c}bd=16.93T>10.03T$$

De acuerdo a los cálculos el concreto tiene una resistencia superior a la requerida.

### Diseño de acero

Omitimos el estado de Evento Extremo I, pues no es crítico en este caso

con,  $M_u = 13.85 \text{ Ton/m}$        $A_s = 1\emptyset 1''$  recubrimiento       $r = 7.50 \text{ cm}$

(Tabla 5.12.3-1)

$$d = 25.00 \text{ cm} - 5.91 \text{ cm} = 19.10 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 3.76 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_f f_y (d - \frac{a}{2})} = 21.28 \text{ cm}^2 \quad , \text{ (con } \phi = 0.9, \text{ según 5.5.4.2)}$$

### Cálculo de $A_{smin}$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) = 0.029$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.021675$$

$$A_{smax} = \rho_{max} b d = 37.2 \text{ cm}^2$$

Por lo Tanto

$$A_{smin} < A_s < A_{smax} \quad \text{ok}$$

$$S\emptyset 1'' = 5.1 / 21.28 = 0.24 \text{ cm}$$

USAR  $\phi 1'' @ 0.24 \text{ cm}$

5.5 Diseño estructural de Pilares.

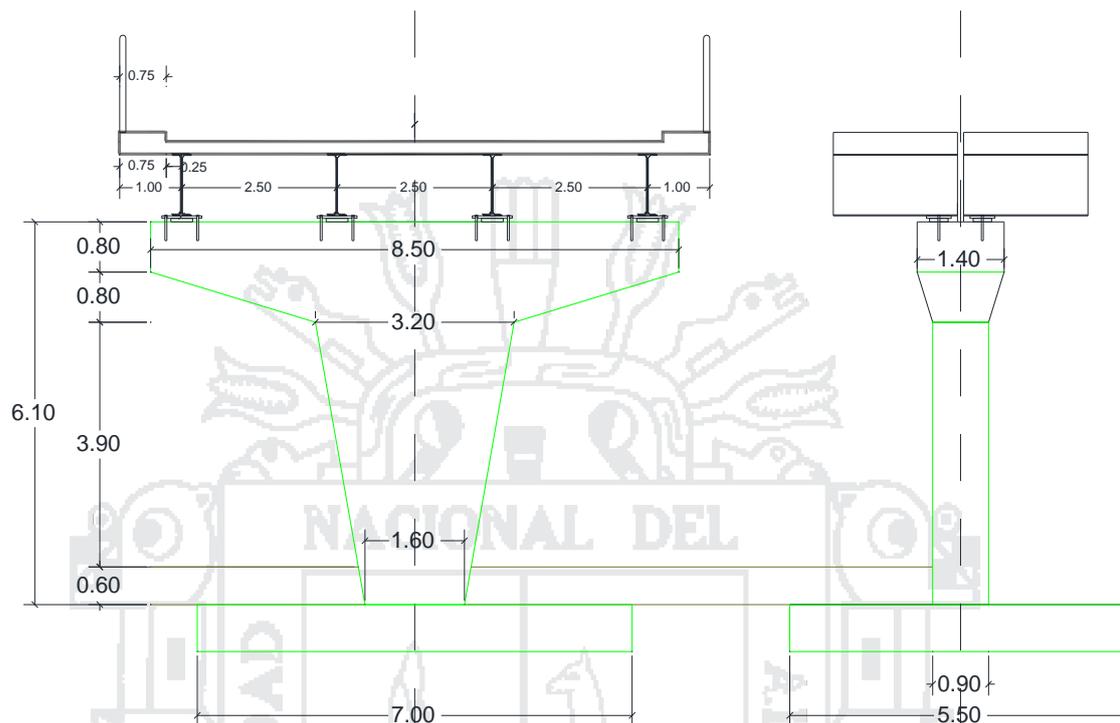


Figura 74:Pilar Típico. Fuente: Propia

Ancho de la calzada: 9.50m

Carga viva: HL-93

Altura de la rasante hasta la cota de cimentación:

Concreto:  $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Acero:  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

Ancho de apoyo de vigas: 0.65m

Altura del tablero: 1.33m

5.5.1 Predimensionamiento:

Ancho de la corona:  $2 \times 0.65 + 0.01 = 1.40\text{m}$

Asumido: 1.40m

Longitud de la corona:  $8 + 0.45 = 8.45\text{m}$       Asumido: 8.50m

Altura de la pila:  $8.18 - 1.33 = 6.85\text{m}$

Altura de la zapata: 0.75m

Altura del cuerpo de la pila:  $6.85 - 0.75 = 6.10\text{m}$

Ancho superior de la columna:  $9.5/3 = 3.17\text{m}$       Asumido: 3.20m

Ancho inferior de la columna:  $9.5/6 = 1.58\text{m}$       Asumido: 1.60m

Dimensiones de la zapata: 5.50mx7.00m

## 5.5.2 Cargas:

### 5.5.2.1 Carga muerta:

#### 5.5.2.1.1 Carga muerta superestructura:

Reacción para cada viga interior

$$R_{DCint} = 14.55\text{T} \qquad R_{DWint} = 2.81\text{T}$$

Reacción para cada viga exterior

$$R_{DCext} = 17.55\text{T} \qquad R_{DW} = 1.69\text{T}$$

Reacción Total

$$R_{DC} = 128.40\text{T} \qquad R_{DW} = 18.00\text{T}$$

#### 5.5.2.1.2 Carga muerta subestructura:

$$\text{Cuerpo: } 24.7987 \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 59.52\text{T}$$

5.5.2.2 Carga viva HL-93:

Para reacciones verticales en los apoyos intermedios, se considerará el 90% del efecto combinado de la sobrecarga distribuida y de dos camiones de diseño. La distancia entre los dos ejes de 145 kN de cada camión será 4.30 y la distancia entre camiones, medida desde el ultimo eje del primer camión hasta el eje delantero del que le sigue, no será inferior a 15m.

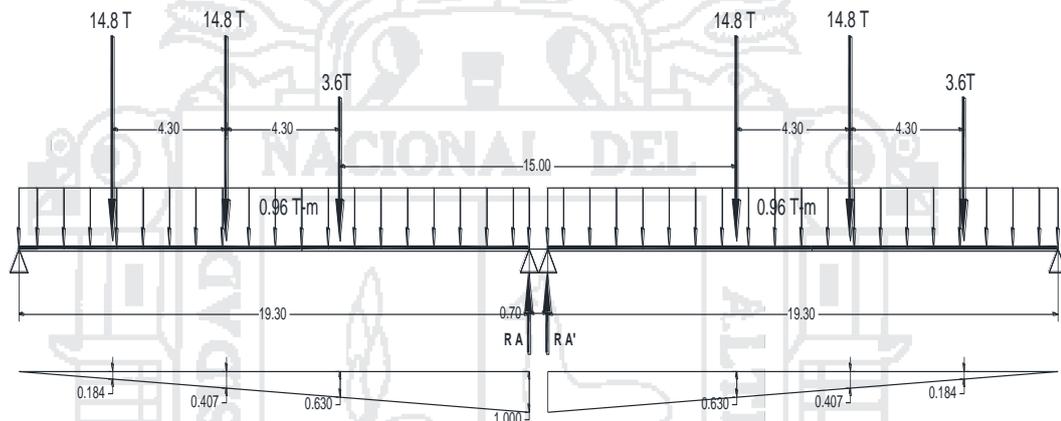


Figura 75:Ubicación de la carga de camión para máximo cortante en los apoyos. Fuente: Propia

$$R_{TA}=11.01T$$

$$R_T=27.02T$$

$$R_{TA}'=16.01T$$

$$R_L=18.53T$$

$$P_{truck\ IM\ 0.9} = 0.9 \times 27.0248 \times 1.33 = 32.35T/2 = 16.17T$$

$$W_{lane\ 0.9} = 0.9 \times 18.53 = 16.68T/3m = 5.56T/m$$

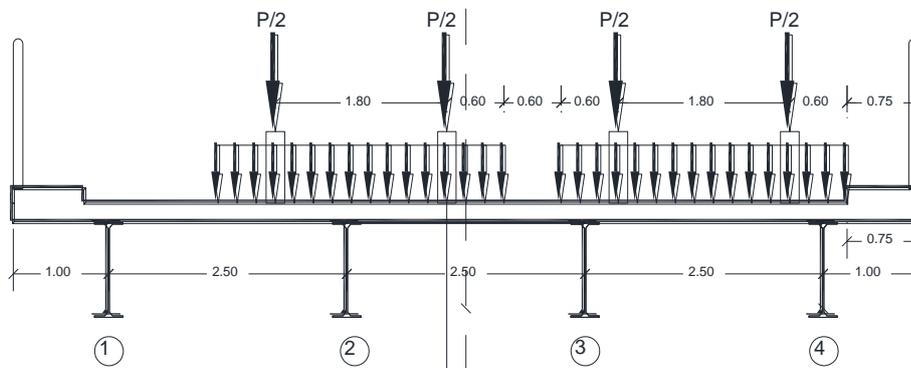


Figura 76:Ubicación de Camiones para calculo de reacción en los apoyos. Fuente: Propia

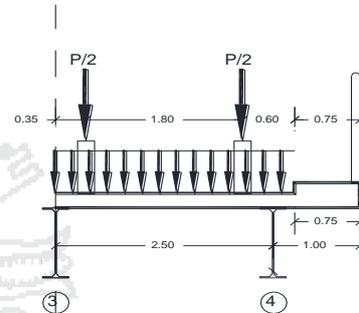
Se calculará las reacciones de las cargas en los cuatro apoyos asumiendo que el tablero es simplemente apoyado en las vigas interiores y continuas para las vigas exteriores

Sección 3-4

$$\sum M_3 = 0 = 0.35\left(\frac{P}{2}\right) + 2.15\left(\frac{P}{2}\right) + w \frac{2.75^2}{2} - 2.5R_4$$

$$R_4 = 24.58T$$

$$R_3 = 23.05T$$

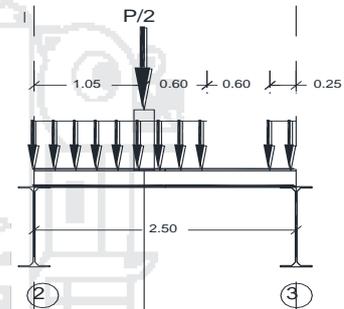


Sección 2-3

$$\sum M_2 = 0 = 1.05\left(\frac{P}{2}\right) + w \frac{1.65^2}{2} + w * 0.25 * 2.375 - 2.5R_3$$

$$R_3 = 11.14T$$

$$R_2 = 15.60T$$

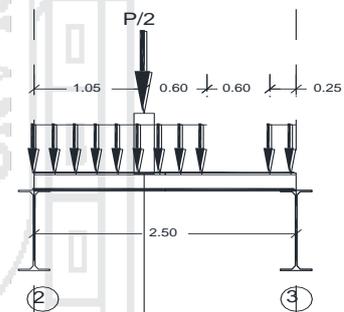


Sección 2-3

$$\sum M_1 = 0 = 1.75\left(\frac{P}{2}\right) + w * 1.35 * 1.825 - 2.5R_2$$

$$R_2 = 16.80T$$

$$R_1 = 6.88T$$



En resumen, se tiene:

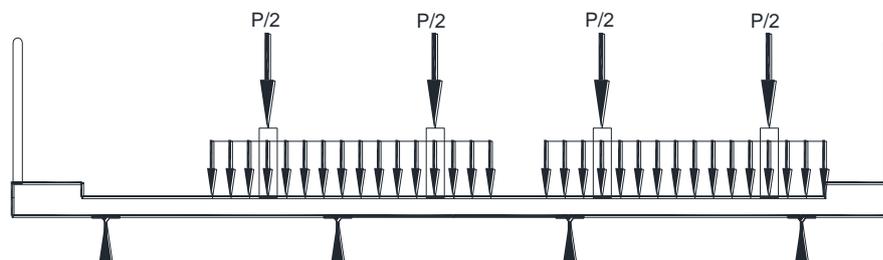


Figura 77:Reacción en los apoyos. Fuente: Propia

$$R_1=6.88T$$

$$R_2=32.40T$$

$$R_3=34.19T$$

$$R_4=24.58T$$

### 5.5.2.3 Carga Peatonal PL:

Reacción para cada viga exterior

$$R_{PLext}=2.70T$$

Reacción total por carga viva peatonal:  $R_{PL}= 10.80T$

### 5.5.2.4 Fuerza de Frenado.

Según la norma AASHTO LRFD la fuerza de frenado se deberá como el mayor de los siguientes valores:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño, o
- 5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril ó 5 por ciento del tándem de diseño más la carga del carril.

Fuerza de frenado por 2 carriles

$$BR= 2 \times 0.25(14.8+14.8+ 3.6) = 16.60T$$

$$y=9.23m$$

$$M_{xx}=153.22T/m$$

### 5.5.2.5 Carga de Viento.

#### 5.5.2.5.1 Fuerza de viento sobre la superestructura.

Longitud tributaria

$$L_{trib} = 20.00m$$

$$H_{sup}=1.33m$$

$$\text{Área tributaria} \quad A_{trib}= 26.60m^2$$

Presión de diseño		
Grados	Carga lateral	Carga
0	245.00 kg/m <sup>2</sup>	0
60	82.00 kg/m <sup>2</sup>	92.00 kg/m <sup>2</sup>

Fuerza de diseño		
Grados	Carga lateral	Carga
0	6,517.00 kg	0.00 kg
60	2,181.20 kg	2,447.20 kg

Y = 6.87 m

Respecto a la base de la columna.

Momento de diseño		
Grados	Myy	Mxx
0	44.74T/m	0.00T/m
60	14.97T/m	16.80T/m

5.5.2.5.2 Fuerza de viento sobre los vehículos. [AASHTO A3.8.1.3]

Longitud tributaria

L<sub>trib</sub> = 20.00m

Componente del viento		
Grados	Normal	Paralela
0	149.00 kg/m	0
60	51.00 kg/m	56.00 kg/m

Fuerza de diseño		
Grados	Normal	Paralela
0	2,980.00 kg	0.00 kg
60	1,020.00 kg	1,120.00 kg

Y = 9.23 m

Respecto a la base de la columna.

Momento de diseño		
Grados	Myy	Mxx
0	27.51T/m	0.00T/m
60	9.41T/m	10.34T/m

5.5.2.5.3 Fuerza de viento sobre la subestructura. [AASHTO A 3.8.1.2.3]

Sección:

Altura libre: 5.50m

Cabezal: 1.40mx8.50m  $h=1.60m$

Columna: 0.90mx3.20m  $h=3.90m$

a) Angulo de ataque  $0^\circ$

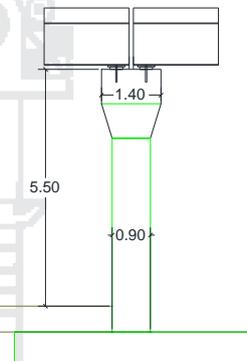
$$A_{\text{proyec}} = 5.55m^2$$

Fuerza a  $0^\circ$

$$F = 194 \text{ kg/m}^2 \times 5.55m^2 = 1,076.70 \text{ kg}$$

$Y = 3.58 \text{ m}$  Respecto a la base de la columna.

$$M_{yy} = 3.85T/m$$



b) Angulo de ataque  $60^\circ$

Área proyectada del cabezal  $A_{p1}$

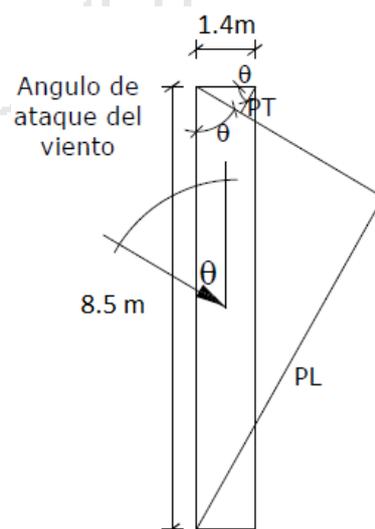
$$P_t = 1.4 \times \cos 60^\circ$$

$$P_t = 0.70m$$

$$P_t = 8.5 \times \sin 60^\circ$$

$$P_t = 7.36m$$

$$A_{p1} = (0.7 + 7.36) \times 1.6 = 12.90m^2$$



Área proyectada de la columna.  $A_{p2}$

$$P_t = 0.9 \times \cos 60^\circ$$

$$P_t = 0.45 \text{ m}$$

$$P_t = 3.2 \times \sin 60^\circ$$

$$P_t = 2.77 \text{ m}$$

$$A_{p2} = (0.45 + 2.77) \times 3.9 = 12.56 \text{ m}^2$$

$$A_{PT} + A_{p1} + A_{p2} = 25.46 \text{ m}^2$$

$$F_t = 194 \text{ kg/m}^2 \times 25.46 \text{ m}^2 = 4,939.42 \text{ kg}$$

Fuerza en sentido longitudinal:  $F_t \times \text{Sen } \Theta = 4,277.67 \text{ kg}$

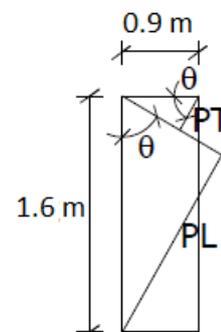
$$Y = 4.17 \text{ m} \quad \text{Respecto a la base de la columna.}$$

$$M_{xx} = 17.84 \text{ T/m}$$

Fuerza en sentido perpendicular:  $F_t \times \text{Cos } \Theta = 2,469.71 \text{ kg}$

$$Y = 3.58 \text{ m} \quad \text{Respecto a la base de la columna.}$$

$$M_{yy} = 8.84 \text{ T/m}$$



### 5.5.2.6 Fuerzas de sismo

#### 5.5.2.6.1 Superestructura.

$$P_{puente} = 146,160 \text{ kg}$$

Sentido Vertical.

Tomaremos un valor de aceleración vertical igual a 2/3 de la aceleración horizontal:

$$A_{s,v} = 2/3 \times 0.36 = 0.24$$

La carga sísmica vertical total será:  $146,160 \text{ kg} \times 0.24 = 35,078 \text{ kg}$

Sentido longitudinal.

La carga sísmica horizontal total será:  $146,160 \text{ kg} / 2 \times 0.36 = 26,309 \text{ kg}$

$Y = 7.28 \text{ m}$  Respecto a la base de la columna.

$M_{xx} = 191.53 \text{ T/m}$  ( 1 apoyo móvil y 1 fijo )

Sentido Perpendicular.

30 % de la carga longitudinal:  $26,309 \text{ kg} \times 0.3 = 7,893 \text{ kg}$

$Y = 7.28 \text{ m}$  Respecto a la base de la columna.

$M_{yy} = 114.92 \text{ T/m}$  (multiplicado x2 por ser apoyo fijos en dirección perpendicular)

#### 5.5.2.6.2 Subestructura.

$P_{\text{pilar}} = 59.52 \text{ T}$

Sentido Vertical.

Tomaremos un valor de aceleración vertical igual a 2/3 de la aceleración horizontal:

$A_{s,v} = 2/3 \times 0.36 \times 59.52 \text{ T} = 14.28 \text{ T}$

Sentido longitudinal.

La carga sísmica horizontal total será:

$59.52 \text{ T} \times 0.36 = 21.43 \text{ T}$

$Y = 4.29 \text{ m}$  Respecto a la base de la columna.

$M_{xx} = 91.83 \text{ T/m}$

Sentido Perpendicular.

30 % de la carga longitudinal:  $21.43T \times 0.3 = 6.43T$

$Y = 4.29m$  Respecto a la base de la columna.

$M_{yy} = 27.55T/m$

**5.5.2.7 Resumen de fuerzas actuantes.**

		P(ton)	Mx-x (t-m)	My-y (t-m)
DC	Superestructura	128.40T		
	Subestructura	59.52T		
DW		18.00T		
LL		98.05T		68.64T-m
PL		10.80T		
BR			153.22T-m	
WS	Superestr.	0°	0.00T-m	44.74T-m
		60°	16.80T-m	14.97T-m
	Subest.	0°	0.00T-m	3.85T-m
		60°	17.84T-m	8.84T-m
WL	0°		0.00T-m	27.51T-m
	60°		10.34T-m	9.41T-m
EQ	Superestructura	35.08T	191.53T-m	114.92T-m
	Subestructura	14.28T	91.83T-m	27.55T-m

Combinaciones de carga;

Carga	Resistencia I	Resistencia III	Resistencia V	Servicio I	Ev. Extremo I
DC	1.25	1.25	1.25	1	1.25
DW	1.5	1.5	1.5	1	1.5
LL	1.75	-	1.35	1	0.5
PL	1.75	-	1.35	1	0.5
BR	1.75	-	1.35	1	0.5
WS	-	1.4	0.4	0.3	-
WL	-	-	1	1	-
EQ	-	-	-	-	1
EV	1.35	1.35	1.35	1	1.35

### 5.5.3 Cargas diseño

		Resistencia I	Resistencia III	Resistencia V	Servicio I	Ev. Extremo I
	P(ton)	452.39	261.90	408.85	314.77	365.68
a	Mx-x (t-m)	268.13	0.00	206.84	153.22	359.96
b	Mx-x (t-m)		0.00	231.04	173.95	
a	My-y (t-m)	120.11	68.03	139.60	110.72	176.78
b	My-y (t-m)		33.34	111.60	85.20	

Caso a: Fuerza de viento sobre la subestructura. Angulo de ataque 60°

Caso b: Fuerza de viento sobre la subestructura. Angulo de ataque 0°

### 5.5.4 Calculo de acero

Sección: 0.90mx1.60m

El recubrimiento de las barras se estima:

$$d' = r + \phi_{\square} + \phi_p/2$$

$$r=4.00 \text{ cm} \quad \phi_{\square}=\phi_{3/8"}=0.95 \text{ cm}$$

$$\phi_p = \phi_{1 \frac{1}{4}"}=3.18 \text{ cm}$$

$$d' =6.54 \text{ cm}$$

Se analizará los casos RESISTENCIA I Y EVENTO EXTREMO I, por ser los más críticos.

Para el caso de resistencia I.

Con un recubrimiento de: 6.54 cm, el parámetro Y es:

$$X = (90 - 2 \times 6.54) / 90 \text{ cm} = 0.855 \quad Y = 0.90$$

Para 24 varillas  $\phi_p = \phi_{1 \frac{1}{4}"} = 154.80 \text{ cm}^2$

$$\text{Cuantía de refuerzo: } \rho_g = \frac{A_{st}}{bh} = 0.011$$

$$e_x = M_x / P = 0.59 \text{ m}$$

$$e/h = 0.659$$

De los ábacos:

$$\frac{\phi P_{n_xo}}{A_g} = 0.70 \text{ klb/in}^2 = 49.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi P_{n_xo} = 49.217 \times (90 \times 160) / 1000 = 708.72 \text{ T}$$

$$Y = (160 - 2 \times 6.54) / 160 \text{ cm} = 0.92 \quad Y = 0.90$$

$$e_y = M_y / P = 0.27 \text{ m}$$

$$e/h = 0.166$$

De los ábacos:

$$\frac{\phi P_{n_yo}}{A_g} = 2.00 \text{ klb/in}^2 = 140.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi P_{n_yo} = 140.62 \times (90 \times 160) / 1000 = 2,024.93 \text{ T}$$

$$\frac{\phi P_o}{A_g} = 2.78 \text{ klb/in}^2 = 195.46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi P_n = 195.4618 \times (90 \times 160) / 1000 = 2,814.65 \text{ T}$$

$$\frac{1}{\phi P_n} = \frac{1}{\phi P_{n_xo}} + \frac{1}{\phi P_{n_yo}} + \frac{1}{\phi P_o}$$

$$\phi P_n = 645.35 \text{ T}$$

Para el caso de Evento Extremo I.

$$Y = 0.90$$

Cuantía de refuerzo:0.011

$$e_x = M_x / P = 0.98 \text{ m}$$

$$e/h = 0.615$$

De los ábacos:

$$\frac{\phi P_{n_xo}}{A_g} = 0.70 \text{ klb/in}^2 = 49.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi P_{n_xo} = 49.217 \times (90 \times 160) / 1000 = 708.72 \text{ T}$$

$$Y = 0.90$$

$$e_y = M_y / P = 0.48 \text{ m}$$

$$e/h = 0.302$$

De los ábacos:

$$\frac{\phi P_{n_yo}}{A_g} = 1.25 \text{ klb/in}^2 = 87.89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi P_{n_yo} = 87.89 \times (90 \times 160) / 1000 = 1265.58 \text{ T}$$

$$\frac{\phi P_o}{A_g} = 2.78 \text{ klb/in}^2 = 195.46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi P_n = 195.4618 \times (90 \times 160) / 1000 = 2,814.65 \text{ T}$$

$$\frac{1}{\phi P_n} = \frac{1}{\phi P_{n_xo}} + \frac{1}{\phi P_{n_yo}} + \frac{1}{\phi P_o}$$

$$\phi P_n = 541.76 \text{ T}$$

De acuerdo a los cálculos realizados la columna soporta una carga superior a la carga de diseño. Por lo que se colocara.

Para 24 varillas de  $\phi 1 \frac{1}{4}$  en los cuatro lados de la columna.

5.5.5 Revisión por cortante.

Cargas actuantes:

		P(ton)	Vx-x (t-m)	Vy-y (t-m)
DC	Superestructura	128.40T		
	Subestructura	59.52T		
DW		18.00T		
LL		98.05T		
PL		10.80T		
BR			16.60T	0.00T
WS	Superestr.	0°	0.00T	6.52T
		60°	2.45T	2.18T
	Subest.	0°	0.00T	3.85T
		60°	17.84T	8.84T
WL	0°		0.00T	2.98T
	60°		1.12T	1.02T
EQ	Superestructura	35.08T	26.31T	7.89T
	Subestructura	14.28T	21.43T	6.43T

Combinaciones de carga;

Carga	Resistencia I	Resistencia III	Resistencia V	Servicio I	Ev. Extremo I
DC	1.25	1.25	1.25	1	1.25
DW	1.5	1.5	1.5	1	1.5
LL	1.75	-	1.35	1	0.5
PL	1.75	-	1.35	1	0.5
BR	1.75	-	1.35	1	0.5
WS	-	1.4	0.4	0.3	-
WL	-	-	1	1	-
EQ	-	-	-	-	1
EV	1.35	1.35	1.35	1	1.35

Cargas diseño

		Resistencia I	Resistencia III	Resistencia V	Servicio I	Ev. Extremo I
	P(ton)	452.39	261.90	408.85	314.77	365.68
a	Vx-x (t-m)	29.05	0.00	22.41	16.60	56.03
b	Vx-x (t-m)		0.00	31.65	23.81	
a	Vy-y (t-m)	0.00	14.52	7.13	6.09	14.32
b	Vy-y (t-m)		15.43	5.43	4.33	

Caso a: Fuerza de viento sobre la subestructura. Angulo de ataque 60°

Caso b: Fuerza de viento sobre la subestructura. Angulo de ataque 0°

Resistencia a la cortante del concreto.

$$\text{Sección crítica a: } X=1.60\text{m} \quad h=.90\text{m}$$

$$d=90.00 \text{ cm}-5.91 \text{ cm}=0.84 \text{ m}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd=119.33\text{T}>56.03\text{T}$$

De acuerdo a los cálculos el concreto tiene una resistencia superior a la requerida.

### 5.5.6 DISEÑO DE VIGA CABEZAL

Se calculará como viga en voladizo.

#### 5.5.6.1 Cargas actuantes

##### 5.5.6.1.1 Carga muerta superestructura:

Reacción para cada viga exterior

$$R_{DCext}=17.55\text{T} \quad R_{DW}= 1.69\text{T} \quad X=2.15\text{m}$$

$$M_{DCext}=37.73\text{T}\cdot\text{m} \quad M_{DW}=3.63\text{T}\cdot\text{m}$$

##### 5.5.6.1.2 Carga muerta subestructura:

$$\text{Cuerpo: } 4.2753 \times 2.4 = 10.26\text{T} \quad X=1.20\text{m}$$

$$M_{DCext}=12.31\text{T}\cdot\text{m}$$

##### 5.5.6.1.3 Carga viva HL-93:

$$R_{DCext}=24.58\text{T} \quad X=2.15\text{m}$$

$$M_{DCext}=52.85\text{T}\cdot\text{m}$$

5.5.6.1.4 Carga Peatonal PL:

Reacción para cada viga exterior

$$R_{PLext}=2.70T$$

$$X=2.15m$$

$$M_{DCext}=5.81T-m$$

El momento amplificado en la sección no compuesta será:

Para el caso de Resistencia I.

$$Mu = 1.0[1.25DC + 1.5 DW + 1.75(PL+LL)] =$$

$$Mu = 170.65T-m$$

$$Vu = 1.0[1.25DC + 1.5 DW + 1.75(PL+LL)] =$$

$$Vu = 85.04T$$

5.5.6.2 *Diseño de acero*

Omitimos el estado de Evento Extremo I, pues no es crítico en este caso

con,  $M_u = 170.65 \text{ Ton/m}$        $A_s = 1\text{Ø}1''$       recubrimiento  $r = 4 \text{ cm}$  (Tabla 5.12.3-1)

$$d = 140.00 \text{ cm} - 5.91 \text{ cm} = 134.10 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 6.77 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_f f_y (d - \frac{a}{2})} = 34.54 \text{ cm}^2 \quad , \text{ (con } \phi = 0.9, \text{ según 5.5.4.2)}$$

Utilizar 7 varillas de 1"

Cálculo de  $A_{s_{min}}$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = 33.66 \text{ cm}^2$$

Cálculo de  $A_{s_{max}}$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{6000}{6000+f_y} \right) = 0.029$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.0217$$

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} b d = 261.6 \text{ cm}^2$$

Por lo Tanto

Diseño por corte

Resistencia a la cortante del concreto.

Sección crítica a  $X=1.20\text{m}$   $h=1.24\text{m}$

$d=124 \text{ cm}-5.91 \text{ cm}=118 \text{ cm}$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b d = 94.26\text{T} > 85.04\text{T}$$

De acuerdo a los cálculos el concreto tiene una resistencia superior a la requerida.

## 5.5.7 DISEÑO DE LA CIMENTACION

### 5.5.7.1 DETERMINACION DEL NUMERO DE PILOTES

Se determinó en 9 el número de pilotes de 45 cm de diámetro pues las cargas son muy altas.

### 5.5.7.2 DISTANCIA MINIMA ENTRE PILOTES

El espaciamiento mínimo recomendado para pilotes es:

$s = 3 b$  , así tenemos:

$s = 3 ( 0.40 ) = 1.20 \text{ m.}$

Cuando existen momentos flectores importantes en las dos direcciones ( x, y ) se debe cumplir lo siguiente :

$$AP_{act i} = \frac{P_t}{N} \pm \frac{M_x * d_{iy}}{\sum d_{yi}^2} \pm \frac{M_y * d_{ix}}{\sum d_{xi}^2}$$

Dónde:  $P_{act i}$  = carga actuante sobre un pilote.

$P_t$  = carga actuante sobre el cabezal

$N$  = número de pilotes colocados.

$M$  = momento flector actuante

$d_i$  = distancia entre el eje del pilote en analisis y el punto de aplicación del momento.

### 5.5.7.3 VERIFICACIÓN DE CARGAS SOBRE PILOTES

Sección del cabezal: 7 x 5.5 x 0.75

Sección de la columna: 1.6 x 0.9

PARA LA SOLICITACION DE EVENTO EXTREMO I:

$$P_t = P + P_z + P_i = 365.68T + 7 * 5,5 * 0,75 * 2,4 * 1,25 + (7 * 5,5 - 0,9 * 1,6) * 0,6 * 1,8 * 1,25$$

$$P_t = P + P_z + P_i = 502.34T$$

Carga ultima del grupo de pilotes. 2045.02 kN=208.53Ton

Para el Estado límite de Evento Extremo, con  $\phi_b = 1.00$  (Art. 11.6.5):

$$q_R = \phi_b q_u = 208.53Ton \quad (10.6.3.1.1-1)$$

PILOTES	Pt/N	dy	dx	Pact
1A	55.815111	-3	2.25	72.66T
2A	55.815111	0	2.25	82.48T
3A	55.815111	3	2.25	92.30T
1B	55.815111	-3	0	45.99T
2B	55.815111	0	0	55.82T
3B	55.815111	3	0	65.64T
1C	55.815111	-3	-2.25	19.33T
2C	55.815111	0	-2.25	29.15T
3C	55.815111	3	-2.25	38.97T
		$\Sigma(di_x^2)$	$\Sigma(di_x^2)$	$\Sigma$
		54	30.375	502.34T

$$P_t = P + P_z + P_i = 452.39T + 7 * 5,5 * 0,75 * 2,4 * 1,25 + (7 * 5,5 - 0,9 * 1,6) * 0,6 * 1,8 * 1,25$$

$$P_t = P + P_z + P_i = 589.05T$$

Para el Estado límite de Evento Extremo, con  $\phi_b = 0.45$  (Art. 11.6.5):

$$q_R = \phi_b q_u = 93.84Ton \quad (10.6.3.1.1-1)$$

PILOTES	Pt/N	dx	dy	Pact
1A	65.44955	-3	2.25	78.64T
2A	65.44955	0	2.25	85.31T
3A	65.44955	3	2.25	91.98T
1B	65.44955	-3	0	58.78T
2B	65.44955	0	0	65.45T
3B	65.44955	3	0	72.12T
1C	65.44955	-3	-2.25	38.92T
2C	65.44955	0	-2.25	45.59T
3C	65.44955	3	-2.25	52.26T
		$\Sigma(di_x^2)$	$\Sigma(di_x^2)$	$\Sigma$
		54	30.375	589.05T

5.5.7.4 PUNZONAMIENTO

La resistencia por punzonamiento viene dada por la siguiente expresión :

$$\phi V_c = \phi * \left( 0,53 + \frac{1,1}{\beta_c} \right) * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$\phi V_c = \phi * 1,1 * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

dónde:  $\phi$  : factor reducción de capacidad.  $\phi = 0,85$

$\beta_c$  : relación lado mayor entre lado menor de la columna o placa

$b_o$  : perímetro de la sección crítica

$d$  : peralte efectivo del cabezal

$$\beta_c = 1,6 / 0,9 = 1,8$$

$$b_o = 7,65 \text{ m}$$

$$d = 75 \text{ cm} - 7 \text{ cm} = 66,23 \text{ cm}$$

$$\phi V_{c1} = 0,85 * \left( 0,53 + \frac{1,1}{1,78} \right) * \sqrt{210} * 765 * 66,2 = 717 \text{ T}$$

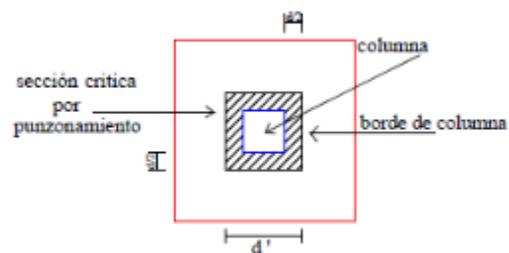
$$\phi V_{c2} = 0,85 * 1,1 * \sqrt{210} * 712 * 66,2 = 686 \text{ T}$$

$$V_u = V_{u1} - V_{u2}$$

$V_u$  : Carga actuante de punzonamiento

$V_{u1}$  : Carga axial de diseño del elemento

$V_{u2}$  : Carga axial de diseño de los pilotes que se encuentran dentro de la zona de punzonamiento



$$V_{u2} = 65.64T$$

$$V_{u1} = 502.34T$$

$$V_u = 436.70T$$

$$V_u = 436.70T < 716.84T \quad \text{ok}$$

### 5.5.7.5 PUNZONAMIENTO LOCAL

Seccion del pilote:  $r = 0.23 \text{ m}$

$$r' = 22.5 + d/2 = 55.615 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = \phi * 1.1 * \sqrt{f'c} * 2\pi r * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * \sqrt{210} * 55 * 20 * \pi * 66.2 = 313.42T$$

$$V_u = 72.66T < \phi V_c = 313.42T \quad \text{ok}$$

### 5.5.7.6 CORTE

La falla por corte se presenta a “d” de la cara de la columna o placa:

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \geq V_u$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 550 * 66.2 = 237.81T$$

$$V_u = 502.34T / (7 * 5.5) = 13.05 \quad x = 203.77 \text{ cm}$$

$$V_{u \text{ critico}} = V_{uXL} = 13.05 * 2.0377 * 5.5 = 146.23T < \phi V_c$$

### 5.5.7.7 FLEXION

Dirección XX :

$$M_u = (91.98 + 72.12 + 52.26) * 2.2 = 475.99T \cdot m$$

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\emptyset = 0.9$$

$$b = 550.0 \text{ cm}$$

$$d = 66.2 \text{ cm}$$

$$Mu = 47599200.0 \text{ Kg*cm}$$

Dónde:  $As = 203.51 \text{ cm}^2$

Cálculo de  $As_{min}$

$$As_{min} = (0.8 * bw * d * (f'c)^{0.5}) / f_y = 100.5 \text{ cm}^2$$

Cálculo de  $As_{max}$

$$\rho_{bal} = 0.85 * 0.85 * f'c * 6300 / (f_y * (6300 + f_y)) = 0.022$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_{bal} = 0.01625625$$

$$As_{max} = \rho_{max} * b * d = 592.2 \text{ cm}^2$$

Por lo Tanto

$$As_{min} < As < As_{max} \dots \text{ok} \text{ ;}$$

se usará 40 varillas de 1"

Usaremos Para el Armado de Acero varillas de 1" @ 14.0 cm

Dirección XX :

$$Mu = (78.64 + 85.31 + 91.98) * 1.8 = 460.67 \text{ T-m}$$

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\emptyset = 0.9$$

$$b = 700.0 \text{ cm}$$

$$d = 63.7 \text{ cm}$$

$$Mu = 46067400.0 \text{ Kg*cm}$$

Dónde:  $A_s = 202.13 \text{ cm}^2$

Cálculo de  $A_{smin}$

$$A_{smin} = (0.8 * b_w * d * (f_c)^{0.5}) / f_y = 123.1 \text{ cm}^2$$

Cálculo de  $A_{smax}$

$$\rho_{bal} = 0.85 * 0.85 * f_c * 6300 / (f_y * (6300 + f_y)) = 0.022$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_{bal} = 0.01625625$$

$$A_{smax} = \rho_{max} * b * d = 724.8 \text{ cm}^2$$

Por lo Tanto

$$A_{smin} < A_s < A_{smax} \dots \text{ok ; ;}$$

se usará 40 varillas de 1"

Usaremos Para el Armado de Acero varillas de 1" @ 18.0 cm

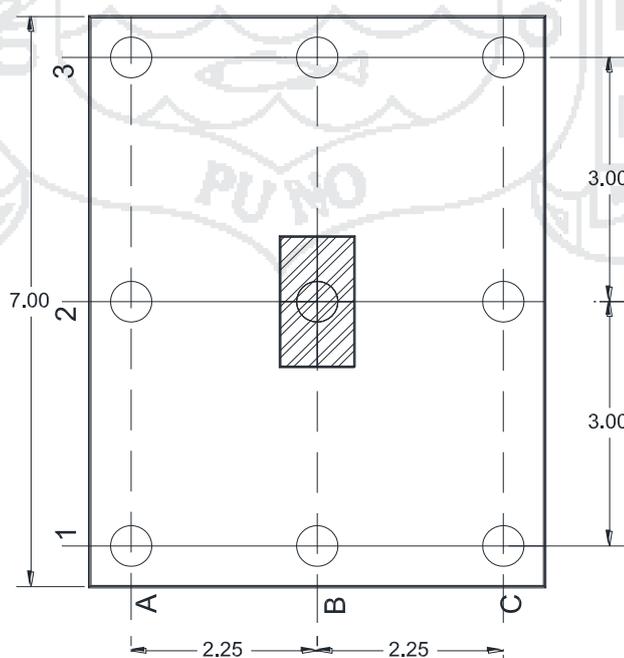


Figura 78: Distribución de pilotes. Fuente: Propia

## CAPITULO 6

### ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

#### 6.1 GENERALIDADES

La Evaluación de Impacto Ambiental tiene por finalidad, identificar, evaluar y comunicar los impactos ambientales potencialmente positivos y negativos que puedan ocasionar y/o generar con la implementación del proyecto de “DISEÑO DEL INTERCAMBIO VIAL A DESNIVEL EN LAS INTERSECCIONES DE LA CARRETERA PANAMERICANA SUR Y LA AV. EL ESTUDIANTE DE LA CIUDAD DE PUNO” en sus etapas de construcción, operación, mantenimiento y abandono; sobre esta base se propone las medidas adecuadas para evitar o mitigar los impactos adversos, así como para maximizar los impactos positivos, logrando de esta manera la ejecución de la construcción de la carretera y que se realice en armonía con el medio ambiente, fue necesario elaborar un diagnóstico situacional relacionado a los aspectos físicos, biológicos y sociales, así como el marco normativo e institucional que se involucran al área de estudio.

##### 6.1.1 Objetivos

La Evaluación de Impacto Ambiental del Proyecto de “DISEÑO DEL INTERCAMBIO VIAL A DESNIVEL EN LAS INTERSECCIONES DE LA CARRETERA

PANAMERICANA SUR Y LA AV. EL ESTUDIANTE DE LA CIUDAD DE PUNO”, tiene como objetivo: Identificar, predecir, interpretar y comunicar los posibles impactos ambientales que se podrían producir durante la etapa de construcción y operación del proyecto mejoramiento de la infraestructura Vial; así como implementar las medidas de mitigación o correctivas para minimizar los impactos ambientales negativos y potenciar los impactos positivos.

#### 6.1.2 Alcance del estudio

Tiene como objetivo definir el área o ámbito que se verá afectado por las acciones a implementarse en el proyecto. Por consiguiente, en ésta área afectada adquiere mayor relevancia la caracterización, mitigación o compensación de los impactos significativos, estableciéndose de ésta manera tanto la escala de trabajo, información necesaria y el uso de indicadores de calidad.

#### 6.1.3 Metodología aplicada

Para la identificación y evaluación de los impactos ambientales que se pueden suscitar por las actividades que involucra en la Construcción del Mejoramiento de la Infraestructura, sobre el medio ambiente natural, social, económico y cultural, en el área de influencia, se han utilizado metodologías basadas en la comparación de escenarios a corto, mediano y largo plazo.

La metodología aplicada para la evaluación de impacto ambiental fue la Matriz de Leopold. Esta se ha adaptado para los requerimientos y fines del Proyecto; se ha empleado para diagnosticar globalmente las implicancias ambientales que se presentan y las que pudieran suscitarse en la ejecución y operación del proyecto. Esto ha permitido formar elementos de análisis preliminares, para entender las principales relaciones que se establecen entre las acciones de planeamiento, construcción y operación de las estructuras

que contempla el proyecto y el medio ambiente, dentro del área de influencia directa e indirecta.

Esta matriz permite identificar y evaluar los factores ambientales que de alguna manera se encuentran comprometidos con los componentes físicos, biológicos y socioeconómicos, y que generarán impactos ambientales directos e indirectos, benéficos y perjudiciales. En este desarrollo metodológico, se tendrán en cuenta los impactos ambientales ocasionados por las actividades propias del planeamiento, construcción y operación – mantenimiento del mejoramiento de la infraestructura vial, sobre el medio ambiente y los generados por el medio ambiente sobre las infraestructuras.

## 6.2 LÍNEA DE BASE AMBIENTAL

### 6.2.1 Ubicación

El proyecto vial se llevará a cabo en la siguiente ubicación geográfica:

Región	: Puno
Provincia	: Puno
Distrito	: Puno
Sector	: Centro Poblado de Salcedo

El proyecto de tesis a realizar se ubica aproximadamente en las coordenadas Norte: 8245799, Este 393201 del Sistema WGS-84 Zona 19 Sur, entre el cruce de la carretera Panamericana Sur Km. 1369+484 (Puno – Desaguadero) y la Avenida el Estudiante Zona sur de la Ciudad de Puno.

### 6.2.2 Área de influencia del proyecto

El área de influencia del tramo en estudio se ha determinado basados en aspectos climáticos, hidrológicos, geológicos, fisiográficos, de suelos, biológicos y

socioeconómicos, que influyen sobre la zona de estudio tomando en cuenta para ello una distancia de 400 m sobre el eje a lo largo del recorrido de la vía, siendo 200 m a cada lado de la vía.

Para mayor comprensión y análisis, el área de influencia se ha subdividido en un área directa y un área indirecta, considerando el grado de interrelación que tendrá el proyecto con las distintas variables ambientales.

En el ámbito de influencia directa se incluye básicamente los siguientes aspectos: depósitos de material excedente, canteras a explotar, cursos de agua, fuentes de agua a utilizar, áreas donde se ubicarán los campamentos, patio de máquinas y talleres, centros poblados.

El área de influencia indirecta es un área mayor que la anterior, es una zona ubicada por fuera del área de influencia directa y en ella se esperan la ocurrencia de impactos positivos, una vez terminado el mejoramiento y construcción de la infraestructura vial.

### **MEDIO FISICO**

Para la evaluación del medio físico se tomó como referencia los datos del Equipo Técnico PlanPuno 2008 – 2012, (2007), relacionados al clima como son:

- Precipitación pluvial: se intensifican entre los meses de diciembre y marzo con presencia de granizadas con una precipitación de 650 mm.
- Vientos: aumenta en el mes de agosto en dirección lago tierra lago con una velocidad de 2 y 4 metros por segundo.
- Temperatura: con diferencia marcadas entre junio y noviembre, con oscilaciones diarias entre 0.4 a 15.4 °C.

- humedad relativa: variable durante las épocas de lluvia baja en la tarde y se eleva en a la noche con un promedio de 49%.
- Presión atmosférica: incrementa con la altitud con un promedio de 646 milibares.

### 6.3 IDENTIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES

#### 6.3.1 Matriz de LEOPOLD

Para la Evaluación de Impactos Ambientales se utilizó el MÉTODO DE MATRIZ DE LEOPOLD que consiste en una lista horizontal de actividades de un proyecto contra, en la vertical, una lista de factores ambientales. Es un cuadro de doble entrada o matriz de interacción.

Este método fue desarrollado en 1971 por el Dr. Luna Leopold y otras personas en el Geological Survey de los Estados Unidos, especialmente para proyectos en construcción. En su versión original, la matriz de Leopold contiene 100 acciones susceptibles de causar impacto y 88 características o condiciones ambientales, lo cual arroja 8800 posibles interacciones. Sin embargo, este método se ha adaptado para ser utilizado con acciones y factores diferentes. (Arboleda G., 2008, pág. 70)

Para la evaluación de las interacciones marcadas se utilizan tres parámetros descritos por (Arboleda G., 2008) los cuales son:

- Clase: Indica el tipo o sentido de las consecuencias del impacto positivas o benéficas (+) o negativas o perjudiciales (-).
- Magnitud, Corresponde al grado o nivel de alteración que sufre el factor ambiental a causa de una acción del proyecto. Este criterio evalúa los cambios

en las variables o condiciones propias o intrínsecas del factor, es decir cuánto se desmejoró, cuanto se destruyó, etc.

Va precedido de signo (+) ó (-), y su rango varía de 1 a 5:

Muy baja magnitud	:	1
Baja magnitud	:	2
Mediana magnitud	:	3
Alta magnitud	:	4
Muy alta magnitud	:	5

- **Importancia**, Evalúa el peso relativo que el factor ambiental considerado tiene dentro del ambiente que puede ser afectado por el proyecto. Este criterio evalúa otras consideraciones extrínsecas al factor analizado, como el valor del mismo dentro del entorno afectado, la importancia para la comunidad, etc. También se considera como el valor ponderal que da el peso relativo del impacto y hace referencia a la relevancia del impacto sobre la calidad del medio y a la extensión o zona territorial afectada. Y su rango varía de 1 a 5:

Sin importancia	:	1
Poco importante	:	2
Medianamente importante	:	3
Importante	:	4
Muy importante	:	5

### 6.3.2 Análisis Cualitativo de la Matriz de Importancia de la Evaluación de los Impactos Ambientales Etapa de Construcción

Efectuado el análisis cualitativo de la Matriz de Leopold del Impacto, se ha obtenido los resultados de la valoración de los impactos del Proyecto en la etapa de Construcción, según la valoración y evaluación de impactos se tienen los siguientes resultados:

Según la Matriz de Impacto se han obtenido los siguientes valores de impacto (Etapa de Construcción):

Factor Ambiental Abiótico	: (-) 268
Factor Ambiental Biótico	: (-) 75
Factor Ambiental Socioeconómico	: (+) 17
Factor Ambiental Cultural	: (-) 22

Por lo tanto, el Impacto Total del Proyecto en la etapa de construcción es (-) 348, el cual, nos indica que el proyecto desde el punto de vista ambiental es afectado negativamente por la construcción de la infraestructura vial, asimismo nos indica que el impacto socioeconómico es positivo lo cual generaran ingresos directa e indirectamente a los pobladores de la ciudad y la Región de Puno. Los factores ambientales afectados son los siguientes:

i. El factor ambiental más afectado negativamente son en los sub sistemas Abiótico y Biótico. Los factores impactados negativamente son el Aire (generación de ruidos, gases y polvos), suelo y agua, esto debido a la pérdida de la cobertura vegetal, por las actividades de limpieza y desbroce, apertura de caminos de acceso y movimiento de tierras; y los posibles vertimientos de residuos líquidos y sólidos a las fuentes de agua por la construcción de puentes, pontones y alcantarillas; la fauna es afectado por la pérdida

de la cobertura vegetal, acumulación de escombros e instalaciones de los campamentos, la fauna silvestre será afectada por el movimiento de tierras, ruidos y probable caza del personal de trabajo.

ii. En el componente socio económico, es impactado positivamente esto se debe a la generación de empleo y el ingreso económico, para el personal técnico, administrativo y obreros y la generación de ingresos por el alquiler de equipos y maquinaria, adquisición de bienes y materiales durante la etapa de construcción y operación – mantenimiento. Asimismo, en la etapa de construcción impactará negativamente al tránsito de vehículos, redes de servicios.

iii. El componente ambiental paisaje, es impactado negativamente debido a la modificación del paisaje natural por la construcción proyecto.





### 6.3.3 Análisis Cualitativo de la Matriz de Importancia de la Evaluación de los Impactos

#### Ambientales Etapa de Operación y Mantenimiento de la Infraestructura Vial

Efectuado el análisis cualitativo de la Matriz de Leopold del Impacto, se ha obtenido los resultados de la valoración de los impactos del Proyecto en la etapa de Operación y Mantenimiento, según la evaluación de impactos se tienen los siguientes resultados:

Según la Matriz de Impacto se han obtenido los siguientes valores de impacto (Etapa de Operación y Mantenimiento):

Factor Ambiental Abiótico	: (+) 72
Factor Ambiental Biótico	: (+) 9
Factor Ambiental Socioeconómico	: (+) 66
Factor Ambiental Cultural	: (+) 6

Por lo tanto, el Impacto Total del Proyecto en la etapa de operación y mantenimiento es (+) 153, lo cual nos indica que el proyecto desde el punto de vista ambiental para su funcionamiento tiene un impacto POSITIVO, lo cual beneficiara el desarrollo económico y turístico de la Ciudad y la Región Puno.

Tabla 70; Etapa de Operación y Mantenimiento de la Infraestructura Vial

MATERIA DE LEOPOLD		FASE DE OPERACIÓN																	
FACTORES AMBIENTALES		Mantenimiento y conservación de la Vía		Revegetación de áreas perturbadas y Botaderos		Mantenimiento de Puentes		Mantenimiento de alcantarillas		Señalización ambiental de la vía		Estabilidad y áreas de cantera reconvertidas de acceso		Vaciado y compactación de áreas reconvertidas de depósitos y residuos sólidos		Carreteras mejoradas			
		M	I	M	I	M	I	M	I	M	I	M	I	M	I	M	I		
FACTORES AMBIENTALES	ACCIONES ANTROPICAS	Superficiales																	
		Subterráneas																	
		Calidad																	
		erosion																	
		Modificación del relieve																	
		Calidad																	
		Ruido y vibraciones																	
		Generación de material particulado																	
		Calidad																	
		Inundaciones																	
Componentes ambientales	Abiótico	Procesos																	
		Compactación																	
		Estabilidad física																	
		Agricultura y ganadería																	
		Pastos																	
		Silvicultura																	
		Residencial																	
		Comercial																	
		Industrial																	
		Cobertura vegetal																	
Biótico	Biótico	Especies en peligro																	
		Diversidad y riqueza																	
		Habitats																	
		Diversidad y riqueza																	
		Especies protegidas																	
		Salud y seguridad																	
		Educación																	
		Transportes y camino																	
		Red de servicios y canales de Riego																	
		Red de servicios eléctricos																	
Socio económico	Socio económico	Generación de empleo																	
		Ingreso económico																	
		Actividades económicas																	
Cultural	Cultural	Alteración del paisaje																	

RANGO DE VALORACION

MAGNITUD	RANGO
Muy baja magnitud	1
Baja magnitud	2
Mediana magnitud	3
Alta magnitud	4
Muy alta magnitud	5

RANGO DE VALORACION

IMPORTANCIA	RANGO
Sin importancia	1
Poco importante	2
Medianamente importante	3
Importante	4
Muy importante	5

Tabla 71: Etapa de Operación y Mantenimiento de la Infraestructura Vial

MATRIZ DE LEOPOLD		FASE DE OPERACIÓN										IMPACTOS POSITIVOS	IMPACTOS NEGATIVOS	SUMATORIA DE RESULTADOS	IMPACTO POR SUBCOMPONENTE	IMPACTO DE PROYECTO
FACTORES AMBIENTALES	ACCIONES ANTROPICAS	Mantenimiento y conservación de la vía	Revegetación de áreas perturbadas y botaderos	Mantenimiento de Puentes	Mantenimiento de alcantarillas	Señalización ambiental de la vía	Estabilidad y áreas de cantera reconformadas	de acceso	Vadado y compactación de áreas reconformadas de depósitos y residuos sólidos	Carreteras mejoradas	IMPACTOS POSITIVOS	IMPACTOS NEGATIVOS	SUMATORIA DE RESULTADOS	IMPACTO POR SUBCOMPONENTE	IMPACTO DE PROYECTO	
		1	1	1	1	1	1	1	1	1	4	1	11	19	1	
Componentes ambientales	Abiótico	Superficiales	3	2	3				3				8			
		Subterráneas	3						2				3			
		Calidad	3										3			
		Erosión	3					3					3			
		Modificación del relieve	3					3					3			
	Biótico	Calidad	3										6			
		Ruido y vibraciones											1			
		Generación de material particulado											2			
		Calidad	2										2			
		Inundaciones												6		
Socio económico	Procesos															
	Compactación															
	Estabilidad física	3					3					6				
	Agricultura y ganadería											14				
	Pastos											3				
	Uso de Tierras	3										6				
	Silvicultura	3										6				
	Residencial											4				
	Comercial											4				
	Industrial											4				
Cultural	Cobertura vegetal															
	Especies en peligro	3										3				
	Diversidad y riqueza															
	Habitats	3					3					6				
	Diversidad y riqueza															
	Especies protegidas															
	Salud y seguridad	2										15				
	Educación											4				
	Transportes y camino	4										19				
	Red de servicios y canales de Riego											2				
Infraestructura											3					
Económico	Red de servicios eléctricos	2										2				
	Generación de empleo	2										8				
	Ingreso económico	2										8				
	Actividades económicas	3										7				
Cultural	Alteración del paisaje	8	9	4	6	3	5	3	3	13	2	6	6	6		
	IMPACTOS POSITIVOS	0	0	0	0	0	0	0	0	1	51	1	66	153		
IMPACTOS NEGATIVOS		0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	6	1		

RANGO DE VALORACION

Muy baja magnitud	1
Baja magnitud	2
Mediana magnitud	3
Alta magnitud	4
Muy alta magnitud	5

RANGO DE VALORACION

Sin importancia	1
Poco importante	2
Medianamente importante	3
Importante	4
Muy importante	5

## CAPITULO 7

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

#### 7.1 CONCLUSIONES

1. De todas las alternativas propuestas en la DG-2014 para intersecciones a desnivel de tres ramas se optó el de tipo trompeta con prevalencia a la entrada, que está compuesto de 03 ramales y un enlace, con un flujo máximo de 172 vehículos mixtos para periodos de 15 minutos en el sentido Puno- Desaguadero. El pase a desnivel está constituido por un puente de 6 tramos simplemente apoyados a una distancia entre apoyos de 20 metros que hacen una longitud total de 120 m. el cual se obtuvieron los siguientes resultados.
  - 1.1 en el estudio de suelos se hizo una exploración a una profundidad de 7.60 m con las siguientes características: nivel freático de -0.40m, SM (arena limosa), densidad natural de 1.75 Ton/m<sup>3</sup>.
  - 1.2 Para el terraplén se propuso hacer un enrocado a la profundidad de 2.80 metros debajo del terreno natural donde se encuentra una capa de suelo firme con características: nivel freático -0.40m, SM (arena limosa), con densidad natural de 1.86 Ton/m<sup>3</sup>.

- 1.3 En el cálculo de la capacidad portante de la cimentación se obtuvo la siguiente información a 20 m de profundidad cuyas características son: SM (arena limosa), MI (limo de baja plasticidad), CI (arcilla de baja plasticidad) con un promedio de número de golpes SPT por debajo de los 5 golpes.
- 1.4 Las características geométricas del intercambio adoptados son: Para la vía principal (carretera Puno – Desaguadero) calzadas divididas de 7.2m, con un separador central de 1 m, bermas interiores de 0.5m y exteriores de 1.5 m. con un gálibo de 5.50 y en los ramales directos tienen las siguientes características: una calzada de 4.3 m, con bermas de 0.5 m. Y el ramal con prevalencia a la entrada tiene una calzada de 4.0 m, y una berma de 1.2 m. El lazo tiene una calzada de 4.0 m, con bermas de 1.2 m.
- 1.5 El puente tiene una sección de 9.5 m con 2 carriles de 4 m cada uno y 2 aceras de 0.75 m a ambos lados con barandas de 1.2 m. El tablero tiene un espesor de 0.2 m y la viga que se utilizó es de W40 x167 A572 Gr65. Para el diseño se usó la carga vehicular HL-93. En la cimentación de pilares se utilizó 9 pilotes de 45 cm de diámetro con una longitud de 25 m. en cuanto a los estribos se usó pilotaje con un cabezal de 8.50 m x 5.35 m. de 15 pilotes de 45 cm de diámetro y una longitud de 26 m.

## 7.2 RECOMENDACIONES

- a) Recomendamos que se realicen más puntos de exploración profundas mayores al que se obtuvo en la presente tesis, en donde se ubicaran los estribos, pilares y terraplén.
- b) Recomendamos habilitar una vía alterna que de acceso vehicular entre el C.P. de Jayllihuaya y C.P. Salcedo, a la vez incluir en un futuro proyecto una intersección a nivel para acceso al centro poblado de Jayllihuaya para así poder mejorar el flujo vehicular en el presente proyecto.
- c) Recomendamos el estudio de tránsito peatonal, para las construcciones de pasos peatonales a desnivel ya que en el presente proyecto no se tomó en cuenta.
- d) Recomendamos a los órganos públicos competentes encargados de la ejecución de este tipo de proyectos, que antes de su ejecución deben ser consultados y aprobados por el: El Colegio de Ingenieros y de Arquitectos del Perú, por ser de gran envergadura.
- e) Recomendamos la capacitación de las personas que viven cerca del lugar del proyecto sobre la funcionalidad, cuidados y seguridad vial que deben tener en cuenta con respecto al intercambio vial.
- f) Recomendamos a la Municipalidad Provincial de Puno contar con un plan de mantenimiento de áreas verdes, para mantener una vista estética durante la vida útil del intercambio vial.

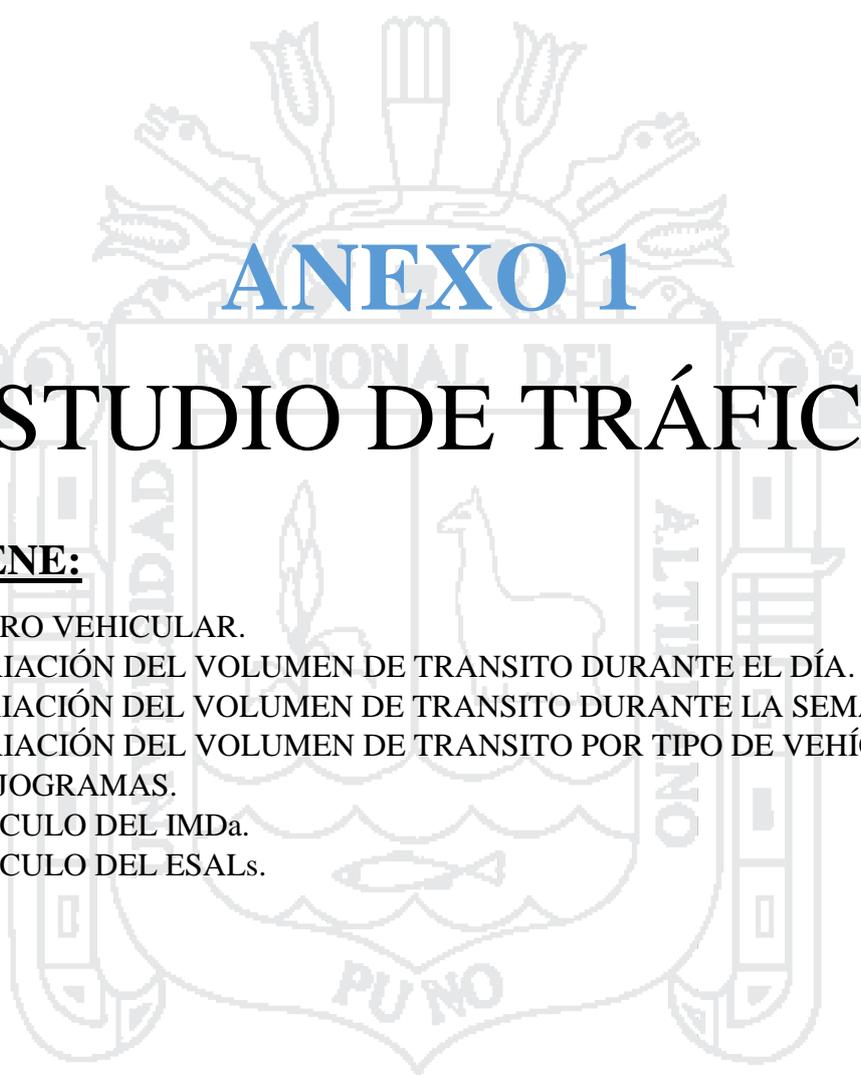
### 7.3 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASTHO. (1993). Guide For Design of Pavement Structures. Washington D.C: AASTHO.
- Alarcon Atahuachi, A. (2007). I SIMPOSIO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA “EVALUACION DE YACIMIENTOS PARA ENROCADOS Y AGREGADOS EN LA CIUDAD DE PUNO”. Puno.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2010). AASHTO LRFD Bridge design specifications. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Arboleda G., J. A. (2008). Manual de evaluacion de impacto ambiental de proyectos, obras o actividades. . medellin.
- Bañon Blazquez, L., & Bevia Garcia, J. F. (2000). Manual De Carreteras. Alicante: Ortiz e Hijos, Contrastista de Obras, S.A.
- Chereque Moran, W. (s.f.). HIDROLOGIA Para Estudiantes de Ingeniería civil. LIMA: Pontificia Universidad Católica Ddel Peru.
- Equipo Técnico Plan Puno 2008 – 2012. (2007). Plan De Desarrollo Urbano De La Ciudad De Puno 2008-2012. Puno: Municipalidad Provincial de Puno.
- Gestion.pe. (3 de 12 de 2013). Obtenido de <http://gestion.pe/economia/venta-autos-nuevos-crecera-entre-10-y-15-proximos-dos-anos-segun-bbva-2082710>
- Ing. Alarcon Atahuachi, A. (2007). I Simposio Internacional de Ingeniería Geológica “EVALUACION DE YACIMIENTOS PARA ENROCADOS Y AGREGADOS EN LA CIUDAD DE PUNO”.
- INGEMMET. (1978). Estudio Geológico de La Region Norte del Lago titicaca. Lima: INGEMMET.

- Minaya Gonzales, S., & Ordoñez Huaman, A. (2006). Diseño Moderno de Pavimentos Diseño Moderno de Pavimentos Asfálticos. Lima: ICG- Instituto De la Gerencia y Construcción.
- Ministerio De Transportes y Comunicaciones. (2000). Manual de Dispositivos de Control del Tránsito Automotor en Calles y Carreteras . Lima: Manual de Dispositivos de Control del Tránsito Automotor en Calles y Carreteras .
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2001). Manual de Carreteras Diseño Geométrico DG-2001. Lima: Ministerio de Transportes y Comunicaciones.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima: Ministerio de Transportes y Comunicaciones.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2011). MANUAL DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y DRENAJE . Lima: MTC.
- Ministerio De transportes y Comunicaciones. (2013). MANUAL DE CARRETERAS SUELOS, GEOLOGÍA, GEOTECNIA Y PAVIMENTOS. Lima: MTC.
- Ministerio De Transportes y Comunicaciones. (2014). Manual De Carreteras Diseño Geométrico DG-2014. Lima: Ministerio De Transportes y Comunicaciones.
- Plan de Desarrollo Urbano de la ciudad de Puno 2008-2012 Diagnostico (proyecto). (2008-2012). Puno.
- Villón Béjar , M. (s.f). Cálculos hidrológicos e hidráulicos en cuencas hidrográficas. Lima: CATIE.
- Acevedo Laos ,V. (2015). Tesis: Diseño de un puente con estructura de acero. Lima: PUCP.



# ANEXOS



# ANEXO 1

## ESTUDIO DE TRÁFICO

### **CONTIENE:**

- ✓ AFORO VEHICULAR.
- ✓ VARIACIÓN DEL VOLUMEN DE TRANSITO DURANTE EL DÍA.
- ✓ VARIACIÓN DEL VOLUMEN DE TRANSITO DURANTE LA SEMANA.
- ✓ VARIACIÓN DEL VOLUMEN DE TRANSITO POR TIPO DE VEHÍCULO.
- ✓ FLUJOGRAMAS.
- ✓ CALCULO DEL IMDa.
- ✓ CALCULO DEL ESALs.



**FORMATO RESUMEN POR VIA - CLASIFICACION VEHICULAR**

ESTACION	1
CODIGO DE LA ESTACION	E-1

TRAMO DE LA CARRETERA	PANAMERICANA SUR / AV. EL ESTUDIANTE
SENTIDO	PUNO - DESAGUDERO
UBICACION	PUNO - PUNO
	P-D

HORA	FECHA	DIA	AUTO	STATION WAGON	CAMIONETAS			MICRO	BUS			CAMION				SEMI TRAYLER			TRAYLER			PARCIAL
					PICK UP	PANEL	RURAL		2 E	>=3 E	2 E	3 E	4 E	2S1/2S2	2S3	3S1/3S2	>= 3S3	2T2	2T3	3T2	>=3T3	
1	11 -S ET	JUEVES	794	323	279	9	1,117	5	61	14	161	44	1	1	4	13	84	-	3	6	2	2,921
2	12 -S ET	VIERNES	691	451	305	18	1,115	21	66	15	130	47	3	1	13	16	83	1	-	1	1	2,978
3	13 -S ET	SABADO	1,003	443	270	10	1,201	11	57	12	155	57	1	1	9	9	58	-	-	-	3	3,300
4	14 -S ET	DOMINGO	1,014	636	292	7	1,420	16	60	13	140	22	2	-	8	9	67	-	-	1	1	3,708
5	15 -S ET	LUNES	762	504	289	10	1,201	15	64	9	163	52	1	3	6	15	75	-	-	-	4	3,173
6	16 -S ET	MARTES	742	486	276	13	1,232	11	53	12	160	74	1	1	7	11	91	-	-	-	5	3,175
7	17 -S ET	MIERCOLES	810	419	291	39	1,008	10	52	9	152	43	3	1	7	16	79	-	-	2	1	2,942
<b>TOTAL</b>			5,816	3,262	2,002	106	8,294	89	413	84	1,061	339	12	8	54	89	537	1	3	10	17	22,197
<b>PROMEDIO</b>			831	466	286	15	1,185	13	59	12	152	48	2	1	8	13	77	0	0	1	2	3,171
<b>PORCENTAJES</b>			26	15	9	0	37	0	2	0	5	2	0	0	0	0	2	0	0	0	0	100
																	<b>INDICE MEDIO DIARIO SEMANAL (IMDS)</b>			3171		

**FORMATO RESUMEN POR VIA - CLASIFICACION VEHICULAR**

TRAMO DE LA CARRTERA		PANAMERICANA SUR / AV. EL ESTUDIANTE	
SENTIDO		DESAGUADERO - PUNO	
UBICACIÓN		PUNO - PUNO	
		D - P	
ESTACION		1	
CODIGO DE LA ESTACION		E-1	

HORA	FECHA	DIA	VEHICULOS	CAMIONETAS				BUS			CAMION				SEMI TRAYLER			TRAYLER			INDICE MEDIO DIARIO SEMANAL (IMDS)	
				PICK UP	PANEL	RURAL Combi	MICRO	2 E	>=3 E	2 E	3 E	4 E	2S1/2S2	2S3	3S1/S2	>=3S3	2T2	2T3	3T2	>=3T3		
1	11 -S ET	JUEVES		305	8	1,272	3	71	24	164	42	1	-	14	10	72	1	1	1	1	3,257	
2	12 -S ET	VIERNES		345	18	1,322	14	106	36	130	51	1	1	10	8	88	2	2	1	2	3,392	
3	13 -S ET	SABADO		297	3	1,403	8	74	25	177	54	1	-	11	17	68	2	2	-	6	3,754	
4	14 -S ET	DOMINGO		275	3	1,380	14	97	27	153	27	4	-	11	8	83	1	1	3	3	3,809	
5	15 -S ET	LUNES		277	9	1,311	13	74	20	109	43	2	-	12	7	66	1	1	1	2	3,264	
6	16 -S ET	MARTES		253	8	1,248	8	79	19	135	78	2	-	12	8	65	1	1	3	1	3,108	
7	17 -S ET	MIÉRCOLES		306	53	1,125	5	73	21	154	35	2	-	10	13	65	1	1	2	2	3,238	
<b>TOTAL</b>				2,058	102	9,061	65	574	172	1,022	330	13	1	80	71	507	9	9	11	17	23,822	
<b>PROMEDIO</b>				294	15	1,294	9	82	25	146	47	2	0	11	10	72	1	1	2	2	3,403	
<b>PORCENTAJES</b>				9	0	38	0	2	1	4	1	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	100
																			<b>INDICE MEDIO DIARIO SEMANAL (IMDS)</b>		3403	

**FORMATO RESUMEN POR VIA - CLASIFICACION VEHICULAR**

TRAMO DE LA CARRERA		PANAMERICANA SUR / AV. EL ESTUDIANTE	
SENTIDO		PUNO - SALCEDO	
UBICACIÓN		PUNO - PUNO	
		ESTACION	
		CODIGO DE LA ESTACION	
		2	
		E-2	

HORA	FECHA	DIA	AUTO	STATION WAGON	CAMIONETAS			MICRO	BUS			CAMION				SEMI TRAYLER			TRAYLER			PARCIAL					
					PICK UP	PANEL	RURAL Combi		2 E	>=3 E	2 E	3 E	4 E	2S1/2S2	2S3	3S1/3S2	>=3S3	2T2	2T3	3T2	>=3T3						
1	11 -S ET	JUEVES	1,098	845	302	21	2,668	9	8	-	97	29	-	-	1	2	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5,084
2	12 -S ET	VIERNES	1,192	988	334	23	2,753	3	6	-	119	48	-	-	-	8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5,474
3	13 -S ET	SÁBADO	1,175	833	256	17	2,084	4	5	-	83	19	-	-	-	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,481
4	14 -S ET	DOMINGO	1,068	683	188	14	1,719	8	8	1	31	14	1	-	-	3	-	-	-	-	-	-	1	-	-	-	3,739
5	15 -S ET	LUNES	1,141	633	280	19	2,252	6	6	-	93	30	-	-	-	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,462
6	16 -S ET	MARTES	1,070	820	315	17	2,651	3	7	-	116	20	-	-	-	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5,023
7	17 -S ET	MIÉRCOLES	1,259	775	352	133	2,626	15	7	1	95	21	1	1	3	2	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5,296
<b>TOTAL</b>			8,003	5,577	2,027	244	16,753	48	47	2	634	181	2	1	4	7	28	1	-	-	-	-	1	-	-	-	33,559
<b>PROMEDIO</b>			1,143	797	290	35	2,393	7	7	0	91	26	0	0	1	1	4	0	-	-	-	-	0	-	-	-	4,794
<b>PORCENTAJES</b>			24	17	6	1	50	0	0	0	2	1	0	0	0	0	0	0	-	-	-	-	0	-	-	-	100
																	<b>INDICE MEDIO DIARIO SEMANAL (IMDS)</b>			4794							

**FORMATO RESUMEN POR VIA - CLASIFICACION VEHICULAR**

ESTACION	2
CODIGO DE LA ESTACION	E-2

TRAMO DE LA CARRETERA	PANAMERICANA SUR / AV. EL ESTUDIANTE	
SENTIDO	DESAGUADERO - SALCEDO	
UBICACIÓN	PUNO - PUNO	
	D-S	

HORA	FECHA	DIA	AUTO	STATION WAGON	PICK UP	CAMIONETAS			MICRO	BUS			CAMION				SEMI TRAYLER				TRAYLER			PARCIAL			
						PANEL	RURAL Combi			2 E	>=3 E	2 E	3 E	4 E	2S1/2S2	2S3	3S1/3S2	>=3S3	2T2	2T3	3T2	>=3T3					
1	11 -S ET	JUEVES	48	39	31	5	26	-	1	-	11	2	-	-	-	-	2	-	-	-	-	-	-	-	-	165	
2	12 -S ET	VIERNES	61	52	36	1	26	-	-	6	4	-	-	-	-	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	188	
3	13 -S ET	SÁBADO	76	52	31	1	22	-	-	12	-	-	-	-	-	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	196	
4	14 -S ET	DOMINGO	96	57	43	2	38	1	-	5	1	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	244	
5	16 -S ET	LUNES	87	70	27	1	48	1	-	12	2	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	250	
6	16 -S ET	MARTES	89	80	33	3	57	-	-	17	5	-	-	-	-	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	287	
7	17 -S ET	MIÉRCOLES	65	51	26	4	31	-	-	13	1	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	193	
<b>TOTAL</b>			522	401	227	17	248	2	1	76	15	-	-	-	-	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.523
<b>PROMEDIO</b>			75	57	32	2	35	0	0	11	2	-	-	-	-	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	218
<b>PORCENTAJES</b>			34	26	15	1	16	0	0	5	1	-	-	-	-	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	100
															<b>INDICE MEDIO DIARIO SEMANAL (IMDS)</b>							218					



**FORMATO RESUMEN POR VIA - CLASIFICACION VEHICULAR**

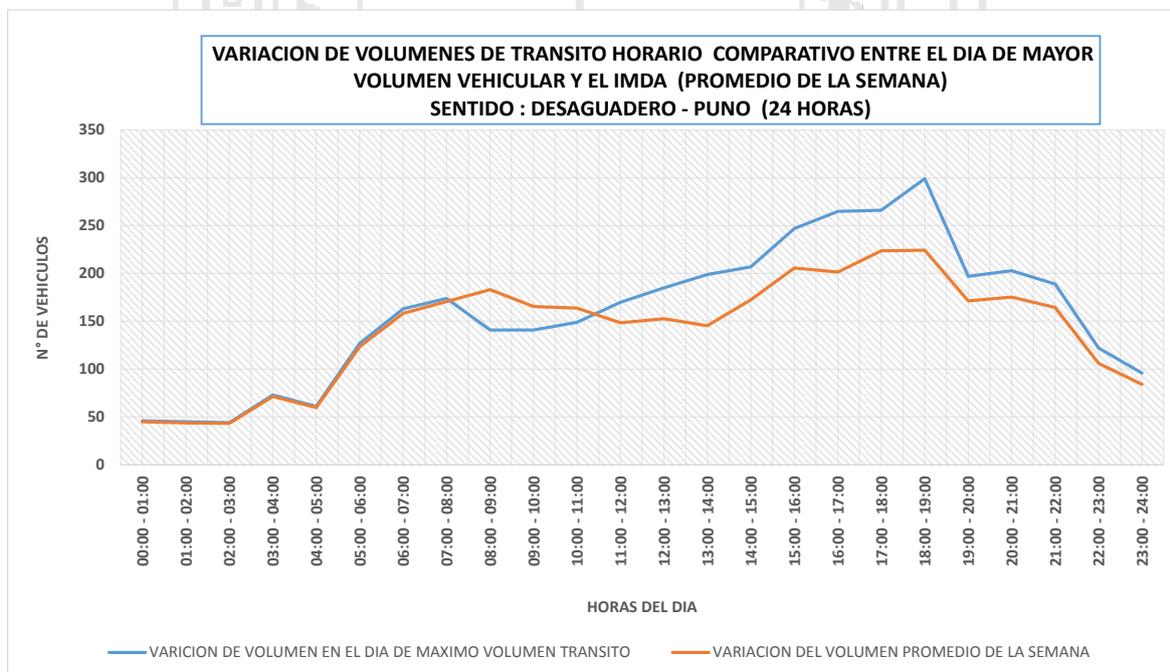
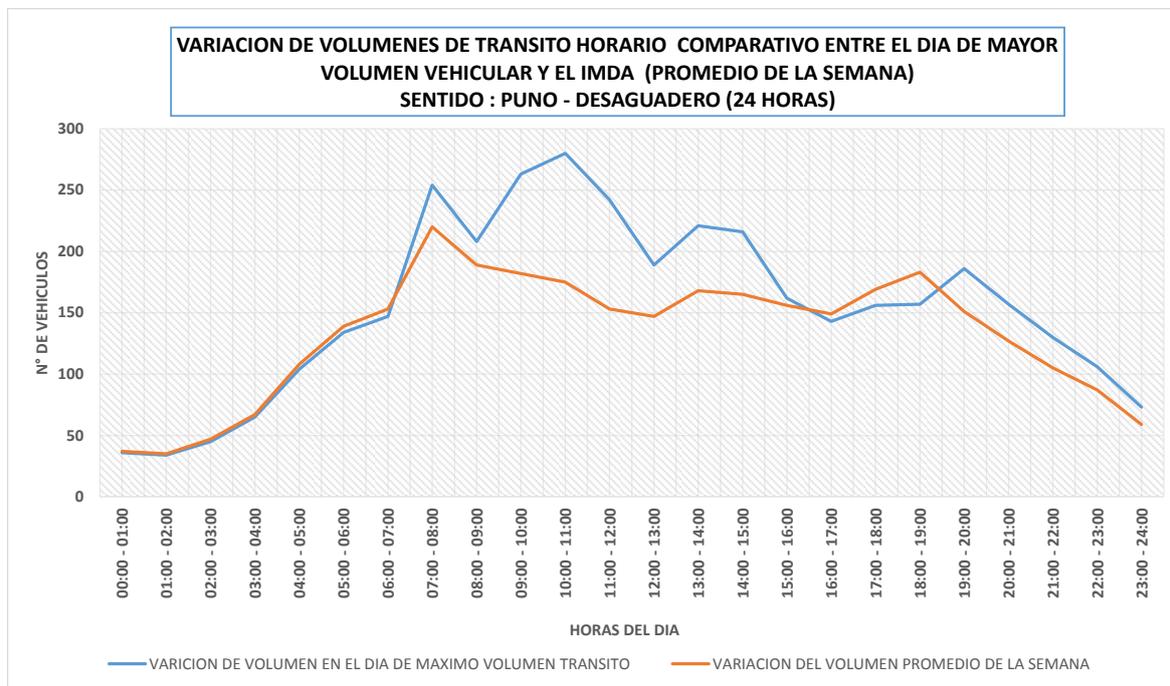
TRAMO DE LA CARRITERA	PANAMERICANA SUR / AV. EL ESTUDIANTE	
SENTIDO	SALCEDO - DESAGUADERO	
UBICACIÓN	PUNO - PUNO	

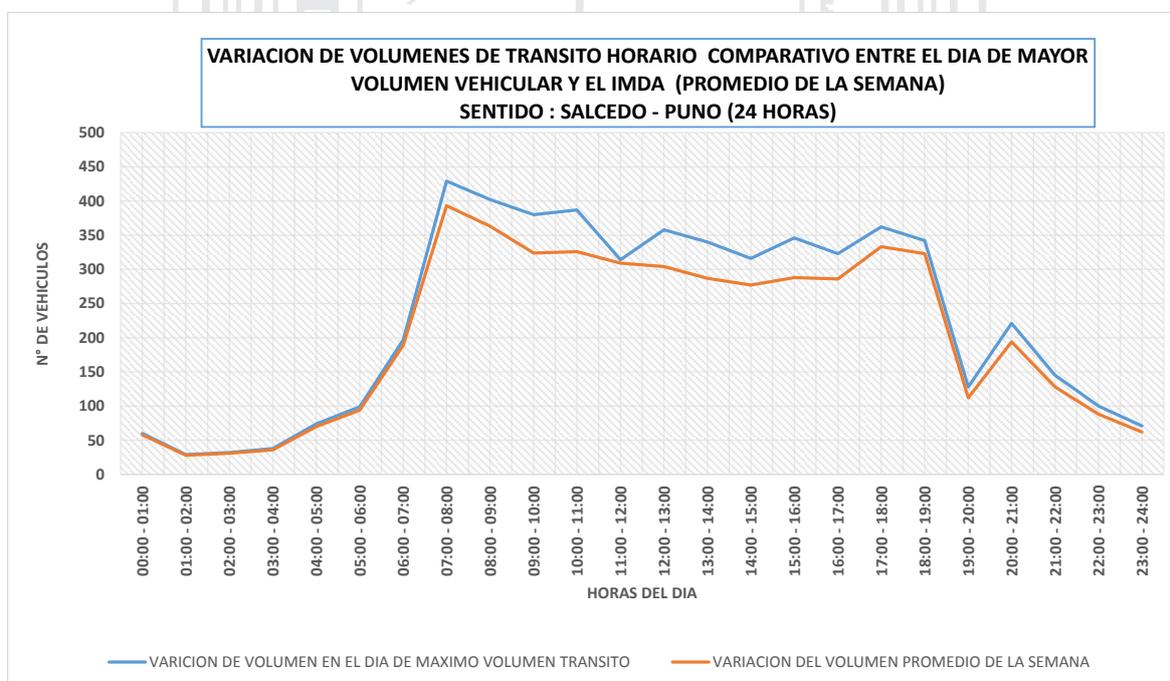
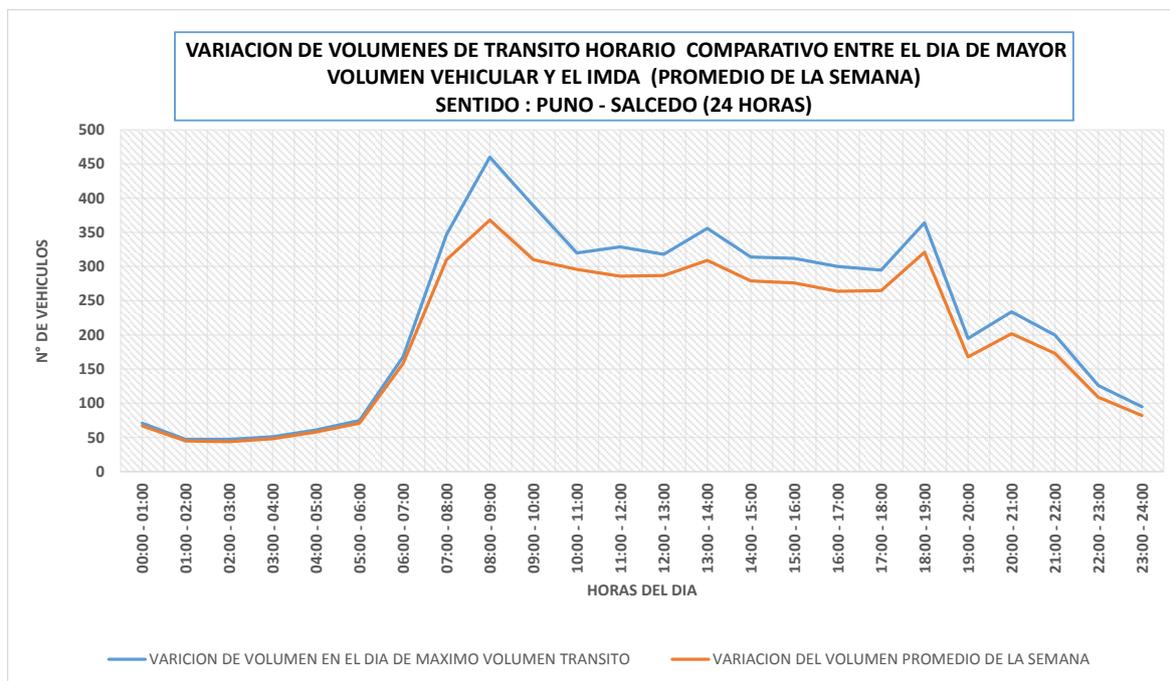
ESTACION	3
CODIGO DE LA ESTACION	E-3

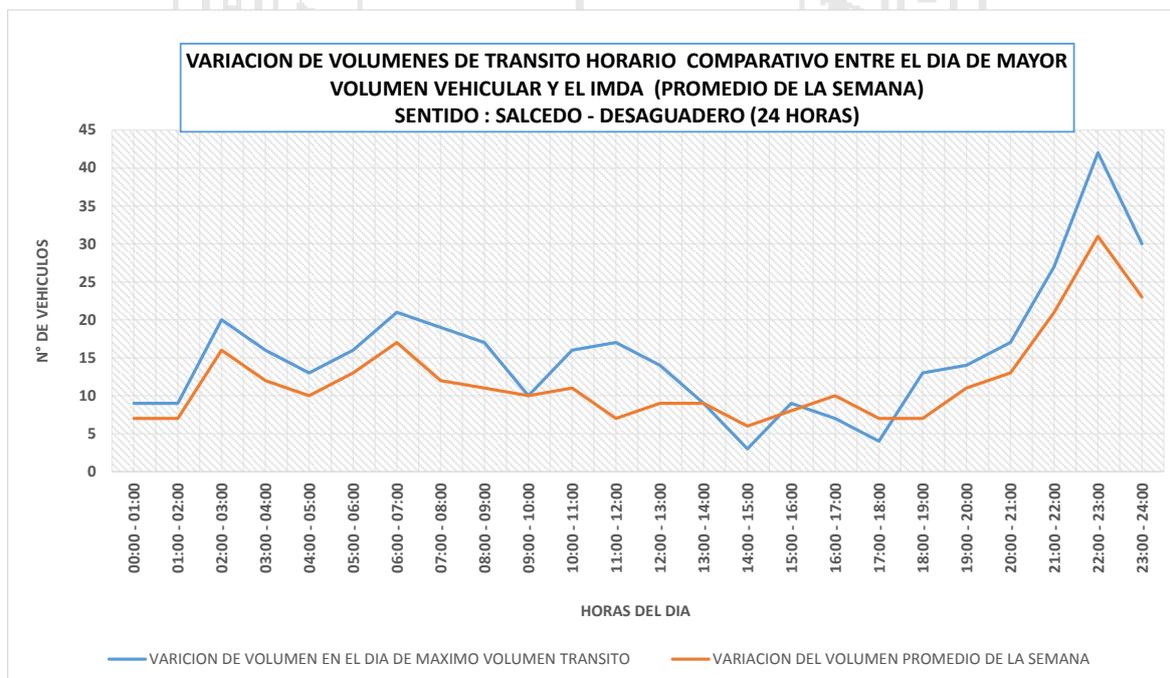
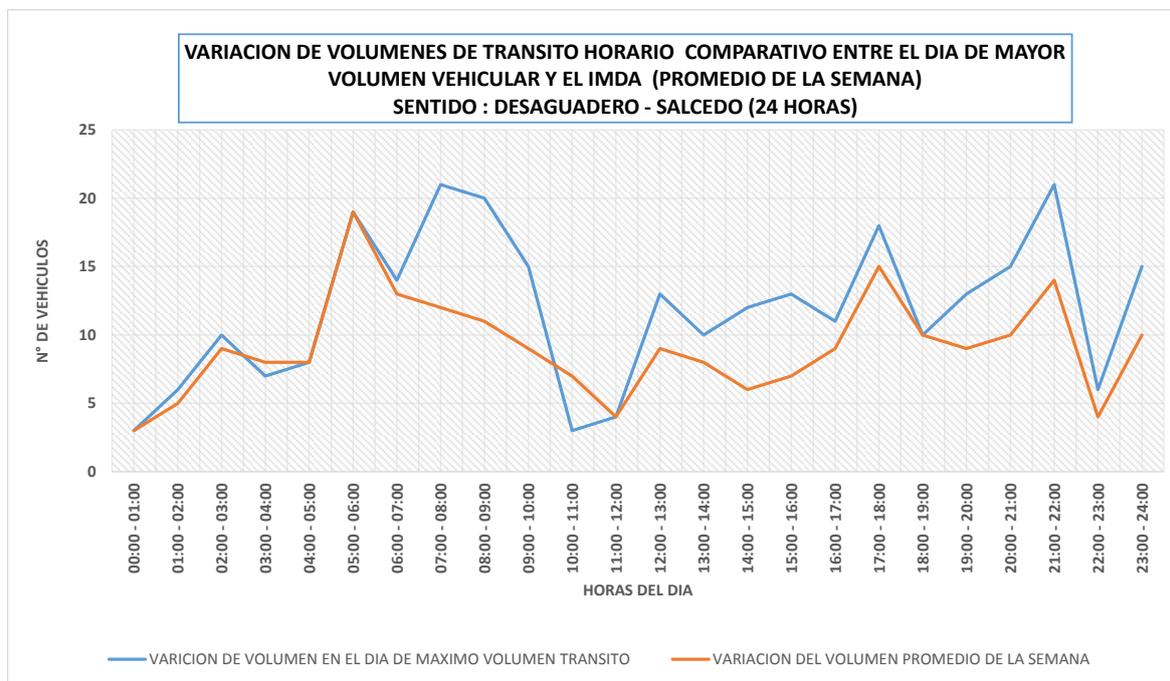
HORA	FECHA	DIA	AUTO	STATION WAGON	PICK UP	CAMIONETAS		MICRO	BUS		CAMION			SEMI TRAYLER			TRAYLER			PARCIAL	
						PANEL	RURAL Combi		2 E	>=3 E	2 E	3 E	4 E	2S1/2S2	2S3	3S1/3S2	>=3S3	2T2	2T3		3T2
1	11 -S ET	JUEVES				24	2	41	-	-	8	5	-	-	-	1	-	-	-	-	249
2	12 -S ET	VIERNES				19	1	19	-	-	10	4	-	-	-	3	-	-	-	-	161
3	13 -S ET	SABADO				27	1	71	-	1	15	3	-	-	1	-	-	-	-	-	301
4	14 -S ET	DOMINGO				31	3	73	-	-	6	3	-	-	-	-	-	-	-	-	372
5	15 -S ET	LUNES				33	5	60	1	-	20	4	-	-	1	-	-	-	-	-	318
6	16 -S ET	MARTES				27	2	64	-	-	15	10	-	-	-	-	-	-	-	-	295
7	17 -S ET	MIERCOLES				36	2	72	-	1	7	4	-	-	-	-	-	-	-	-	321
<b>TOTAL</b>			856	425	197	16	400	1	2	81	33	-	-	-	2	4	-	-	-	-	2,017
<b>PROMEDIO</b>			122	61	28	2	57	0	0	12	5	-	-	-	0	1	-	-	-	-	288
<b>PORCENTAJES</b>			42	21	10	1	20	0	0	4	2	-	-	-	0	0	-	-	-	-	100
																			<b>INDICE MEDIO DIARIO SEMANAL (IMDS)</b>		288

A large, faint watermark of the Universidad Nacional del Altiplano logo is centered in the background, behind the title text.

# VARIACIÓN DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO DURANTE EL DÍA



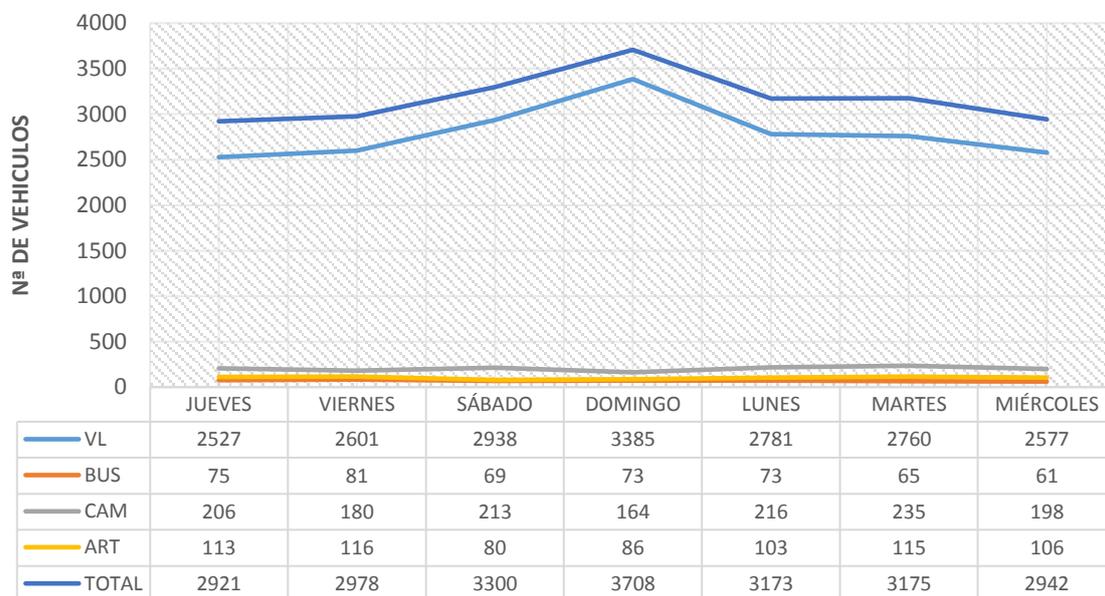




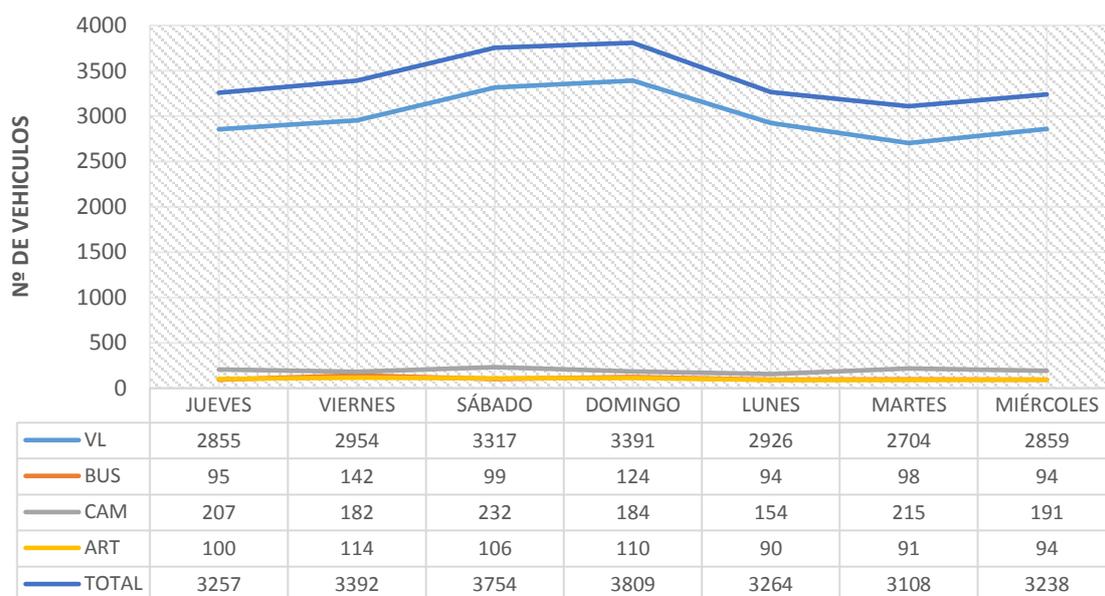
A large, faint watermark of the Universidad Nacional del Altiplano logo is centered in the background of the page. The logo features a shield with various symbols, including a sun, a river, and a mountain, surrounded by the text 'UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO' and 'PUNO'.

# VARIACIÓN DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO DURANTE LA SEMANA

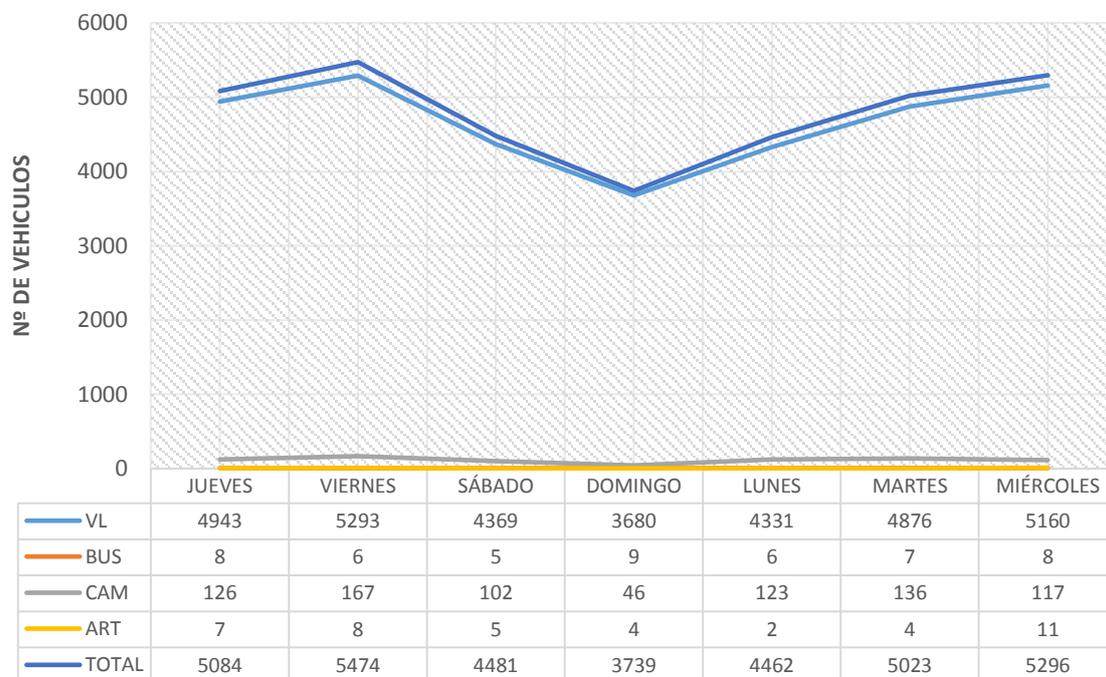
**VARIACION DE VOLUMEN DURANTE LA SEMANA  
POR TIPO DE VEHICULO  
DIRECCION PUNO - DESAGUADERO**



**VARIACION DE VOLUMEN DURANTE LA SEMANA  
POR TIPO DE VEHICULO  
DIRECCION DESAGUADERO - PUNO**



**VARIACION DE VOLUMEN DURANTE LA SEMANA  
POR TIPO DE VEHICULO  
DIRECCION PUNO - SALCEDO**



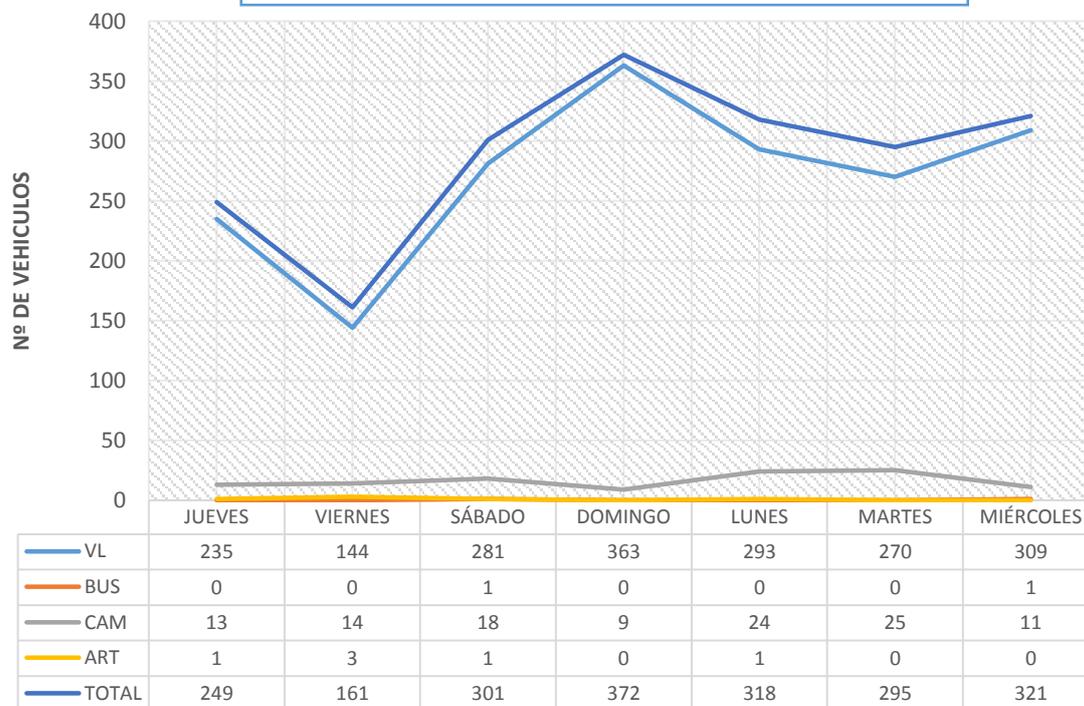
**VARIACION DE VOLUMEN DURANTE LA SEMANA  
POR TIPO DE VEHICULO  
DIRECCION SALCEDO - PUNO**



**VARIACION DE VOLUMEN DURANTE LA SEMANA  
POR TIPO DE VEHICULO  
DIRECCION DESAGUADERO - SALCEDO**

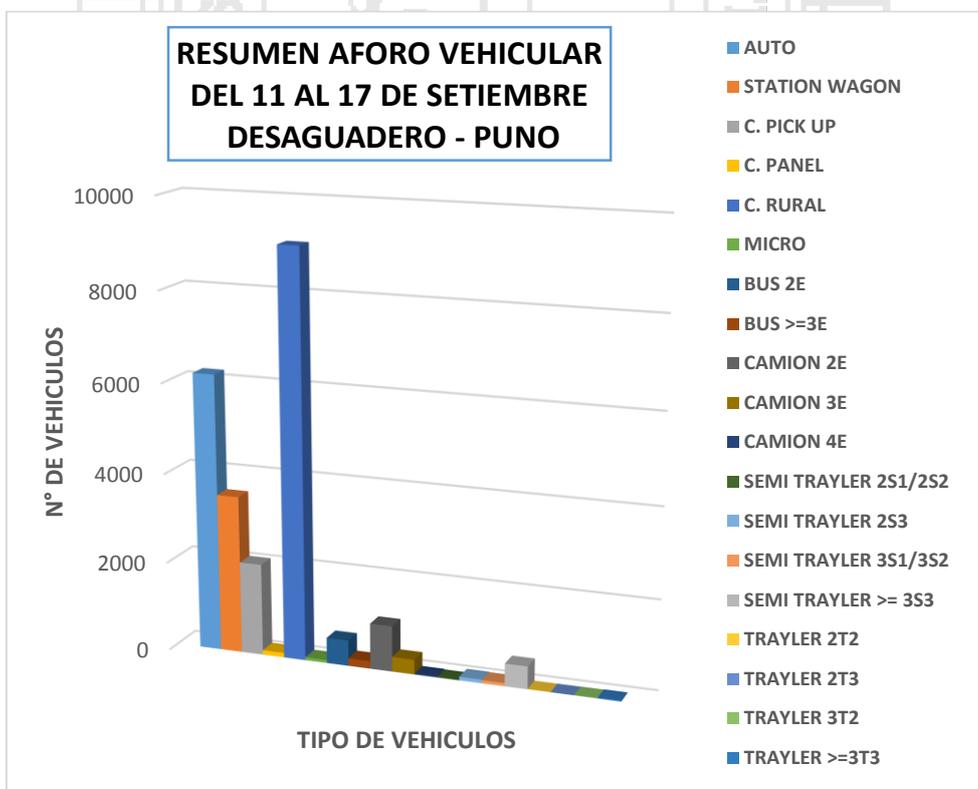
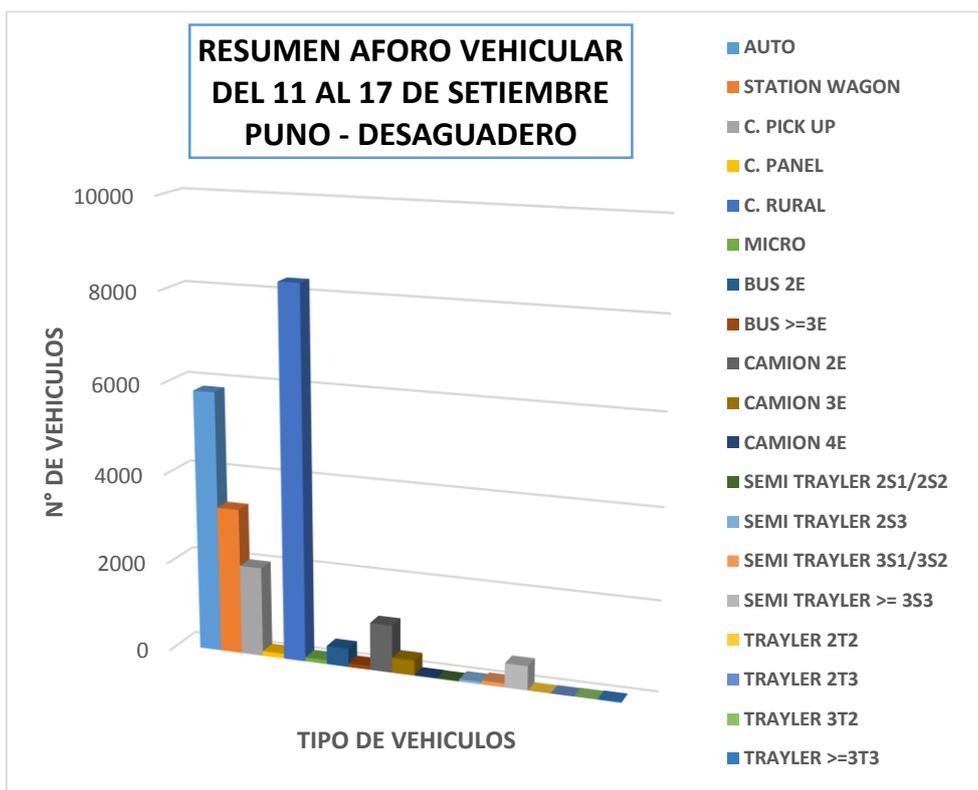


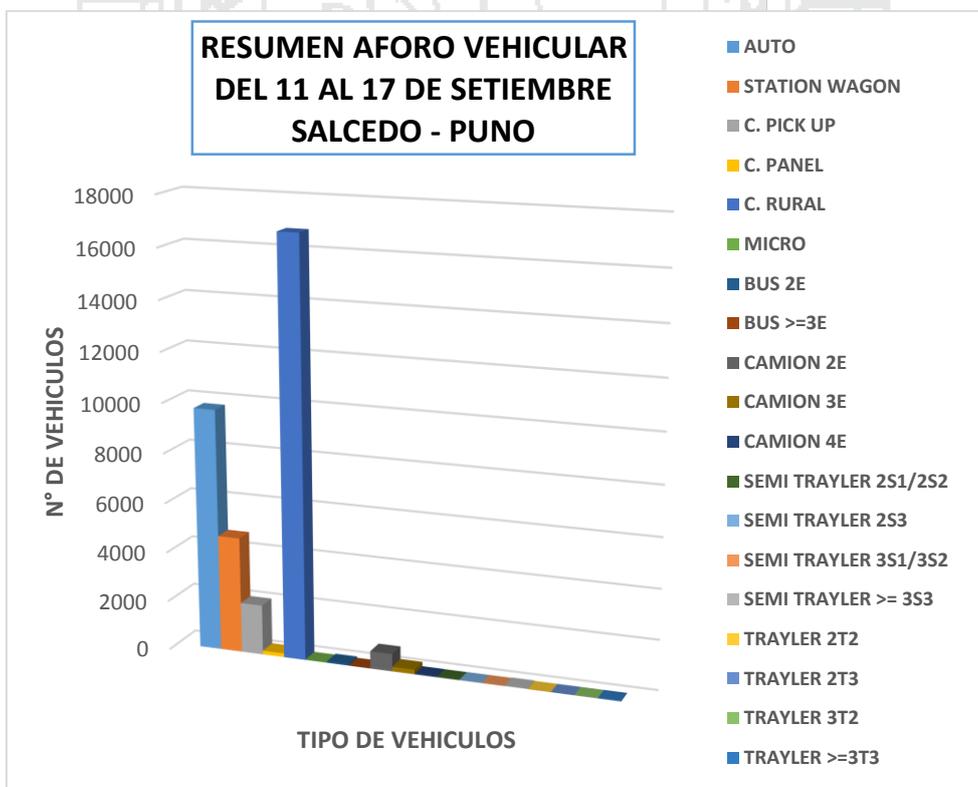
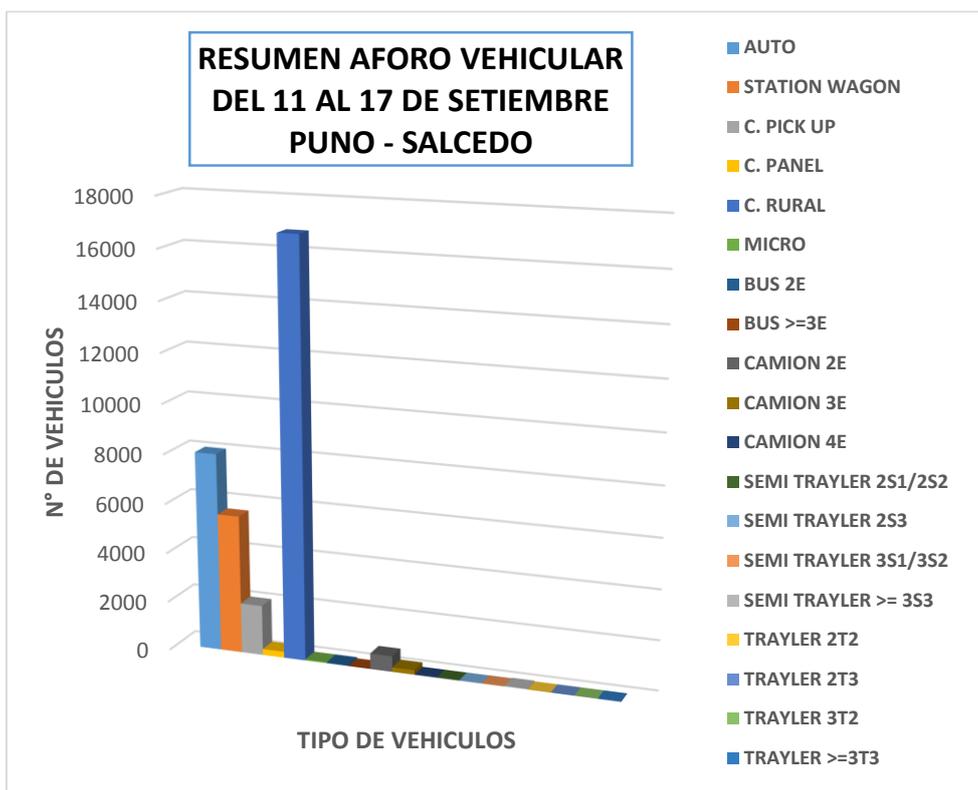
**VARIACION DE VOLUMEN DURANTE LA SEMANA  
POR TIPO DE VEHICULO  
DIRECCION SALCEDO - DESAGUADERO**



A large, faint watermark of the Universidad Nacional del Altiplano logo is centered in the background, behind the title text.

# VARIACIÓN DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO POR TIPO DE VEHÍCULO







# FLUJOGRAMAS

**FLUJOGRAMA VEHICULAR CLASIFICADO  
FLUJOS DIRECCIONALES (24 HORAS)**

**INTERSECCION:**

Av. El Estudiante y Carretera Puno-Desaguadero

**DISTRITO:**

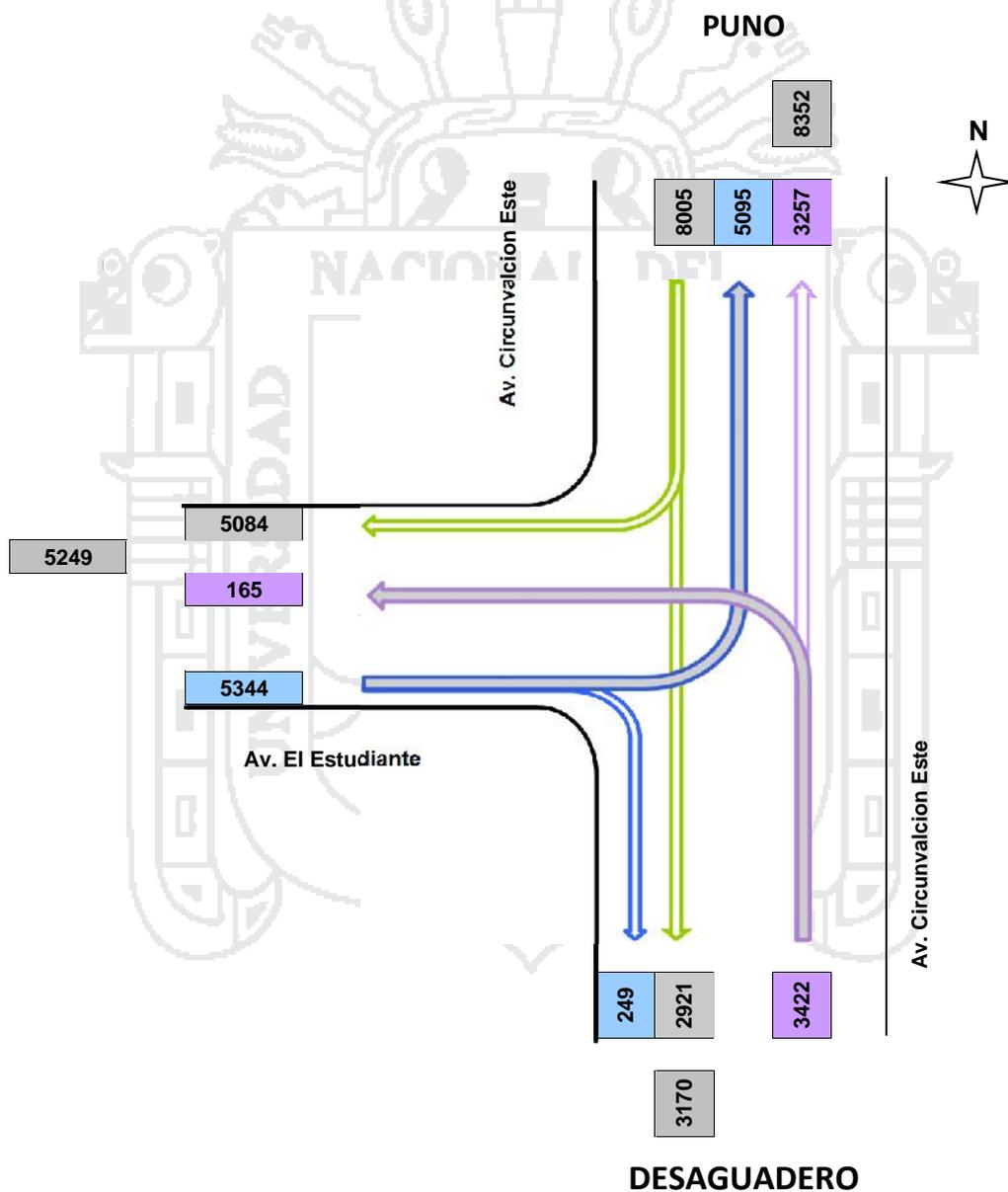
Puno

**FECHA:**

Jueves 11 de Setiembre del 2014

**TURNO:**

24 Horas



**FLUJOGRAMA VEHICULAR CLASIFICADO  
FLUJOS DIRECCIONALES (24 HORAS)**

**INTERSECCION:**

Av. El Estudiante y Carretera Puno-Desaguadero

**DISTRITO:**

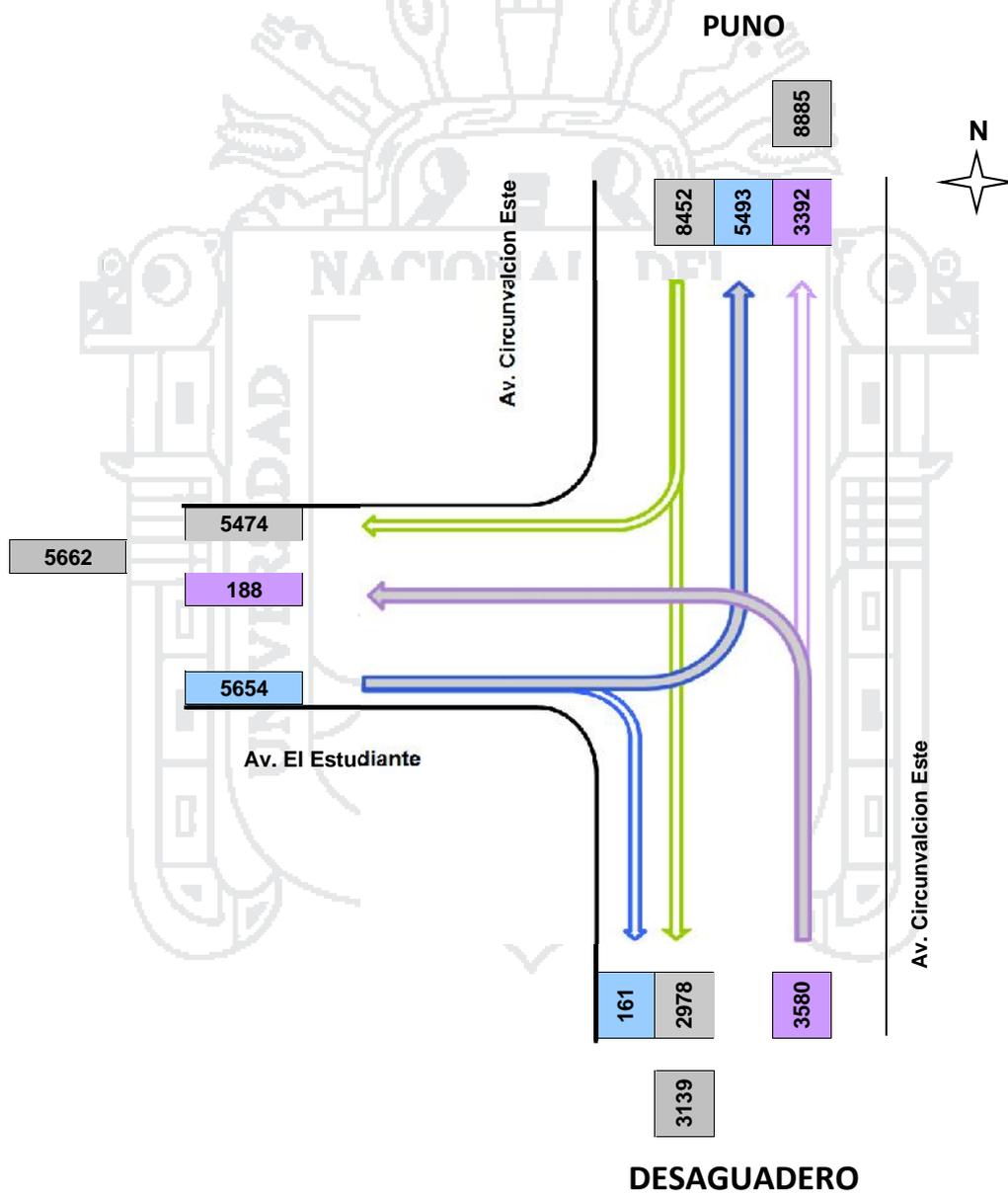
Puno

**FECHA:**

Viernes 12 de Setiembre del 2014

**TURNO:**

24 Horas



**FLUJOGRAMA VEHICULAR CLASIFICADO  
FLUJOS DIRECCIONALES (24 HORAS)**

**INTERSECCION:**

Av. El Estudiante y Carretera Puno-Desaguadero

**DISTRITO:**

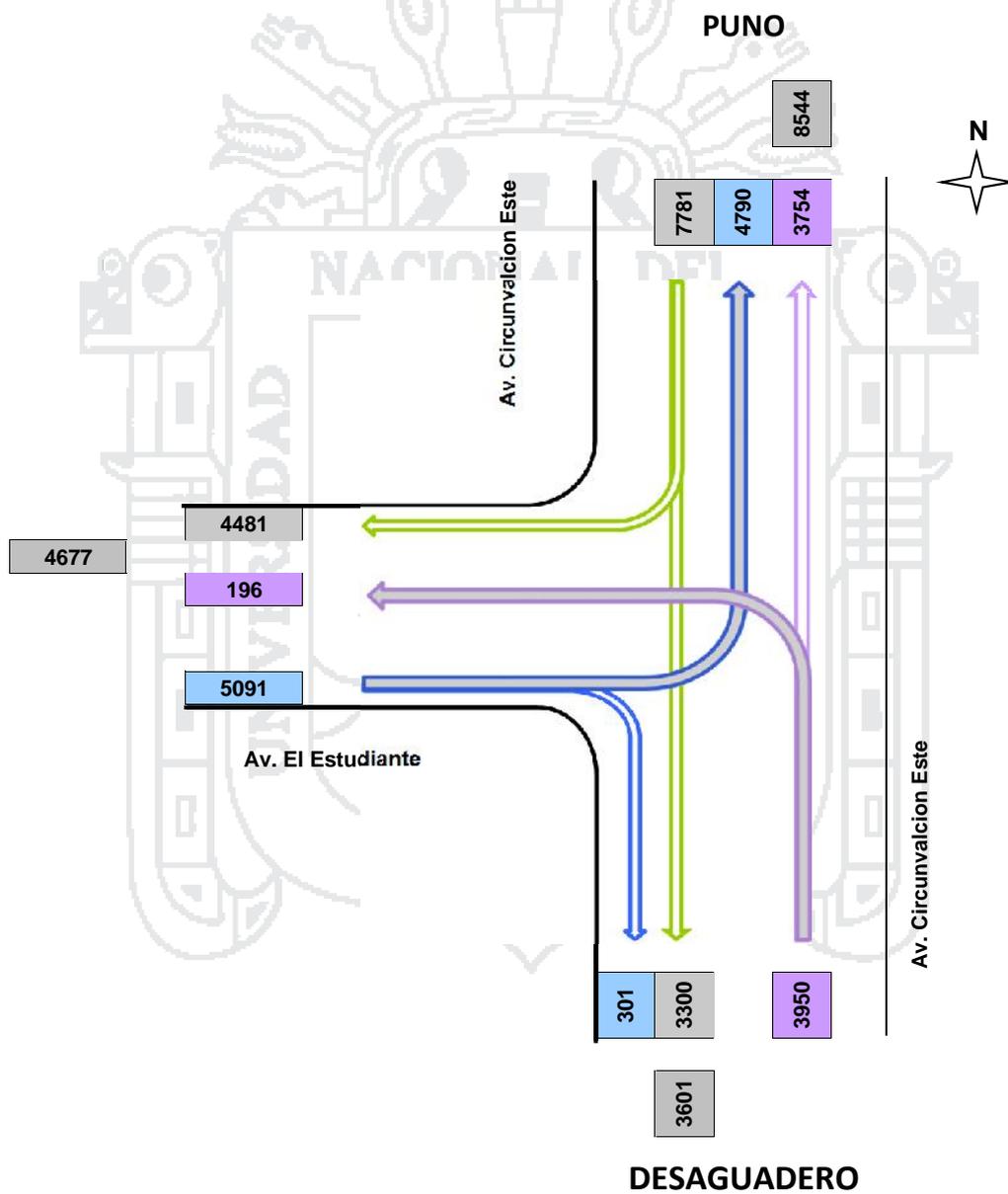
Puno

**FECHA:**

Sabado 13 de Setiembre del 2014

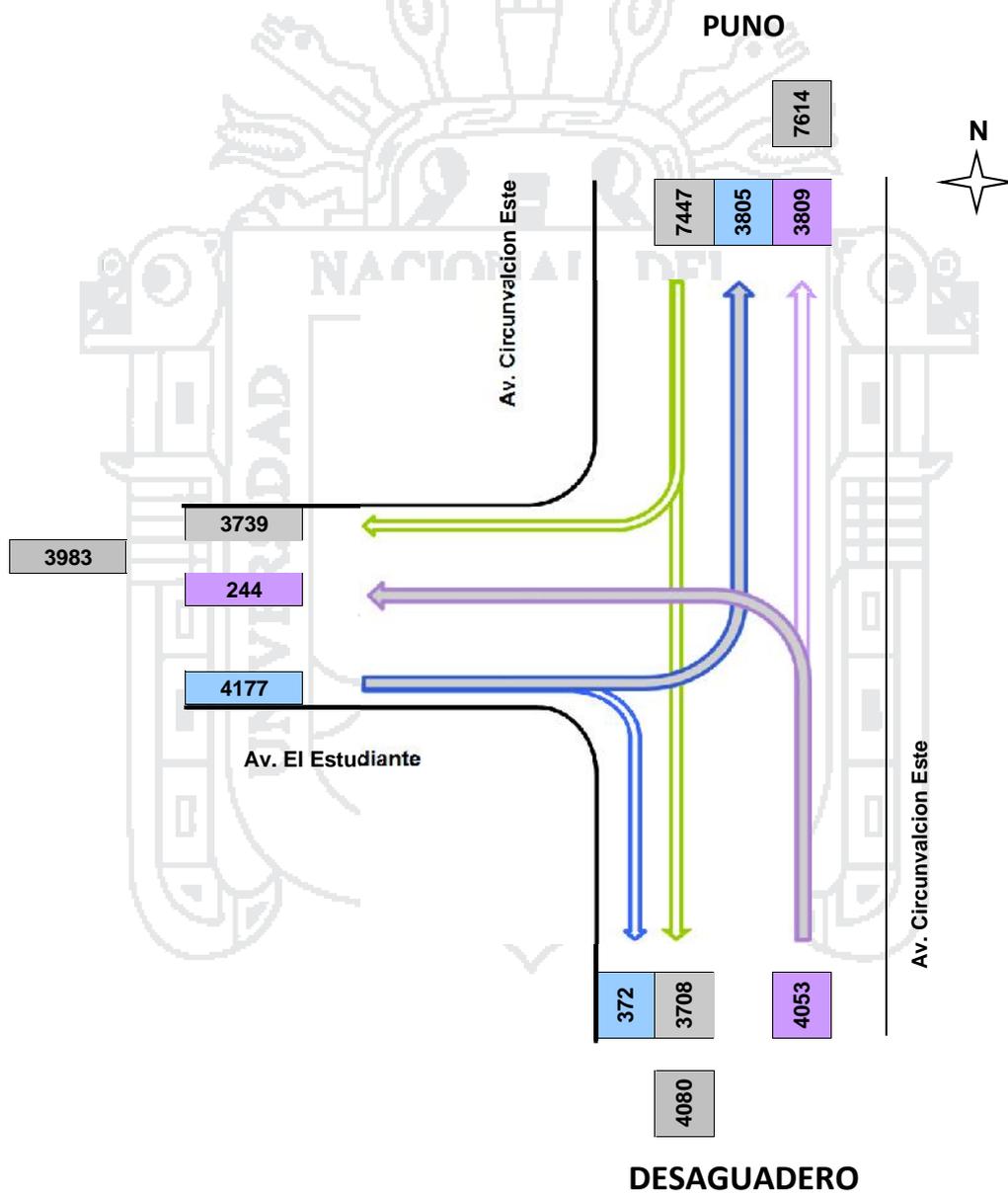
**TURNO:**

24 Horas



**FLUJOGRAMA VEHICULAR CLASIFICADO  
FLUJOS DIRECCIONALES (24 HORAS)**

INTERSECCION: Av. El Estudiante y Carretera Puno-Desaguadero      DISTRITO: Puno  
 FECHA: Domingo 14 de Setiembre del 2014      TURNO: 24 Horas



**FLUJOGRAMA VEHICULAR CLASIFICADO  
FLUJOS DIRECCIONALES (24 HORAS)**

**INTERSECCION:**

Av. El Estudiante y Carretera Puno-Desaguadero

**DISTRITO:**

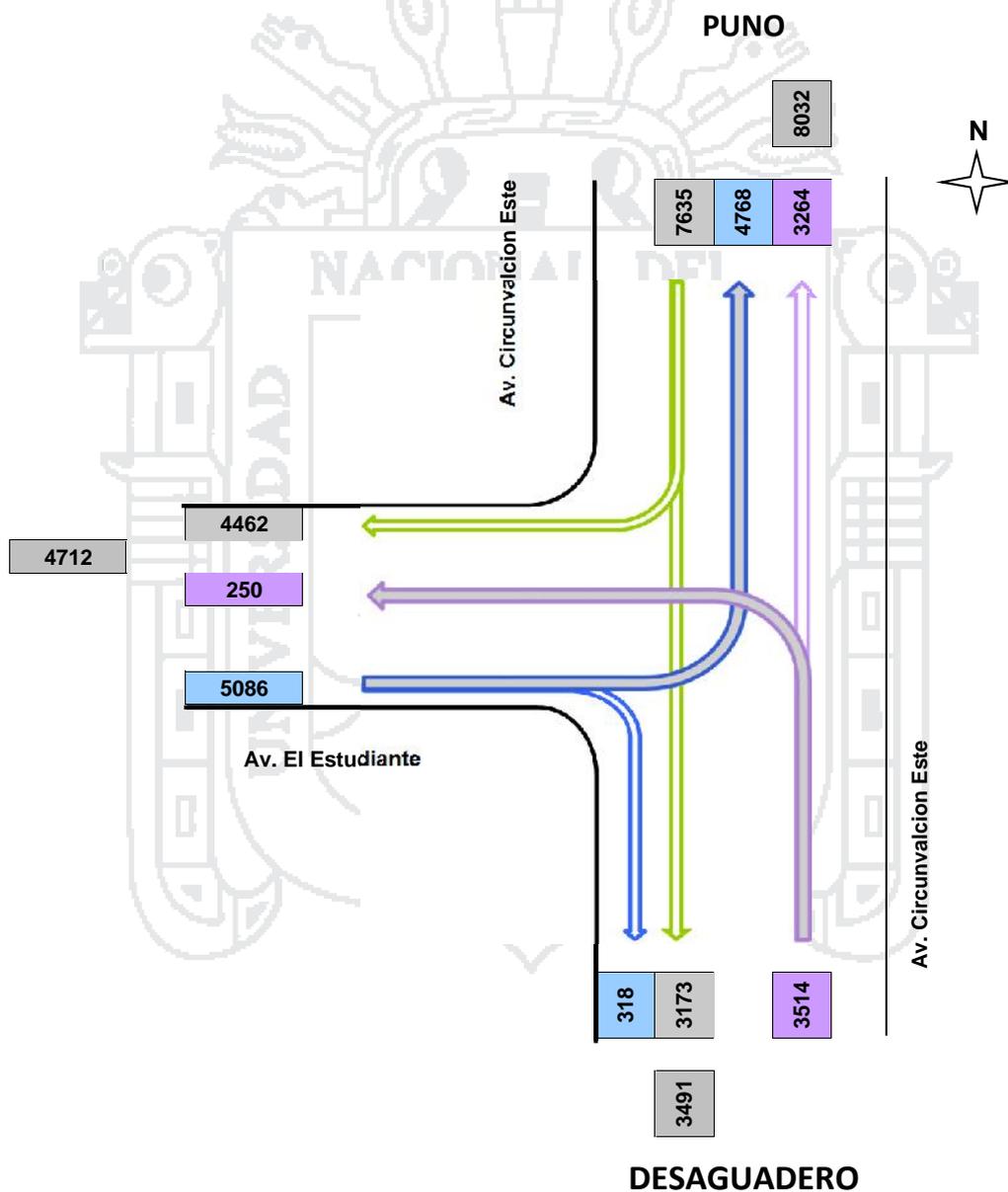
Puno

**FECHA:**

Lunes 15 de Setiembre del 2014

**TURNO:**

24 Horas



**FLUJOGRAMA VEHICULAR CLASIFICADO  
FLUJOS DIRECCIONALES (24 HORAS)**

**INTERSECCION:**

Av. El Estudiante y Carretera Puno-Desaguadero

**DISTRITO:**

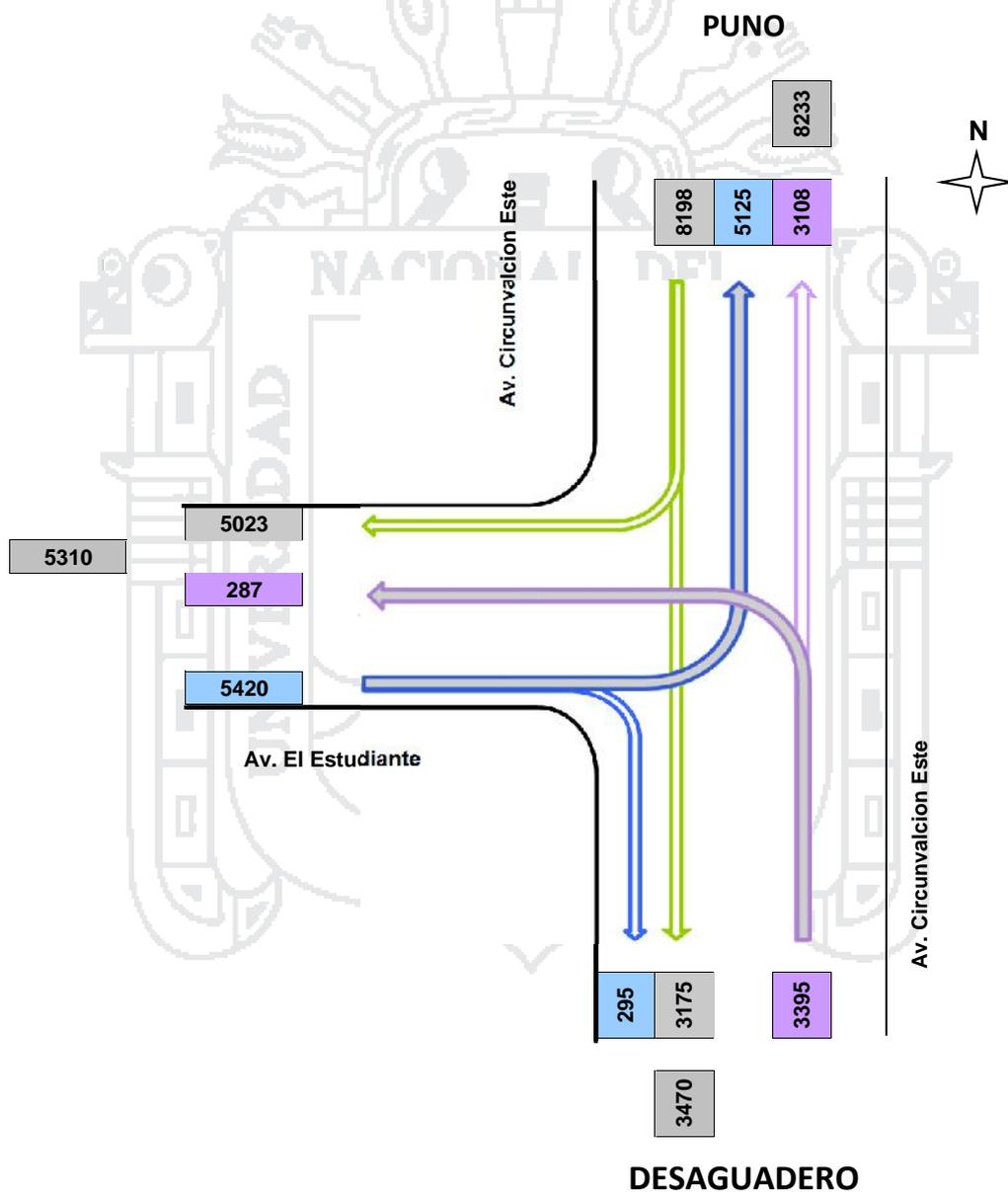
Puno

**FECHA:**

Martes 16 de Setiembre del 2014

**TURNO:**

24 Horas



**FLUJOGRAMA VEHICULAR CLASIFICADO  
FLUJOS DIRECCIONALES (24 HORAS)**

**INTERSECCION:**

Av. El Estudiante y Carretera Puno-Desaguadero

**DISTRITO:**

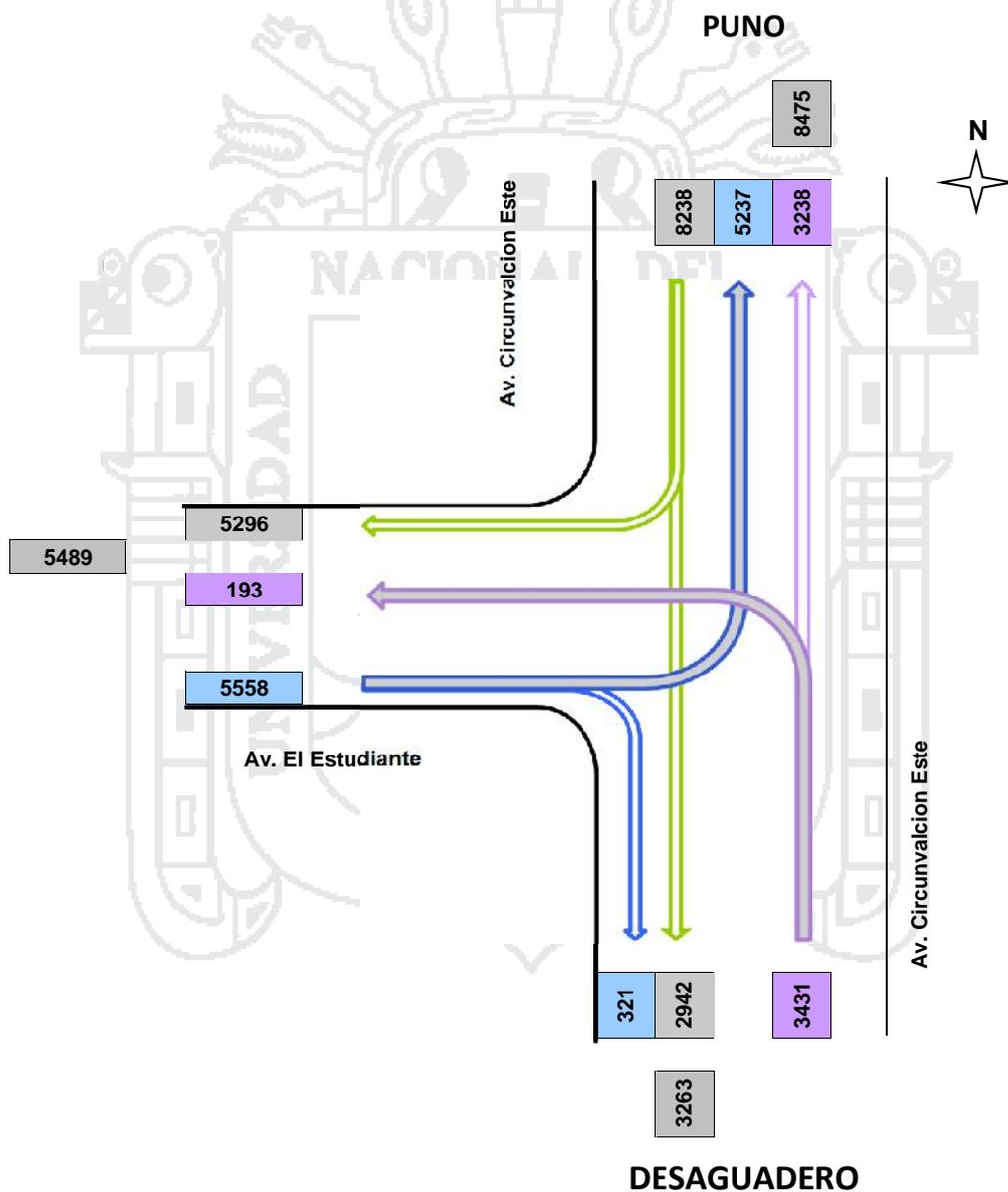
Puno

**FECHA:**

Miercoles 17 de Setiembre del 2014

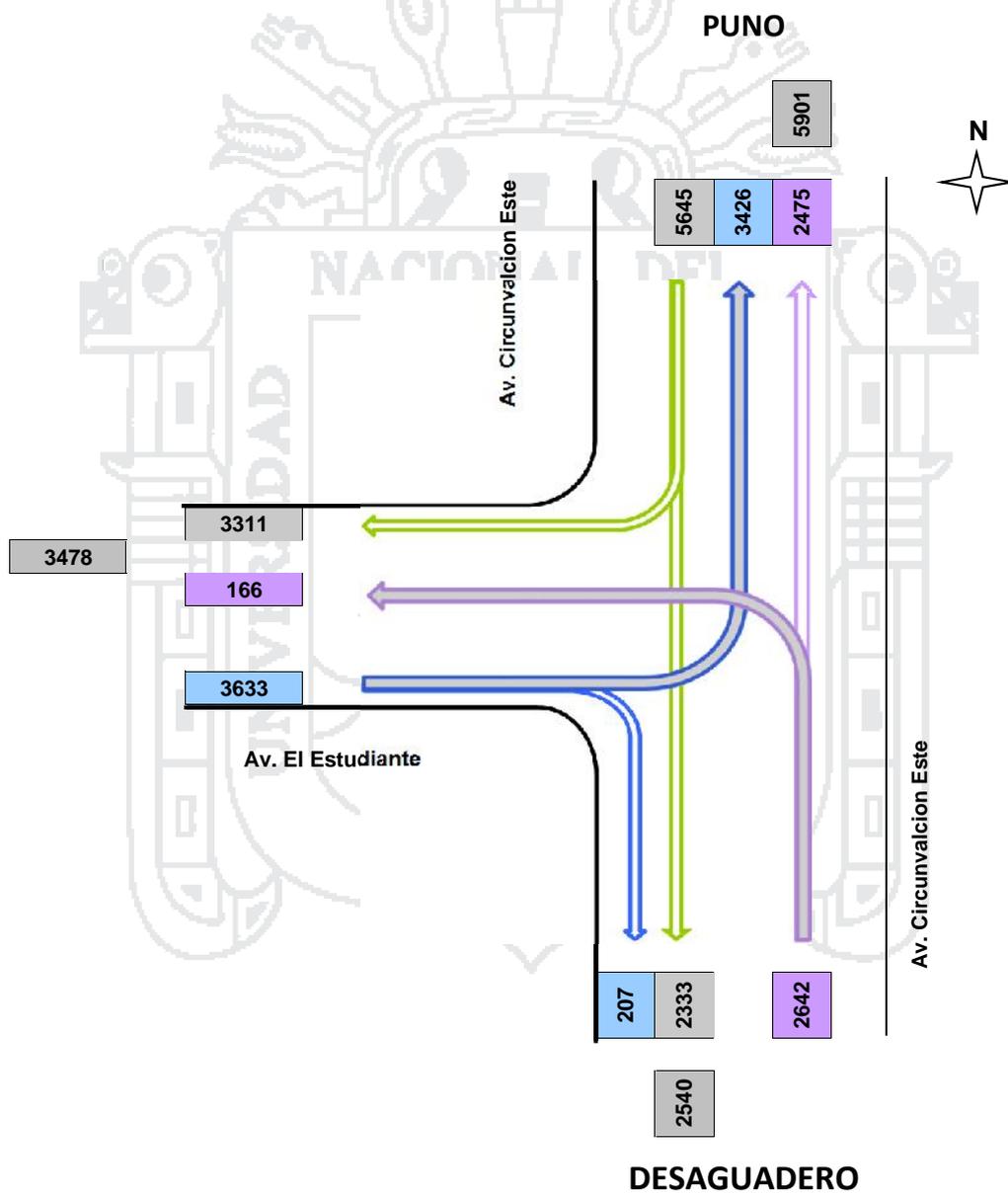
**TURNO:**

24 Horas



**FLUJOGRAMA VEHICULAR CLASIFICADO  
FLUJOS DIRECCIONALES (24 HORAS)**

**INTERSECCION:** Av. El Estudiante y Carretera Puno-Desaguadero      **DISTRITO:** Puno  
**FECHA:** Jueves 11 al miercoles 17 Setiembre del 2014      **TURNO:** 24 Horas





CALCULO DEL INDICE MEDIO SEMANAL (IMDs)											
DESDE	HACIA	VEHICULOS LIGEROS	BUSES	CAMIONES	ARTICULADOS	IMDs	%A	%B	%C	%D	TOTAL
PUNO	DESAGUADERO	19569	497	1412	719	3171	88.2	2.2	6.4	3.2	100
DESAGUADERO	PUNO	21006	746	1365	705	3403	88.2	3.1	5.7	3.0	100
PUNO	SALCEDO	32652	49	817	41	4794	97.3	0.1	2.4	0.1	100
DESAGUADERO	SALCEDO	1417	1	91	14	218	93.0	0.1	6.0	0.9	100
SALCEDO	PUNO	33335	57	894	27	4902	97.1	0.2	2.6	0.1	100
SALCEDO	DESAGUADERO	1895	2	114	6	288	94.0	0.1	5.7	0.3	100

$$IMD_a = IMD_s * FC$$

$$IMD_s = \sum \frac{Vi}{7}$$

- Donde:**  $IMD_s$  = Índice Medio Diario Semanal de la Muestra Vehicular Tomada  
 $IMDa$  = Índice Medio Anual  
 $Vi$  = Volumen Vehicular diario de cada uno de los días de conteo  
 $FC$  = Factores de Corrección Estacional

FACTOR DE CORRECCION ESTACIONAL	
Fc Veh. Ligeros =	1.000000
Fc Veh. Pesados =	1.014579

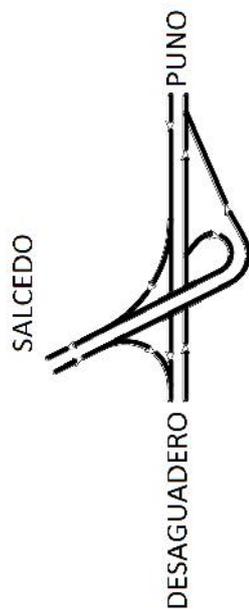
FUENTE: UNIDADES PEAJE PUN\_ OGPP

ORIGEN	DESTINO	VEHICULOS LIGEROS x FC	BUSES x FC	CAMIONES x		ARTICULADOS x		IMDa
				FC	FC	FC	FC	
PUNO	DESAGUADERO	2796	72	205	104	3176		3176
DESAGUADERO	PUNO	3001	108	198	102	3409		3409
PUNO	SALCEDO	4665	7	118	6	4796		4796
DESAGUADERO	SALCEDO	202	0	13	2	218		218
SALCEDO	PUNO	4762	8	130	4	4904		4904
SALCEDO	DESAGUADERO	271	0	17	1	288		288

**ANALISIS DE LA DEMANDA**  
**Demanda Actual**

**Tráfico Actual por Tipo de Vehículo**

ORIGEN	DESTINO	VEHICULOS LIGEROS	VEHICULOS PESADOS	IMDa
PUNO	DESAGUADERO	2796	381	3176
DESAGUADERO	PUNO	3001	408	3409
PUNO	SALCEDO	4665	131	4796
DESAGUADERO	SALCEDO	202	15	218
SALCEDO	PUNO	4762	142	4904
SALCEDO	DESAGUADERO	271	18	288



**Demanda Proyectada**

$$T_n = T_0 (1 + r)^{(n-1)}$$

- Donde:**
- $T_n$  = Tránsito proyectado al año en vehículo por día
  - $T_0$  = Tránsito actual (año base) en vehículo por día
  - $n$  = año futuro de proyección
  - $r$  = tasa anual de crecimiento de tránsito

**Tasa de Crecimiento x Región en %**

- $r_{vp} = 1.00$  Tasa de Crecimiento Anual de la Población
- $r_{vc} = 5.50$  Tasa de Crecimiento Anual del PBI Regional

FUENTE: INEI PRODUCTO BRUTO INTERNO POR DEPARTAMENTOS ,LIMA, JUNIO 2015

(para vehículos de pasajeros)  
(para vehículos de carga)

ORIGEN	DESTINO	Tn(VL) 2014	r <sub>vp</sub>	Tn(VL) 2044	Tn(VP) 2014	r <sub>vc</sub>	Tn(VP) 2044	Tn(VP) 2044	IMDa VIA P.		IMDa VIA S. AV ESTUDIANTE
									CHEJOÑA	KM 5	
PUNO	DESAGUADERO	2796	1	3731	381	5.5	1799	2044	5530	5530	
DESAGUADERO	PUNO	3001	1	4005	408	5.5	1928	2044	5933	5933	
PUNO	SALCEDO	4665	1	6225	131	5.5	621	6846	6846	6846	6846
DESAGUADERO	SALCEDO	202	1	270	15	5.5	73	343	343	343	343
SALCEDO	PUNO	4762	1	6355	142	5.5	670	7025	7025	7025	7025
SALCEDO	DESAGUADERO	271	1	361	18	5.5	84	445	445	445	445
									25334	12250	14658



Resumen de Vehículos que utilizarán las diferentes vías del Intercambio														
VIAS	VIA PRINCIPAL						VIA SECUNDARIA				ENLACES Y RAMALES			
Carriles	Carriles derechos			Carriles Izquierdos			Carril derecho		Carril Izquierdo		Unico			
DIAS	PD	PS	SD	DP	SP	DS	PS	DS	SP	SD	SP	DS	PS	SD
Veh ligeros	2796	4665	271	3001	4762	202	4665	202	4762	271	4665	202	4762	271
C2	154	92	12	148	102	11	92	11	102	12	92	11	102	12
C3	49	26	5	48	27	2	26	2	27	5	26	2	27	5
C4	2	0	0	2	1	0	0	0	1	0	0	0	1	0
B2	60	7	0	83	8	0	7	0	8	0	7	0	8	0
>B3	12	0	0	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2S1/2S2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2S3	8	1	0	12	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0
3S1/3S2	13	1	0	10	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0
>= 3S3	78	4	1	73	3	2	4	2	3	1	4	2	3	1
2T2	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2T3	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3T2	1	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
>=3T3	2	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SUB TOTAL	3176	4796	288	3409	4904	218	4796	218	4904	288	4796	218	4904	288
TOTAL	7973			8313			5014		5192		4796	218	4904	288
IMD	7973			8313			5014		5192		4796	218	4904	288

**LEYENDA:**

**Vehículos que van de "X" a "Y"**

PD	: Puno - Desaguadero
PS	: Puno - Salcedo
SP	: Salcedo - Puno
SD	: Salcedo - Desaguadero
DP	: Desaguadero - Puno
DS	: Desaguadero - Salcedo

**TABLA DE DIMENSIONES Y CARGA**

NORMAS DE PESO Y DIMENSIONES PARA CIRCULACION EN LAS CARRETERAS DE LA RED VIAL NACIONAL  
RESOLUCION MINISTERIAL 375 - 98 - MTC/15.02

TIPO DE VEHICULO	LONGITUD m	CARGA POR EJE (Tn)								PESO BRUTO MAXIMO	EJES EQUIVALENTES
		EJE DELANTERO		EJE 1		EJE 2		EJE 3			
		CARGA	EJE EQUIV.	CARGA	EJE EQUIV.	CARGA	EJE EQUIV.	CARGA	EJE EQUIV.		
<b>VEHICULOS LIGEROS</b>											
AUTO		1.5	0.0014	1.5	0.0014					3	0.0029
SW		1.75	0.0020	1.75	0.0020					3.5	0.0039
PIKUP		2.5	0.0084	2.5	0.0084					5	0.0168
PANEL		2.5	0.0084	2.5	0.0084					5	0.0168
COMBI		3.5	0.0309	3.5	0.0309					7	0.0618
										Promedio	0.0204
<b>CAMIONES SIMPLES SEMITRAYLERS</b>											
C2	13.20	7	0.5482	11	3.1637					18	3.7119
C3	13.20	7	0.5482	18	2.0200					25	2.5683
C4	13.20	7	0.5482	25	1.8035					32	2.3517
T2S1 ó 2S1	18.30	7	0.5482	11	3.1637	11	3.1637			29	6.8756
T2S2 ó 2S2	18.30	7	0.5482	11	3.1637	18	2.0200			36	5.7320
T2S3 ó 2S3	18.30	7	0.5482	11	3.1637	25	1.8035			43	5.5154
T3S1 ó 3S1	18.30	7	0.5482	18	2.0200	11	3.1637			36	5.7320
T3S2 ó 3S2	18.30	7	0.5482	18	2.0200	18	2.0200			43	4.5883
T3S3 ó 3S3	18.30	7	0.5482	18	2.0200	25	1.8035			50	4.3717
<b>TRAYLERS</b>											
C2-R2 ó 2T2	18.00	7	0.5482	11	3.1637	11	3.1637	11	3.1637	40	10.0394
C2-R3 ó 2T3	18.30	7	0.5482	11	3.1637	11	3.1637	18	2.0200	47	8.8957
C3-R3 ó 3T2	18.30	7	0.5482	18	2.0200	11	3.1637	11	3.1637	47	8.8957
C3-R3 ó 3T3	18.30	7	0.5482	18	2.0200	11	3.1637	18	2.0200	54	7.7520
C3-R4 ó 3T4	18.30	7	0.5482	18	2.0200	18	2.0200	18	2.0200	61	6.6084
C4-R2	18.30	7	0.5482	25	1.8035	11	3.1637	11	3.1637	54	8.6791
C4-R3	18.30	7	0.5482	25	1.8035	11	3.1637	18	2.0200	61	7.5355
C2-RB1	18.30	7	0.5482	11	3.1637	11	3.1637			29	6.8756
C2-RB2	18.30	7	0.5482	11	3.1637	11	3.1637	11	3.1637	40	10.0394
C3-RB1	18.30	7	0.5482	18	2.0200	11	3.1637			36	5.7320
C3-RB2	18.30	7	0.5482	11	3.1637	18	2.0200			36	5.7320
C4-RB1	18.30	7	0.5482	25	1.8035	11	3.1637			43	5.5154
<b>BUSES</b>											
B2	13.20	7	0.5482	11	3.1637					18	3.7119
B3	14.00	7	0.5482	18	2.0200					25	2.5683
B4	15.00	7 + 7	0.7461	18	2.0200					32	2.7661
BA	18.30	7	0.5482	18	2.0200	11	3.1637			36	5.7320

- LEYENDA :**
- C : Camión
  - T : Tractor - Camión
  - S : Semi - Remolque
  - R : Remolque
  - RB : Remolque Balanceado
  - B : Omnibus
  - BA : Omnibus Balanceado

**FACTOR DE CRECIMIENTO VEHICULOS LIGEROS (VL)**

DATOS		
Periodo de Diseño(n)	30	Años
Tasa de Crecimiento Anual	1.0	%
Factor de crecimiento	0.00	

$$\text{Factor de Crecimiento} = \frac{(1+r)^n - 1}{r}$$

**FACTOR DE CRECIMIENTO VEHICULOS PESADOS (VP)**

DATOS		
Periodo de Diseño(n)	30	Años
Tasa de Crecimiento Anual	5.5	%
Factor de crecimiento	0.00	

$$\text{Factor de Crecimiento} = \frac{(1+r)^n - 1}{r}$$

**ESAL DE DISEÑO - VIA PRINCIPAL**

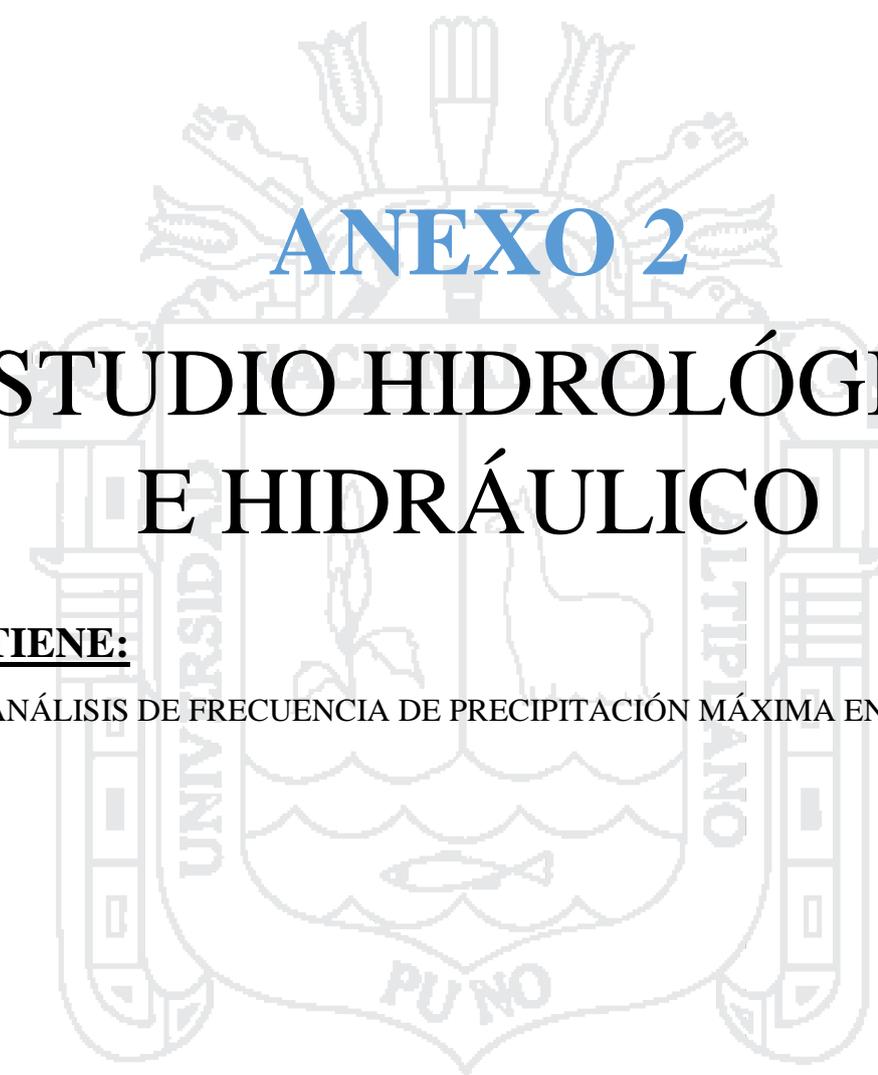
Tipo de Vehículo	Numero de Vehiculos	Numero de Vehiculos por Año	Factor Camion	FACTOR DE DISTRIBUCION	ESAL para el Primer año de Servicio	Factor de Crecimiento Anual	ESAL de Diseño	
Veh ligeros	7763	2833495	0.02042926	0.80	46309	34.78	1610852.284	
C2	250	91311	3.711941624	0.80	271152	72.44	19641015.56	
C3	74	27192	2.568281523	0.80	55870	72.44	4046949.238	
C4	3	1005	2.351702988	0.80	1891	72.44	136980.2904	
B2	91	33276	3.711941624	0.80	98815	72.44	7157704.974	
>B3	25	9205	2.568281523	0.80	18913	72.44	1369978.925	
2S1/2S2	0	106	6.87564617	0.80	582	72.44	42156.59499	
2S3	12	4444	5.515407533	0.80	19608	72.44	1420296.133	
3S1/3S2	11	3915	5.731986069	0.80	17952	72.44	1300345.792	
>= 3S3	76	27774	4.371747432	0.80	97137	72.44	7036170.871	
2T2	1	476	10.03935072	0.80	3824	72.44	276993.8624	
2T3	1	476	8.895690614	0.80	3388	72.44	245439.3488	
3T2	2	582	8.895690614	0.80	4141	72.44	299981.4263	
>=3T3	3	952	7.752030513	0.80	5906	72.44	534712.0881	
<b>TOTAL</b>								
					<b>645487</b>		<b>45119577</b>	
					<b>6.45X10^5</b>		<b>4.51X10^7</b>	

**ESAL DE DISEÑO - VIA SECUNDARIA**

Tipo de Vehiculo	Numero de Vehiculos	Numero de Vehiculos por Año	Factor Camion	FACTOR DE DISTRIBUCION	ESAL para el Primer año de Servicio	Factor de Crecimiento Anual	ESAL de Diseño	
Veh ligeros	5033	1836993	<b>0.02042926</b>	1.00	37528	34.78	1305421.458	
C2	114	41529	<b>3.711941624</b>	1.00	154153	72.44	11166133.55	
C3	31	11480	<b>2.568281523</b>	1.00	29484	72.44	2135671.169	
C4	1	317	<b>2.351702988</b>	1.00	746	72.44	54071.16725	
B2	8	3015	<b>3.711941624</b>	1.00	11193	72.44	810789.3154	
>B3	0	106	<b>2.568281523</b>	1.00	272	72.44	19683.60524	
2S1/2S2	0	53	<b>6.87564617</b>	1.00	364	72.44	26347.87187	
2S3	1	212	<b>5.515407533</b>	1.00	1167	72.44	84541.43648	
3S1/3S2	1	265	<b>5.731986069</b>	1.00	1516	72.44	109826.5027	
>= 3S3	3	1164	<b>4.371747432</b>	1.00	5088	72.44	368561.3313	
2T2	0	0	<b>10.03935072</b>	1.00	0	72.44	0	
2T3	0	0	<b>8.895690614</b>	1.00	0	72.44	0	
3T2	0	0	<b>8.895690614</b>	1.00	0	72.44	0	
>=3T3	0	53	<b>7.752030513</b>	1.00	410	72.44	29706.22711	
<b>TOTAL</b>								
					<b>241922</b>		<b>16110754</b>	
					<b>2.41X10^5</b>		<b>1.61X10^7</b>	

**ESAL DE DISEÑO - RAMAL**

Tipo de Vehículo	Numero de Vehículos	Numero de Vehículos por Año	Factor Camion	FACTOR DE DISTRIBUCION	ESAL para el Primer año de Servicio	Factor de Crecimiento Anual	ESAL de Diseño	
Veh ligeros	4762	1738182	0.02042926	1.00	35510	34.78	1235203.642	
C2	102	37244	3.711941624	1.00	138247	72.44	10013959.26	
C3	27	9734	2.568281523	1.00	25000	72.44	1810891.682	
C4	1	317	2.351702988	1.00	746	72.44	54071.16725	
B2	8	2910	3.711941624	1.00	10801	72.44	782340.5675	
>B3	0	106	2.568281523	1.00	272	72.44	19683.60524	
2S1/2S2	0	53	6.87564617	1.00	364	72.44	26347.87187	
2S3	1	212	5.515407533	1.00	1167	72.44	84541.43648	
3S1/3S2	0	159	5.731986069	1.00	910	72.44	65895.9016	
>= 3S3	3	952	4.371747432	1.00	4163	72.44	301550.1802	
2T2	0	0	10.03935072	1.00	0	72.44	0	
2T3	0	0	8.895690614	1.00	0	72.44	0	
3T2	0	0	8.895690614	1.00	0	72.44	0	
>=3T3	0	53	7.752030513	1.00	410	72.44	29706.22711	
<b>TOTAL</b>								
					<b>217589</b>		<b>14424192</b>	
					<b>2.2X10^5</b>		<b>1.44X10^7</b>	



# ANEXO 2

## ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

**CONTIENE:**

- ✓ ANÁLISIS DE FRECUENCIA DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS.

# Report for Tesis Intercambio vial

First Moment	37.781
Second Moment	128.574
Third Moment	2,367.041
Skew	1.6236
Distribution Method	GEV
Number of Points	52
Maximum	78.20
Minimum	23.60

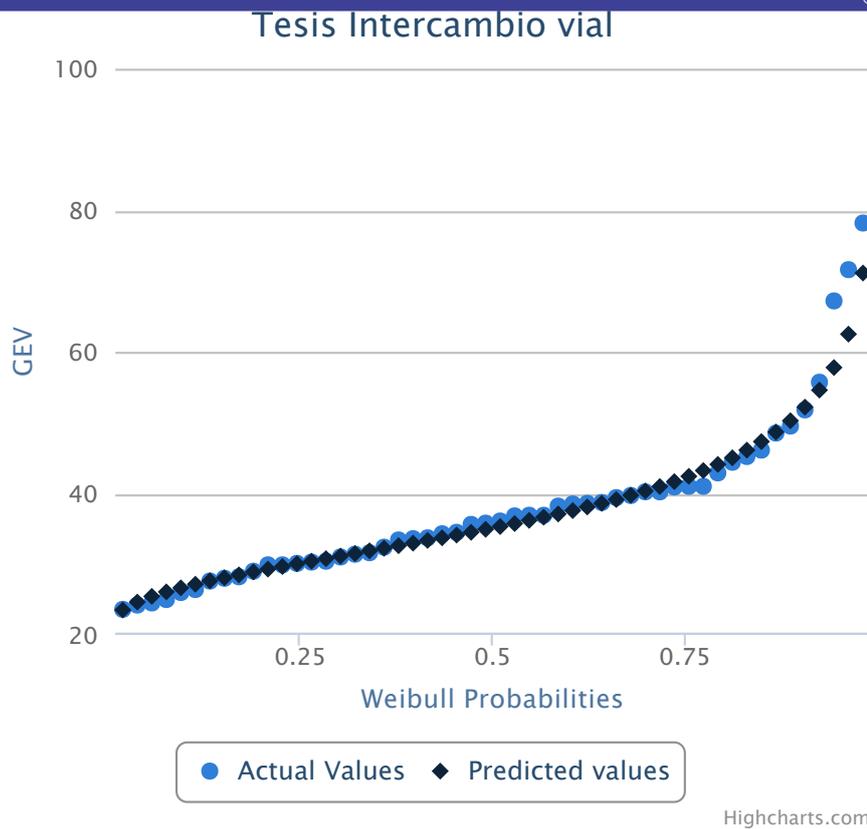
Plot Position	Actual Data	Predicted Data
0.0189	23.6	23.5043
0.0377	24.2	24.6361
0.0566	24.5	25.4344
0.0755	25	26.0839
0.0943	26	26.6479
0.1132	26.4	27.1562
0.1321	27.6	27.6258
0.1509	28	28.0671
0.1698	28.2	28.4872
0.1887	29	28.8911
0.2075	29.9	29.2826
0.2264	29.9	29.6647
0.2453	30.1	30.0397
0.2642	30.3	30.4094
0.283	30.4	30.7755
0.3019	31	31.1395
0.3208	31.4	31.5025
0.3396	31.6	31.8658
0.3585	32.4	32.2304
0.3774	33.4	32.5974
0.3962	33.6	32.9677
0.4151	33.7	33.3422
0.434	34.3	33.7221
0.4528	34.5	34.1082
0.4717	35.6	34.5017
0.4906	35.8	34.9037

Values and Prediction

0.5074	36.1	35.5155
0.5283	36.8	35.7377
0.5472	36.9	36.1725
0.566	36.9	36.6211
0.5849	38.2	37.0853
0.6038	38.5	37.5669
0.6226	38.6	38.0682
0.6415	38.7	38.5917
0.6604	39.4	39.1403
0.6792	39.7	39.7174
0.6981	40.2	40.3271
0.717	40.2	40.9742
0.7358	40.9	41.6645
0.7547	41	42.4055
0.7736	41	43.2059
0.7925	42.9	44.0775
0.8113	44.4	45.0351
0.8302	45.2	46.0987
0.8491	46.1	47.2957
0.8679	48.5	48.6652
0.8868	49.5	50.2654
0.9057	51.8	52.1885
0.9245	55.7	54.5932
0.9434	67.2	57.7864
0.9623	71.6	62.487
0.9811	78.2	71.1424

Return Periods

Return Period	Probability	Prediction
500	0.998	105.9409
200	0.995	90.3295
100	0.99	79.8518
50	0.98	70.3821
20	0.95	59.1985
10	0.9	51.57
5	0.8	44.4492
2	0.5	35.1082
1.25	0.2	29.1273



# ANEXO 3

## ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS

### CONTIENE:

- ✓ PERFIL ESTRATIGRÁFICO.
- ✓ RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO.
- ✓ CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES.



PLANOS (VER ANEXO)

-S-01 PERFIL ESTRATIGRAFICO

- S-02 PERFIL ESTRATIGRAFICO

-S-03 PERFIL ESTRATIGRAFICO



A large, faint watermark of the Universidad Nacional del Altiplano logo is centered on the page. It features a shield with a fish, a cornucopia, and a sun, surrounded by the text 'UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO' and 'PUNO'.

# RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO



**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

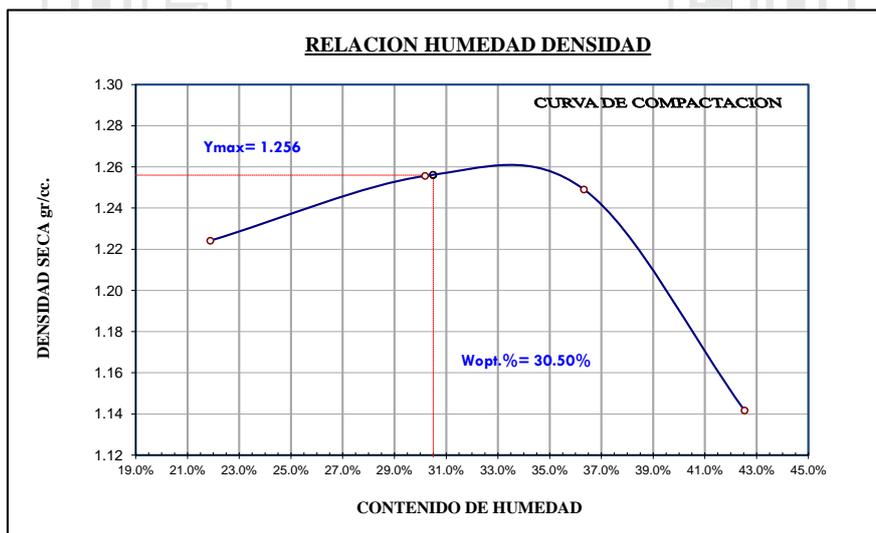
**REGISTRO DE DATOS DEL LABORATORIO**

ENSAYO REALIZADO:	PROCTOR MODIFICADO		
REALIZADO POR:	Bach. Oliver Edwin Chura Delgado y Bach. Ever Mamani Apaza		
UBICACIÓN DEL PROYECTO:	PROVINCIA DE PUNO - DISTRITO DE PUNO		
DENOMINACIÓN DEL PROYECTO:	DISEÑO DE INTERCAMBIO VIAL A DESNIVEL EN LAS INTERSECCIONES DE LA CARRETERA PANAMERICANA SUR Y LA AVENIDA EL ESTUDIANTE DE LA CIUDAD DE PUNO		
CALICATA Y MUESTRA	C - 01	M - 01	
PROFUNDIDAD:	2.5		
FECHA:	AGOSTO DEL 2014		
METODO DE COMPACTACIÓN:	A (NUMERO DE CAPAS: 05 y NUMERO DE GOLPES POR CAPA: 25)		

VOLUMEN DEL MOLDE	cm3	939.74	939.74	939.74	939.74
Peso Suelo Humedo + Molde	gr.	5576	5710	5774	5703
Peso del Molde	gr.	4173.83	4173.83	4173.83	4173.83
Peso del Suelo Humedo	gr/cc.	1402.17	1536.17	1600.17	1529.17
Densidad del Suelo Humedo	gr/cc	1.49	1.63	1.70	1.63

Capsula No	No	1	2	3	4	5	6	7	8
Suelo Humedo + Capsula	gr.	51.31	50.61	54.92	54.17	91.23	76.43	92.53	95.80
Peso del Suelo Seco + Capsula	gr.	45.09	43.77	45.97	45.74	72.66	60.96	69.32	73.98
Peso del Agua	gr.	6.22	6.84	8.95	8.43	18.57	15.47	23.21	21.82
Peso de la Capsula	gr.	16.67	12.51	16.31	17.83	22.19	17.83	15.79	21.67
Peso del Suelo Seco	gr.	28.42	31.26	29.66	27.91	50.47	43.13	53.53	52.31
% de Humedad	%	21.89%	21.88%	30.18%	30.20%	36.79%	35.87%	43.36%	41.71%
Promedio de Humedad	%	21.88%		30.19%		36.33%		42.54%	
Densidad del Suelo Seco	64.36	1.224	1.256	1.256	1.249	1.249	1.142	1.142	1.142

MAXIMA DENSIDAD SECA	:	1.256 gr/cc
HUMEDAD OPTIMA	:	30.50%





**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES



**REGISTRO DE DATOS DEL LABORATORIO**

ENSAYO REALIZADO:	CBR	
REALIZADO POR:	Bach. Oliver Edwin Chura Delgado y Bach. Ever Mamani Apaza	
UBICACIÓN DEL PROYECTO:	PROVINCIA DE PUNO - DISTRITO DE PUNO	
DENOMINACIÓN DEL PROYECTO:	DISEÑO DE INTERCAMBIO VIAL A DESNIVEL EN LAS INTERSECCIONES DE LA CARRETERA PANAMERICANA SUR Y LA AVENIDA EL ESTUDIANTE DE LA CIUDAD DE PUNO	
CALICATA Y MUESTRA	C - 01	M - 01
PROFUNDIDAD:	2.5	
FECHA:	AGOSTO DEL 2014	
METODO DE COMPACTACIÓN	A	

MOLDE No	1		2		3	
No DE CAPAS	5		5		5	
NUMERO DE GOLPES POR CAPA	12		25		56	
CONDICIONES DE LA MUESTRA	SIN SATURAR	SATURADO	SIN SATURAR	SATURADO	SIN SATURAR	SATURADO

Peso Suelo Humedo + Molde	gr.	10821		11342		10271	
Peso del Molde	gr.	7680		8116		6905	
Peso del Suelo Humedo	gr.	3141		3226		3366	
Volumen del Suelo	cc.	2259.88		2099.79		2087.70	
Densidad del Suelo Humedo	gr/cc.	1.390		1.536		1.612	

Capsula No	No	1	2	3	4	5	6
Suelo Humedo + Capsula	gr.	77.93	80.95	78.90	81.94	76.89	75.98
Peso del Suelo Seco + Capsula	gr.	64.40	67.40	65.40	68.40	63.40	62.40
Peso del Agua	gr.	13.53	13.55	13.50	13.54	13.49	13.58
Peso de la Capsula	gr.	21.00	22.49	22.00	23.49	19.00	17.49
Peso del Suelo Seco	gr.	43.40	44.91	43.40	44.91	44.40	44.91
% de Humedad	%	31.18%	30.17%	31.11%	30.15%	30.38%	30.24%
Promedio de Humedad	%	30.67%		30.63%		30.31%	
Densidad del Suelo Seco	gr/cc.	1.064		1.176		1.237	

**EXPANSION**

Fecha	Hora	Tiempo	Dial	Expansion		Dial	Expansion		Dial	Expansion	
				mm	%		mm	%		mm	%
			17.82			3.32			7.72		
			19.17	1.35		4.51	1.19		7.95	0.23	

**PENETRACION**

Penetracion mm	Tiempo	Carga Est.	MOLDE No 1				MOLDE No 2				MOLDE No 3			
			KN	Kg	Kg/cm2	Correc.	KN	Kg	Kg/cm2	Correc.	KN	Kg	Kg/cm2	Correc.
0.63	0:30		0.07	6.8	0.3		0.11	10.7	0.54		0.23	23.4	1.2	
1.27	1:00		0.11	11.0	0.6		0.17	17.3	0.88		0.38	38.7	2.0	
1.91	1:30		0.15	15.0	0.8		0.24	24.5	1.24		0.50	51.0	2.6	
2.54	2:00	70.31	0.18	18.0	0.9	1	0.31	31.1	1.57	2	0.63	64.2	3.2	5
3.81	3:00		0.23	23.1	1.2		0.44	44.9	2.27		0.85	86.6	4.4	
5.09	4:00	105.00	0.26	26.8	1.4	1	0.57	57.6	2.91	3	1.07	109.1	5.5	5
6.35	5:00		0.29	29.9	1.5		0.68	69.3	3.50		1.29	131.5	6.6	
7.62	6:00		0.32	32.6	1.6		0.78	79.5	4.02		1.49	151.9	7.7	
8.89	7:00		0.34	35.0	1.8		0.90	91.2	4.61		1.69	172.3	8.7	



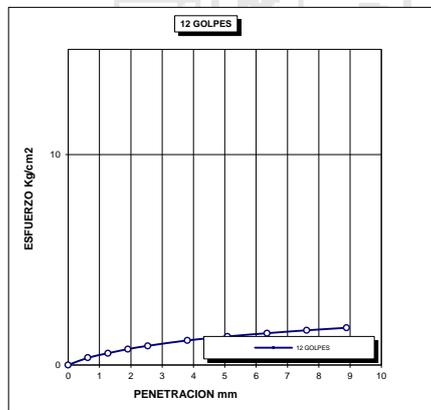
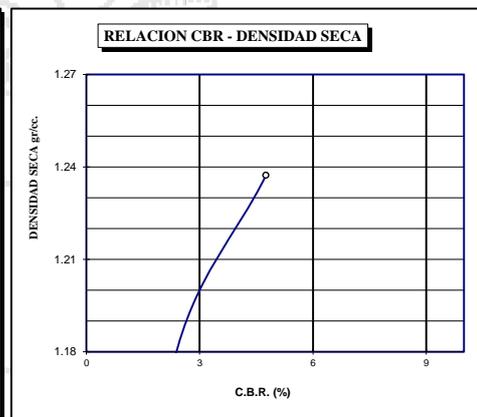
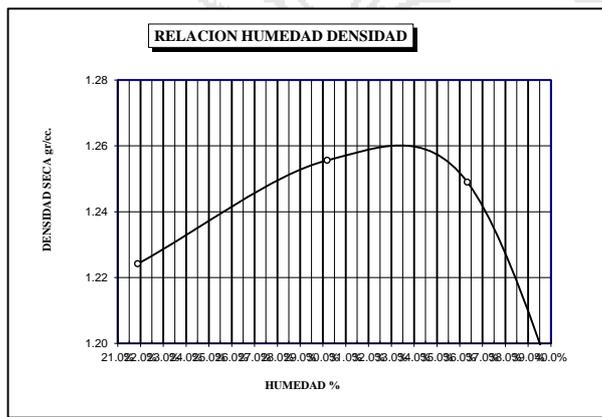
**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



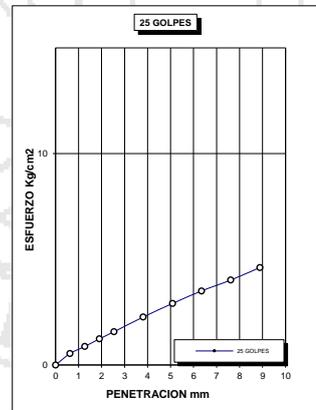
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

**REGISTRO DE DATOS DEL LABORATORIO**

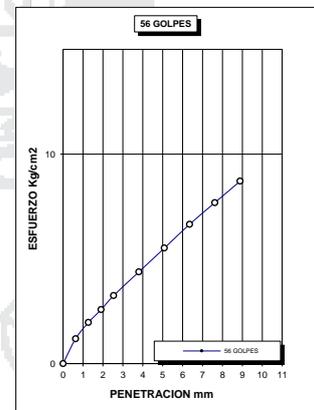
ENSAYO REALIZADO:	CBR		
REALIZADO POR:	Bach. Oliver Edwin Chura Delgado y Bach. Ever Mamani Apaza		
UBICACIÓN DEL PROYECTO:	PROVINCIA DE PUNO - DISTRITO DE PUNO		
DENOMINACIÓN DEL PROYECTO:	DISEÑO DE INTERCAMBIO VIAL A DESNIVEL EN LAS INTERSECCIONES DE LA CARRETERA PANAMERICANA SUR Y LA AVENIDA EL ESTUDIANTE DE LA CIUDAD DE PUNO		
CALICATA Y MUESTRA	C - 01	M - 01	
PROFUNDIDAD:	2.5		
FECHA:	AGOSTO DEL 2011		
METODO DE COMPACTACIÓN	A (usado material pasante tamiz N° 4)		
DENSIDAD SECA MÁXIMA	1.26 gr/cc	HUMEDAD ÓPTIMA	30.50%
CBR AL 100% DE M.D.S. (%)	5	CBR AL 95% DE M.D.S. (%)	24



CBR 1



CBR 2



CBR 5



**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

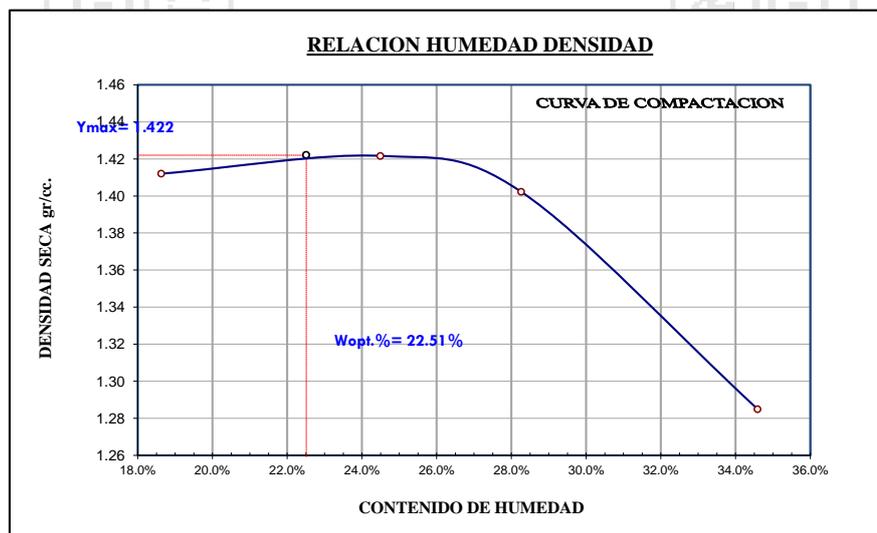
REGISTRO DE DATOS DEL LABORATORIO

ENSAYO REALIZADO:	PROCTOR MODIFICADO		
REALIZADO POR:	Bach. Oliver Edwin Chura Delgado y Bach. Ever Mamani Apaza		
UBICACIÓN DEL PROYECTO:	PROVINCIA DE PUNO - DISTRITO DE PUNO		
DENOMINACIÓN DEL PROYECTO:	DISEÑO DE INTERCAMBIO VIAL A DESNIVEL EN LAS INTERSECCIONES DE LA CARRETERA PANAMERICANA SUR Y LA AVENIDA EL ESTUDIANTE DE LA CIUDAD DE PUNO		
CALICATA Y MUESTRA	C - 02	M - 01	
PROFUNDIDAD:	2.5		
FECHA:	AGOSTO DEL 2014		
METODO DE COMPACTACIÓN:	A (NUMERO DE CAPAS: 05 y NUMERO DE GOLPES POR CAPA: 25)		

VOLUMEN DEL MOLDE	cm3	939.74	939.74	939.74	939.74
Peso Suelo Humedo + Molde	gr.	5748	5837	5864	5799
Peso del Molde	gr.	4173.83	4173.83	4173.83	4173.83
Peso del Suelo Humedo	gr/cc.	1574.17	1663.17	1690.17	1625.17
Densidad del Suelo Humedo	gr/cc	1.68	1.77	1.80	1.73

Capsula No	No	1	2	3	4	5	6	7	8
Suelo Humedo + Capsula	gr.	67.69	47.89	84.98	86.36	85.53	75.82	72.56	94.94
Peso del Suelo Seco + Capsula	gr.	59.48	43.14	71.17	72.82	70.98	63.50	58.52	76.37
Peso del Agua	gr.	8.21	4.75	13.81	13.54	14.55	12.32	14.04	18.57
Peso de la Capsula	gr.	16.68	16.87	18.59	13.23	19.56	19.85	18.55	21.84
Peso del Suelo Seco	gr.	42.80	26.27	52.58	59.59	51.42	43.65	39.97	54.53
% de Humedad	%	19.18%	18.08%	26.26%	22.72%	28.30%	28.22%	35.13%	34.05%
Promedio de Humedad	%	18.63%		24.49%		28.26%		34.59%	
Densidad del Suelo Seco	%	1.412		1.422		1.402		1.285	

MAXIMA DENSIDAD SECA	:	1.422 gr/cc
HUMEDAD OPTIMA	:	22.51%





REGISTRO DE DATOS DEL LABORATORIO

ENSAYO REALIZADO:	CBR		
REALIZADO POR:	Bach. Oliver Edwin Chura Delgado y Bach. Ever Mamani Apaza		
UBICACIÓN DEL PROYECTO:	PROVINCIA DE PUNO - DISTRITO DE PUNO		
DENOMINACIÓN DEL PROYECTO:	DISEÑO DE INTERCAMBIO VIAL A DESNIVEL EN LAS INTERSECCIONES DE LA CARRETERA PANAMERICANA SUR Y LA AVENIDA EL ESTUDIANTE DE LA CIUDAD DE PUNO		
CALICATA Y MUESTRA	C - 02	M - 01	
PROFUNDIDAD:	2.5		
FECHA:	AGOSTO DEL 2014		
METODO DE COMPACTACIÓN	A		

MOLDE No	1		2		3	
No DE CAPAS	5		5		5	
NUMERO DE GOLPES POR CAPA	12		25		56	
CONDICIONES DE LA MUESTRA	SIN SATURAR	SATURADO	SIN SATURAR	SATURADO	SIN SATURAR	SATURADO

Peso Suelo Humedo + Molde	gr.	10382	10429	11103
Peso del Molde	gr.	7406	7415	7805
Peso del Suelo Humedo	gr.	2976	3014	3298
Volumen del Suelo	cc.	2114.13	2101.19	2144.84
Densidad del Suelo Humedo	gr/cc.	1.408	1.434	1.538

Capsula No	No	1	2	3	4	5	6
Suelo Humedo + Capsula	gr.	73.93	78.93	61.23	66.23	79.12	84.12
Peso del Suelo Seco + Capsula	gr.	64.36	69.36	53.66	58.66	67.90	72.90
Peso del Agua	gr.	9.57	9.57	7.57	7.57	11.22	11.22
Peso de la Capsula	gr.	19.51	24.51	19.56	24.56	16.41	21.41
Peso del Suelo Seco	gr.	44.85	44.85	34.10	34.10	51.49	51.49
% de Humedad	%	21.34%	21.34%	22.20%	22.20%	21.79%	21.79%
Promedio de Humedad	%	21.34%		22.20%		21.79%	
Densidad del Suelo Seco	gr/cc.	1.160		1.174		1.263	

EXPANSION

Fecha	Hora	Tiempo	Dial	Expansion		Dial	Expansion		Dial	Expansion	
				mm	%		mm	%		mm	%
			23.35			1.26			6.79		
		3 dias	25.07	1.72		2.61	1.35		7	0.21	

PENETRACION

Penetración mm	Tiempo	Carga Est.	MOLDE No 1				MOLDE No 2				MOLDE No 3			
			KN	Kg	Kg/cm2	Correc.	KN	Kg	Kg/cm2	Correc.	KN	Kg	Kg/cm2	Correc.
0.63	0:30		0.09	8.7	0.4		0.15	15.1	0.76		0.13	12.9	0.7	
1.27	1:00		0.14	13.8	0.7		0.24	24.1	1.22		0.31	31.6	1.6	
1.91	1:30		0.18	18.3	0.9		0.30	31.0	1.57		0.49	50.3	2.5	
2.54	2:00	70.31	0.22	21.9	1.1	2	0.37	37.5	1.90	3	0.65	65.9	3.3	5
3.81	3:00		0.29	29.1	1.5		0.47	48.1	2.43		0.83	84.3	4.3	
5.09	4:00	105.00	0.35	35.7	1.8	2	0.55	56.3	2.84	3	0.93	94.3	4.8	5
6.35	5:00		0.41	41.3	2.1		0.63	64.0	3.24		1.01	102.4	5.2	
7.62	6:00		0.45	45.9	2.3		0.70	71.0	3.59		1.08	109.8	5.5	
8.89	7:00		0.50	51.0	2.6		0.77	78.3	3.96		1.14	116.2	5.9	



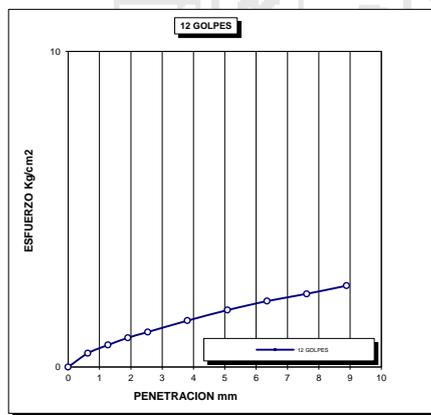
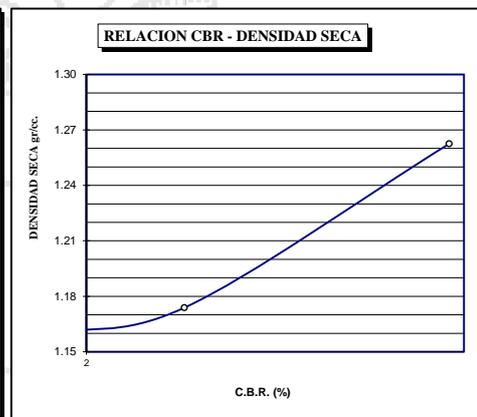
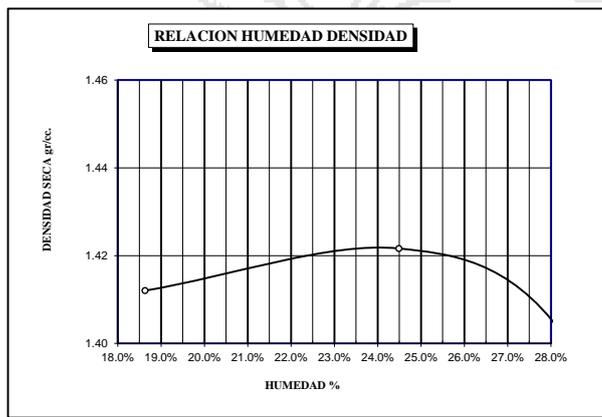
**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

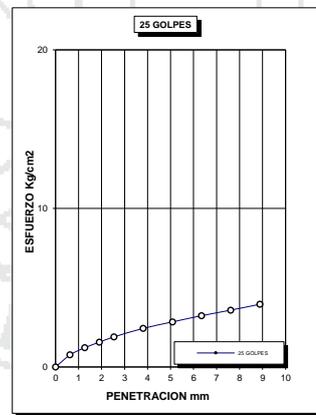


REGISTRO DE DATOS DEL LABORATORIO

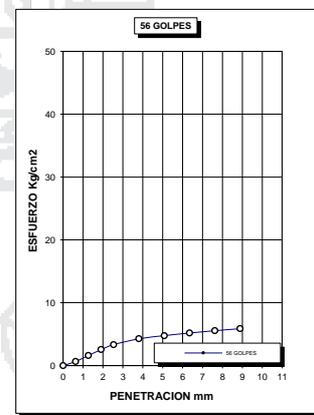
ENSAYO REALIZADO:	CBR		
REALIZADO POR:	Bach. Oliver Edwin Chura Delgado y Bach. Ever Mamani Apaza		
UBICACIÓN DEL PROYECTO:	PROVINCIA DE PUNO - DISTRITO DE PUNO		
DENOMINACIÓN DEL PROYECTO:	DISEÑO DE INTERCAMBIO VIAL A DESNIVEL EN LAS INTERSECCIONES DE LA CARRETERA PANAMERICANA SUR Y LA AVENIDA EL ESTUDIANTE DE LA CIUDAD DE PUNO		
CALICATA Y MUESTRA	C - 02	M - 01	
PROFUNDIDAD:	2.5		
FECHA:	AGOSTO DEL 2014		
METODO DE COMPACTACIÓN	A ( usado material pasante tamiz N° 4)		
DENSIDAD SECA MÁXIMA	1.42 gr/cc	HUMEDAD ÓPTIMA	22.51%
CBR AL 100% DE M.D.S. (%)	5	CBR AL 95% DE M.D.S. (%)	24



CBR 2



CBR 3



CBR 5



**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

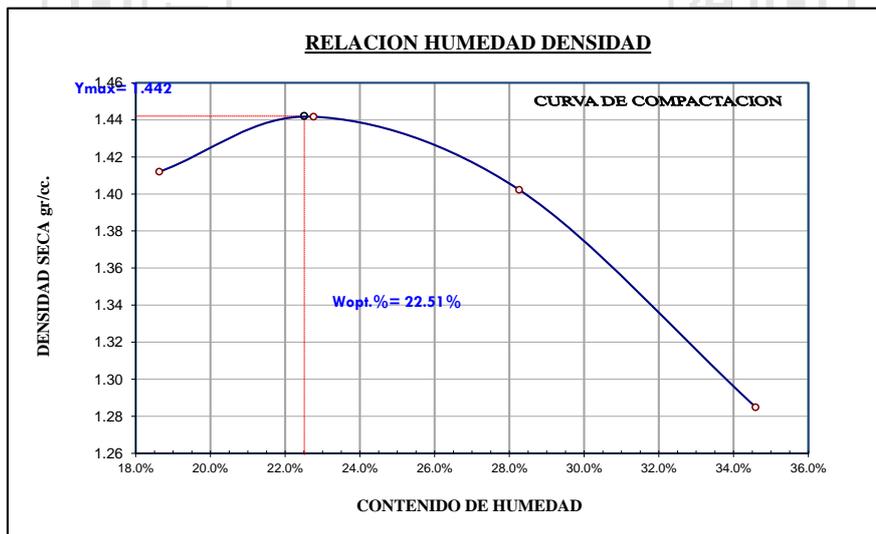
REGISTRO DE DATOS DEL LABORATORIO

ENSAYO REALIZADO:	PROCTOR MODIFICADO		
REALIZADO POR:	Bach. Oliver Edwin Chura Delgado y Bach. Ever Mamani Apaza		
UBICACIÓN DEL PROYECTO:	PROVINCIA DE PUNO - DISTRITO DE PUNO		
DENOMINACIÓN DEL PROYECTO:	DISEÑO DE INTERCAMBIO VIAL A DESNIVEL EN LAS INTERSECCIONES DE LA CARRETERA PANAMERICANA SUR Y LA AVENIDA EL ESTUDIANTE DE LA CIUDAD DE PUNO		
CALICATA Y MUESTRA	C - 03	M - 01	
PROFUNDIDAD:	2.5		
FECHA:	AGOSTO DEL 2014		
METODO DE COMPACTACIÓN:	A (NUMERO DE CAPAS: 05 y NUMERO DE GOLPES POR CAPA: 25)		

VOLUMEN DEL MOLDE	cm3	939.74	939.74	939.74	939.74
Peso Suelo Humedo + Molde	gr.	5748	5837	5864	5799
Peso del Molde	gr.	4173.83	4173.83	4173.83	4173.83
Peso del Suelo Humedo	gr/cc.	1574.17	1663.17	1690.17	1625.17
Densidad del Suelo Humedo	gr/cc	1.68	1.77	1.80	1.73

Capsula No	No	1	2	3	4	5	6	7	8
Suelo Humedo + Capsula	gr.	67.69	47.89	84.98	86.36	85.53	75.82	72.56	94.94
Peso del Suelo Seco + Capsula	gr.	59.48	43.14	71.17	72.82	70.98	63.50	58.52	76.37
Peso del Agua	gr.	8.21	4.75	13.81	13.54	14.55	12.32	14.04	18.57
Peso de la Capsula	gr.	16.68	16.87	10.59	13.23	19.56	19.85	18.55	21.84
Peso del Suelo Seco	gr.	42.80	26.27	60.58	59.59	51.42	43.65	39.97	54.53
% de Humedad	%	19.18%	18.08%	22.80%	22.72%	28.30%	28.22%	35.13%	34.05%
Promedio de Humedad	%	18.63%		22.76%		28.26%		34.59%	
Densidad del Suelo Seco	%	1.412		1.442		1.402		1.285	

MAXIMA DENSIDAD SECA	:	1.44 gr/cc
HUMEDAD OPTIMA	:	22.51%





**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

REGISTRO DE DATOS DEL LABORATORIO

ENSAYO REALIZADO:	CBR	
REALIZADO POR:	Bach. Oliver Edwin Chura Delgado y Bach. Ever Mamani Apaza	
UBICACIÓN DEL PROYECTO:	PROVINCIA DE PUNO - DISTRITO DE PUNO	
DENOMINACIÓN DEL PROYECTO:	DISEÑO DE INTERCAMBIO VIAL A DESNIVEL EN LAS INTERSECCIONES DE LA CARRETERA PANAMERICANA SUR Y LA AVENIDA EL ESTUDIANTE DE LA CIUDAD DE PUNO	
CALICATA Y MUESTRA	C - 03	M - 01
PROFUNDIDAD:	2.5	
FECHA:	AGOSTO DEL 2014	
METODO DE COMPACTACIÓN	A	

MOLDE No	1	2	3
No DE CAPAS	5	5	5
NUMERO DE GOLPES POR CAPA	12	25	56
CONDICIONES DE LA MUESTRA	SIN SATURAR	SATURADO	SIN SATURAR

Peso Suelo Humedo + Molde	gr.	9843	10699	11603
Peso del Molde	gr.	6733	7134	7785
Peso del Suelo Humedo	gr.	3110	3565	3818
Volumen del Suelo	cc.	2150.67	2128.51	2203.63
Densidad del Suelo Humedo	gr/cc.	1.446	1.675	1.733

Capsula No	No	1	2	3	4	5	6
Suelo Humedo + Capsula	gr.	73.93	76.93	61.23	64.23	79.12	82.12
Peso del Suelo Seco + Capsula	gr.	64.36	67.36	53.66	56.66	67.90	70.90
Peso del Agua	gr.	9.57	9.57	7.57	7.57	11.22	11.22
Peso de la Capsula	gr.	19.51	22.51	19.56	22.56	16.41	19.41
Peso del Suelo Seco	gr.	44.85	44.85	34.10	34.10	51.49	51.49
% de Humedad	%	21.34%	21.34%	22.20%	22.20%	21.79%	21.79%
Promedio de Humedad	%	21.34%		22.20%		21.79%	
Densidad del Suelo Seco	gr/cc.	1.192		1.371		1.423	

EXPANSION

Fecha	Hora	Tiempo	Dial	Expansion		Dial	Expansion		Dial	Expansion	
				mm	%		mm	%		mm	%
		3 dias	13.53			15.11			21.38		
			15.25	1.72		16.46	1.35		24.03	2.65	

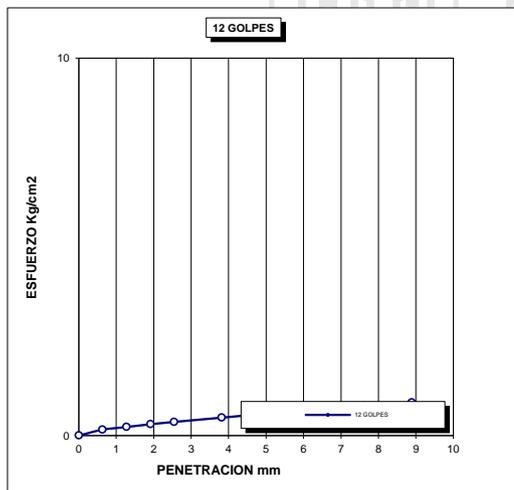
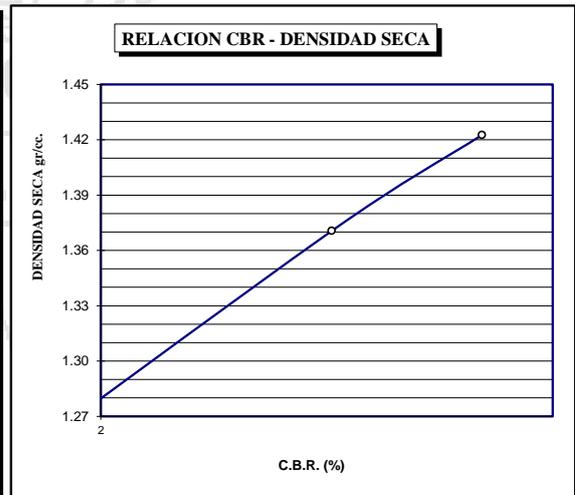
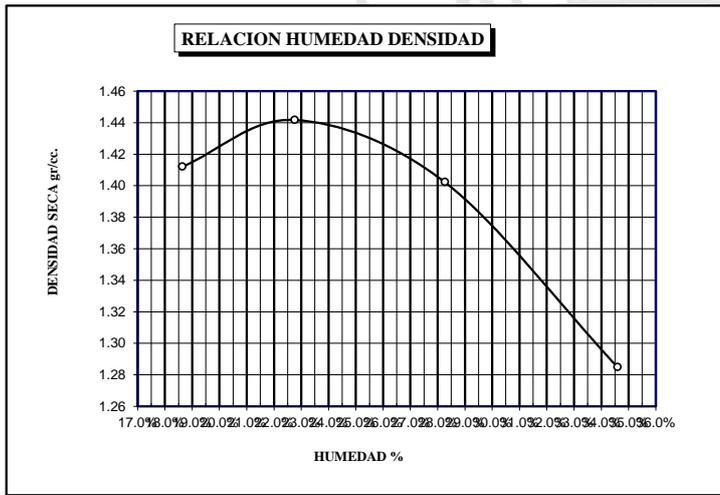
PENETRACION

Penetración mm	Tiempo	Carga Est.	MOLDE No 1				MOLDE No 2				MOLDE No 3			
			KN	Kg	Kg/cm2	Correc.	KN	Kg	Kg/cm2	Correc.	KN	Kg	Kg/cm2	Correc.
0.63	0:30		0.03	3.1	0.2		0.18	18.8	0.95		0.16	16.0	0.8	
1.27	1:00		0.04	4.5	0.2		0.30	30.6	1.55		0.32	32.2	1.6	
1.91	1:30		0.06	5.9	0.3		0.40	40.8	2.06		0.47	47.6	2.4	
2.54	2:00	70.31	0.07	7.1	0.4	1	0.47	47.7	2.41	3	0.60	61.2	3.1	4
3.81	3:00		0.09	9.4	0.5		0.58	59.5	3.01		0.79	81.0	4.1	
5.09	4:00	105.00	0.11	11.6	0.6	1	0.68	69.7	3.52	3	0.91	92.6	4.7	4
6.35	5:00		0.13	13.5	0.7		0.76	77.9	3.94		0.99	100.6	5.1	
7.62	6:00		0.15	15.5	0.8		0.84	85.6	4.33		1.07	108.9	5.5	
8.89	7:00		0.17	17.3	0.9		0.92	94.2	4.76		1.16	117.8	6.0	

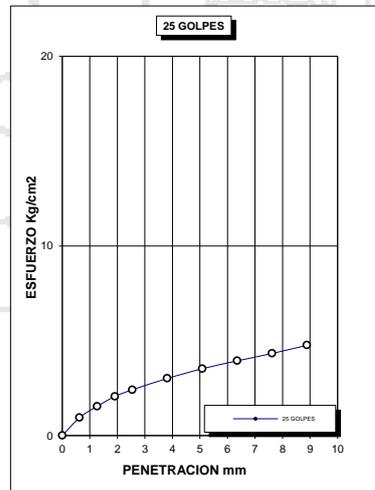
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

REGISTRO DE DATOS DEL LABORATORIO

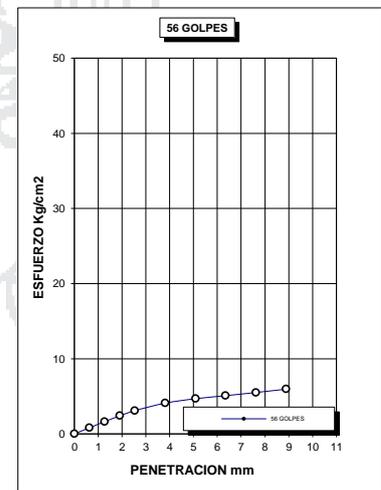
ENSAYO REALIZADO:	CBR		
REALIZADO POR:	Bach. Oliver Edwin Chura Delgado y Bach. Ever Mamani Apaza		
UBICACIÓN DEL PROYECTO:	PROVINCIA DE PUNO - DISTRITO DE PUNO		
DENOMINACIÓN DEL PROYECTO:	DISEÑO DE INTERCAMBIO VIAL A DESNIVEL EN LAS INTERSECCIONES DE LA CARRETERA PANAMERICANA SUR Y LA AVENIDA EL ESTUDIANTE DE LA CIUDAD DE PUNO		
CALICATA Y MUESTRA	C - 03	M - 01	
PROFUNDIDAD:	2.5		
FECHA:	AGOSTO DEL 2014		
METODO DE COMPACTACIÓN	A ( uso de material pasante tamiz N° 4)		
DENSIDAD SECA MÁXIMA	1.44 gr/cc	HUMEDAD ÓPTIMA	22.51%
CBR AL 100% DE M.D.S. (%)	5	CBR AL 95% DE M.D.S. (%)	24



CBR 1



CBR 4



CBR 5



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Proyecto: TESIS: "Diseño de Intercambio Vial Panamericana Sur y Avenida del Estudiante"

Autores: Bach. Ever Mamani Apaza  
Bach. Oliver Edwin Chura Delgado

Ensayo: CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD: Norma: ASTM D 2216  
PESO ESPECÍFICO: Norma: ASTM D 854

Fecha de Muestreo: Puno / 24 - 08 - 2014

Muestreado por: E.M.A./

Checkeado por: Laboratorio de Mecánica de Suelos - UNAP

**CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD :**

Observaciones:	C = 1		C = 1		C = 1		C = 1		C = 1		C = 1		C = 1		C = 1	
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10	E11	E12	E13	E14	E15	E16
	0.40-1.15 m		1.15-2.20 m		2.2-2.8 m		2.8-3.70 m		3.7-4.60 m		4.60-7.30 m		7.3-7.60 m		7.3-7.60 m	
	31.81		28.26		38.88		16.89		22.87		24.99		23.76		23.76	
	31.81		28.26		38.88		16.89		22.87		24.99		23.76		23.76	
	31.81		28.26		38.88		16.89		22.87		24.99		23.76		23.76	

**DENSIDAD NATURAL - ARENAS**

Observaciones:	C = 1		C = 1		C = 1		C = 1		C = 1		C = 1		C = 1		C = 1	
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10	E11	E12	E13	E14	E15	E16
	0.40-1.15 m		1.15-2.20 m		2.2-2.8 m		2.8-3.70 m		3.7-4.60 m		4.60-7.30 m		7.3-7.60 m		7.3-7.60 m	
	1.88		1.83		1.83		1.86		1.85		1.75		2.01		2.01	
	1.88		1.83		1.83		1.86		1.85		1.75		2.01		2.01	
	1.88		1.83		1.83		1.86		1.85		1.75		2.01		2.01	

**DENSIDAD NATURAL - ARCILLAS**

Observaciones:	C = 1		C = 1		C = 1		C = 1		C = 1		C = 1		C = 1		C = 1	
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10	E11	E12	E13	E14	E15	E16
	0.40-1.15 m		1.15-2.20 m		2.2-2.8 m		2.8-3.70 m		3.7-4.60 m		4.60-7.30 m		7.3-7.60 m		7.3-7.60 m	
	1.88		1.83		1.83		1.86		1.85		1.75		2.01		2.01	
	1.88		1.83		1.83		1.86		1.85		1.75		2.01		2.01	
	1.88		1.83		1.83		1.86		1.85		1.75		2.01		2.01	

**DENSIDAD NATURAL**

Observaciones:	C = 1		C = 1		C = 1		C = 1		C = 1		C = 1		C = 1		C = 1	
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10	E11	E12	E13	E14	E15	E16
	0.40-1.15 m		1.15-2.20 m		2.2-2.8 m		2.8-3.70 m		3.7-4.60 m		4.60-7.30 m		7.3-7.60 m		7.3-7.60 m	
	1.88		1.83		1.83		1.86		1.85		1.75		2.01		2.01	
	1.88		1.83		1.83		1.86		1.85		1.75		2.01		2.01	
	1.88		1.83		1.83		1.86		1.85		1.75		2.01		2.01	



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA  
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS



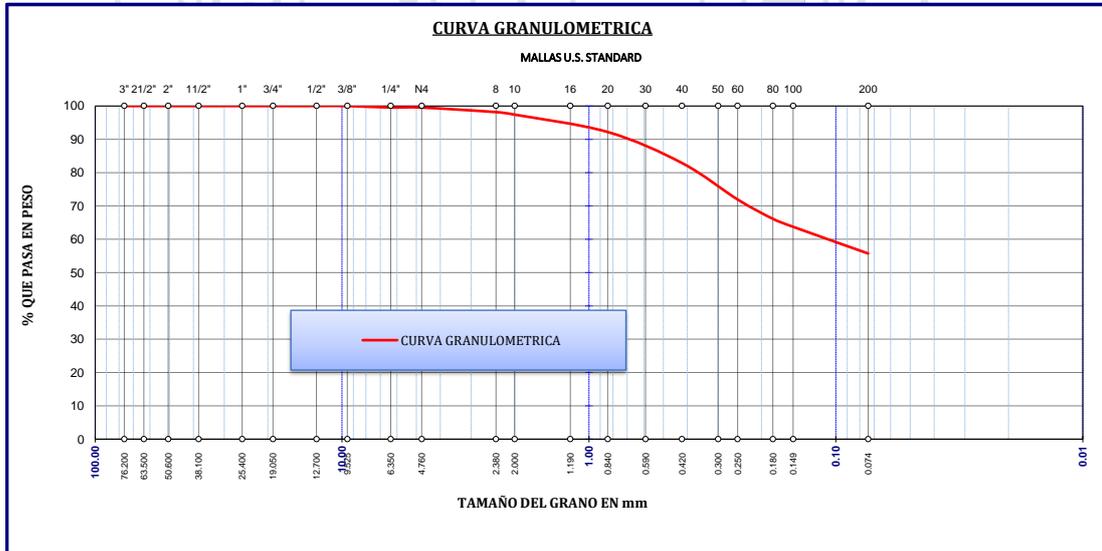
**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)**  
ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION ( D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487 )

PROYECTO: **TESIS: "Diseño del Intercambio vial en la intersección de las vías: Panamericana Sur y Av. El Estudiante acceso al C.P. de salcedo, distrito de Puno, provincia de Puno-Puno"**

LUGAR : CIUDAD DE PUNO  
FECHA : DICIEMBRE DE 2014

SOLICITADO :  
CALICATA : C-1  
PROFUNDIDAD : 0.00 - 0.75m

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	PESO RET. CORREGIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	P. I. = 229.52
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	P. L. = 103.12
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	P. P. = 126.40
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	
3/4"	19.050	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	
1/2"	12.700	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	L. L. = 54.1%
3/8"	9.525	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	L. P. = 31.4%
1/4"	6.350	1.07	1.07	0.47	0.47	99.53	I. P. = 22.7%
No4	4.760	0.00	0.00	0.00	0.47	99.53	
No8	2.380	3.15	3.15	1.37	1.83	98.17	D10= --- Cu= ---
No10	2.000	1.75	1.75	0.76	2.60	97.40	D30= --- Cc= ---
No20	0.840	11.97	11.97	5.20	7.80	92.20	D60= 0.11
No40	0.420	21.42	21.42	9.31	17.11	82.89	
No60	0.250	25.19	25.19	10.95	28.07	71.93	
No80	0.180	13.33	13.33	5.80	33.86	66.14	S.U.C.S. : MH, OH
No100	0.149	5.52	5.52	2.40	36.26	63.74	
No200	0.074	18.43	18.43	8.01	44.28	55.72	LIMO INORGANICO o ARCILLA ORGANICA
BASE		1.75	128.15	55.72	100.00	0.00	
TOTAL		103.58	229.98	100.00			
% PERDIDA		0%	0%				





UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA  
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS



**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)**  
ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION ( D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487 )

PROYECTO: **TESIS: "Diseño del Intercambio vial en la intersección de las vías: Panamericana Sur y Av. El Estudiante acceso al C.P. de salcedo, distrito de Puno, provincia de Puno-Puno"**

LUGAR : CIUDAD DE PUNO  
FECHA : DICIEMBRE DE 2014

SOLICITADO :  
CALICATA : C-1  
MUESTRA : 0.75 - 2.1m

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	PESO RET. CORREGIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.600	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.050	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
1/2"	12.700	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.525	21.89	21.89	6.12	6.12	93.88
1/4"	6.350	29.63	29.63	8.29	14.42	85.58
No4	4.760	9.02	9.02	2.52	16.94	83.06
No8	2.380	15.68	15.68	4.39	21.33	78.67
No10	2.000	3.16	3.16	0.88	22.21	77.79
No20	0.840	14.63	14.63	4.09	26.30	73.70
No40	0.420	22.82	22.82	6.39	32.69	67.31
No60	0.250	33.36	33.36	9.33	42.02	57.98
No80	0.180	34.04	34.04	9.52	51.55	48.45
No100	0.149	25.74	25.74	7.20	58.75	41.25
No200	0.074	57.58	57.58	16.11	74.86	25.14
BASE		9.12	89.85	25.14	100.00	
TOTAL		276.67	357.40			
% PERDIDA		0%	0%			

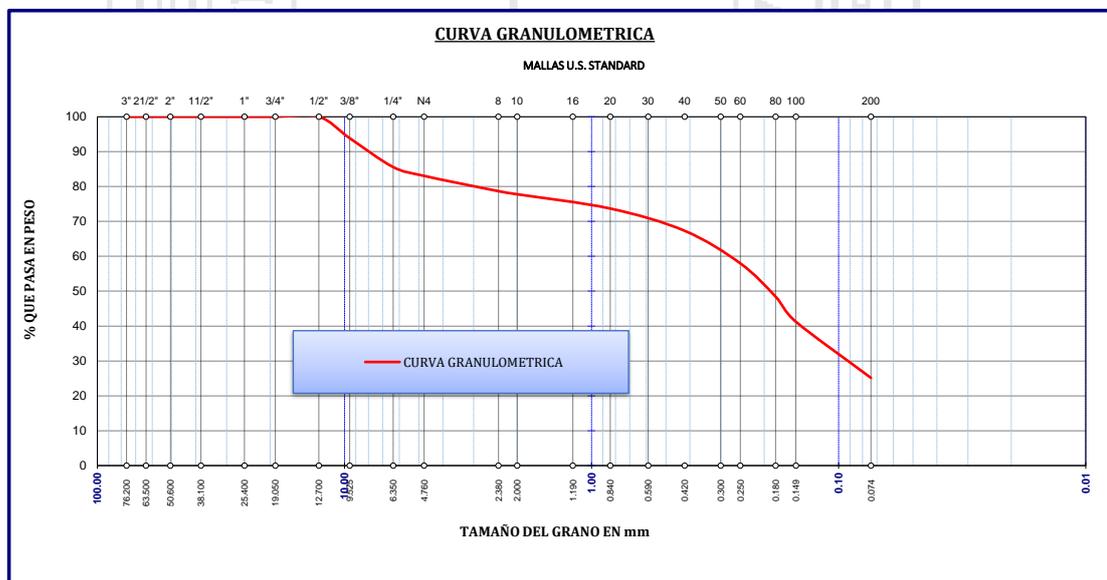
P. I. = 356.98  
P. L. = 276.25  
P. P. = 80.73

L. L. = **47.4%**  
L. P. = **25.9%**  
I. P. = **21.5%**

D10= ---- Cu= ----  
D30= 0.091 Cc= ----  
D60= 0.28

S.U.C.S. : **SC**

ARENA ARCILLOSA





UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA  
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS



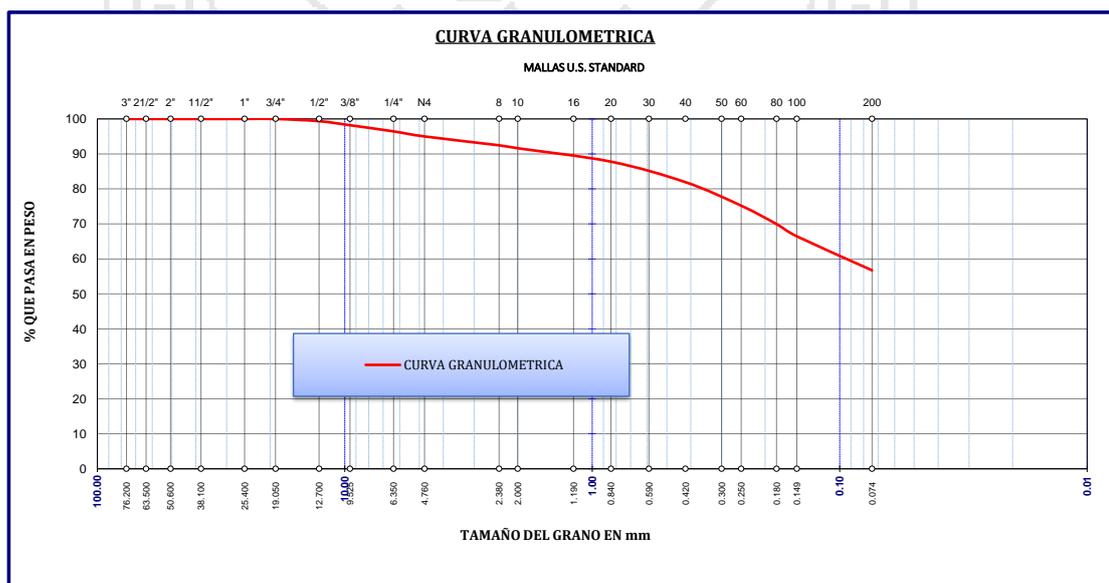
**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)**  
ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION ( D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487 )

PROYECTO: TESIS: "Diseño del Intercambio vial en la intersección de las vías: Panamericana Sur y Av. El Estudiante acceso al C.P. de salcedo, distrito de Puno, provincia de Puno-Puno"

LUGAR : CIUDAD DE PUNO  
FECHA : DICIEMBRE DE 2014

SOLICITADO :  
CALICATA : C-1  
MUESTRA : 2.1 - 2.7m

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	PESO RET. CORREGIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	P. I. = 542.50
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	P. L. = 239.95
2"	50.600	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	P. P. = 302.55
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	
3/4"	19.050	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	L. L. = N.P.
1/2"	12.700	3.49	3.49	0.64	0.64	99.36	L. P. = N.P.
3/8"	9.525	6.27	6.27	1.15	1.80	98.20	I. P. = N.P.
1/4"	6.350	9.60	9.60	1.77	3.56	96.44	
No4	4.760	7.86	7.86	1.45	5.01	94.99	
No8	2.380	13.75	13.75	2.53	7.54	92.46	D10= ---- Cu= ----
No10	2.000	4.58	4.58	0.84	8.38	91.62	D30= ---- Cc= ----
No20	0.840	20.83	20.83	3.83	12.22	87.78	D60= 0.09
No40	0.420	31.85	31.85	5.86	18.08	81.92	
No60	0.250	36.49	36.49	6.72	24.80	75.20	
No80	0.180	28.50	28.50	5.25	30.04	69.96	
No100	0.149	19.06	19.06	3.51	33.55	66.45	S.U.C.S. : M.H.
No200	0.074	52.75	52.75	9.71	43.26	56.74	
BASE		5.68	308.23	56.74	100.00	0.00	
TOTAL		240.71	543.26				LIMO INORGANICO
% PERDIDA		0%	0%				





UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA  
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS



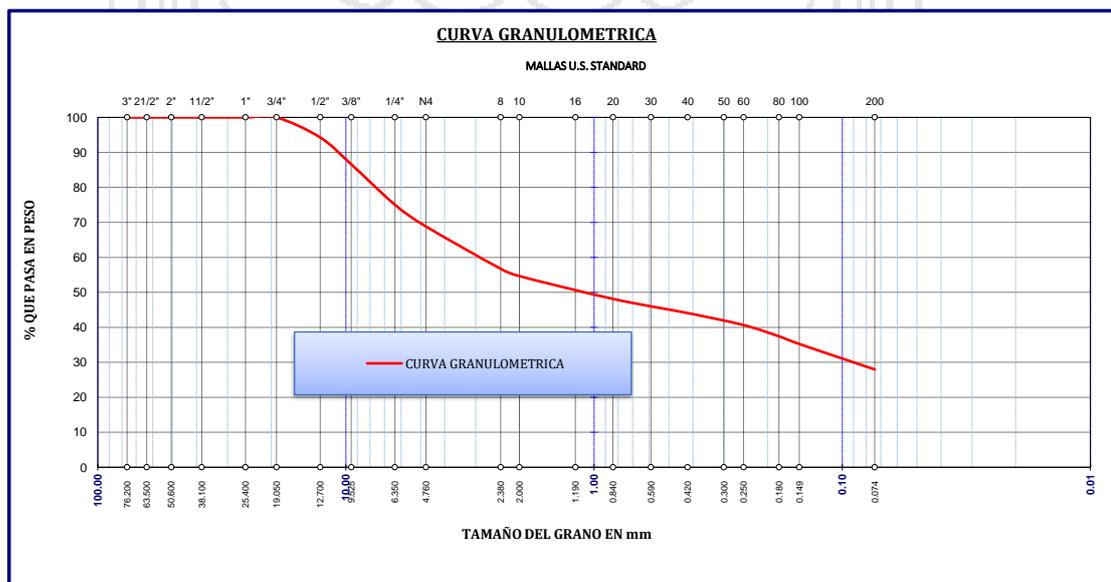
**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)**  
**ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION ( D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487 )**

PROYECTO: **TESIS: "Diseño del Intercambio vial en la intersección de las vías: Panamericana Sur y Av. El Estudiante acceso al C.P. de salcedo, distrito de Puno, provincia de Puno-Puno"**

LUGAR : CIUDAD DE PUNO  
FECHA : DICIEMBRE DE 2014

SOLICITADO :  
CALICATA : C-1  
MUESTRA : 2.7 - 3.3m

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	PESO RET. CORREGIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	P. I. = 320.04
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	P. L. = 231.67
2"	50.600	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	P. P. = 88.37
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	
3/4"	19.050	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	L. L. = N.P.
1/2"	12.700	18.37	18.37	5.73	5.73	94.27	L. P. = N.P.
3/8"	9.525	24.57	24.57	7.66	13.39	86.61	I. P. = N.P.
1/4"	6.350	37.06	37.06	11.56	24.95	75.05	
No4	4.760	19.95	19.95	6.22	31.17	68.83	
No8	2.380	38.76	38.76	12.09	43.26	56.74	D10= ---- Cu= ----
No10	2.000	6.72	6.72	2.10	45.36	54.64	D30= ---- Cc= ----
No20	0.840	20.88	20.88	6.51	51.87	48.13	D60= 2.09
No40	0.420	13.00	13.00	4.05	55.92	44.08	
No60	0.250	10.98	10.98	3.42	59.35	40.65	
No80	0.180	10.30	10.30	3.21	62.56	37.44	
No100	0.149	7.06	7.06	2.20	64.76	35.24	S.U.C.S. : <b>SM</b>
No200	0.074	23.31	23.31	7.27	72.03	27.97	
<b>BASE</b>		1.31	89.68	27.97	100.00	0.00	<b>ARENA LIMOSA</b>
<b>TOTAL</b>		232.27	320.64				
<b>% PERDIDA</b>		0%	0%				





UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA  
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS



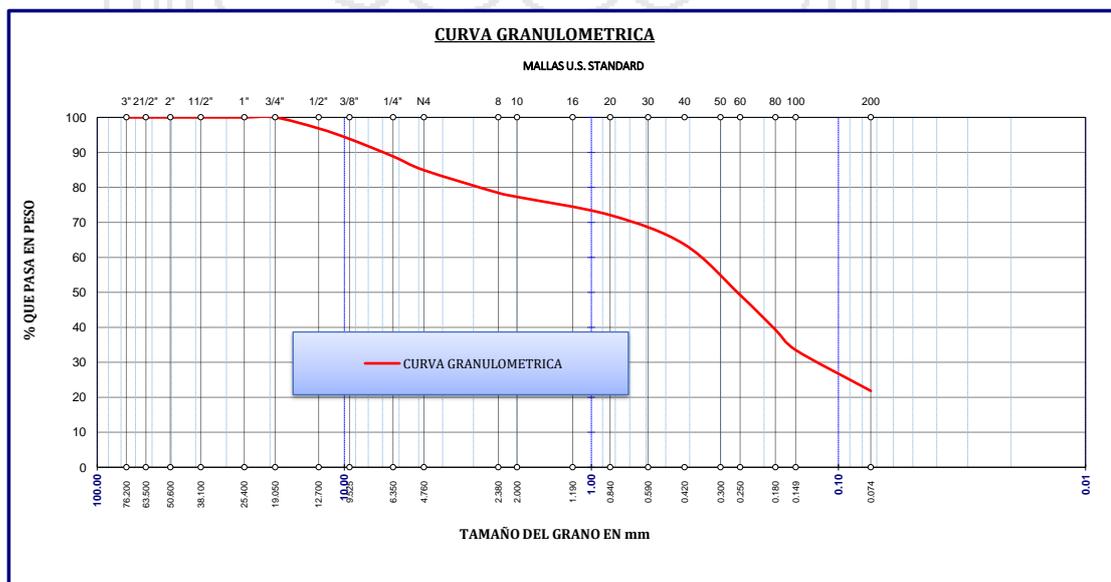
**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)**  
**ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION ( D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487 )**

PROYECTO: TESIS: "Diseño del Intercambio vial en la intersección de las vías: Panamericana Sur y Av. El Estudiante acceso al C.P. de salcedo, distrito de Puno, provincia de Puno-Puno"

LUGAR : CIUDAD DE PUNO  
FECHA : DICIEMBRE DE 2014

SOLICITADO :  
CALICATA : C-1  
MUESTRA : 3.3 - 4.2m

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	PESO RET. CORREGIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	P. I. = 666.67
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	P. L. = 529.83
2"	50.600	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	P. P. = 136.84
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	
3/4"	19.050	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	L. L. = 43.9%
1/2"	12.700	21.02	21.02	3.15	3.15	96.85	L. P. = 23.7%
3/8"	9.525	20.01	20.01	3.00	6.15	93.85	I. P. = 20.1%
1/4"	6.350	33.21	33.21	4.98	11.13	88.87	
No4	4.760	26.42	26.42	3.96	15.09	84.91	
No8	2.380	43.32	43.32	6.49	21.58	78.42	D10= ---- Cu= ----
No10	2.000	7.55	7.55	1.13	22.72	77.28	D30= ---- Cc= ----
No20	0.840	34.68	34.68	5.20	27.92	72.08	D60= 0.23
No40	0.420	56.01	56.01	8.40	36.31	63.69	
No60	0.250	96.35	96.35	14.44	50.76	49.24	
No80	0.180	66.06	66.06	9.90	60.66	39.34	
No100	0.149	38.80	38.80	5.82	66.48	33.52	S.U.C.S. : SC
No200	0.074	77.97	77.97	11.69	78.17	21.83	
BASE		8.80	145.64	21.83	100.00	0.00	
TOTAL		530.20	667.04				ARENA ARCILLOSA
% PERDIDA		0%	0%				





UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA  
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS



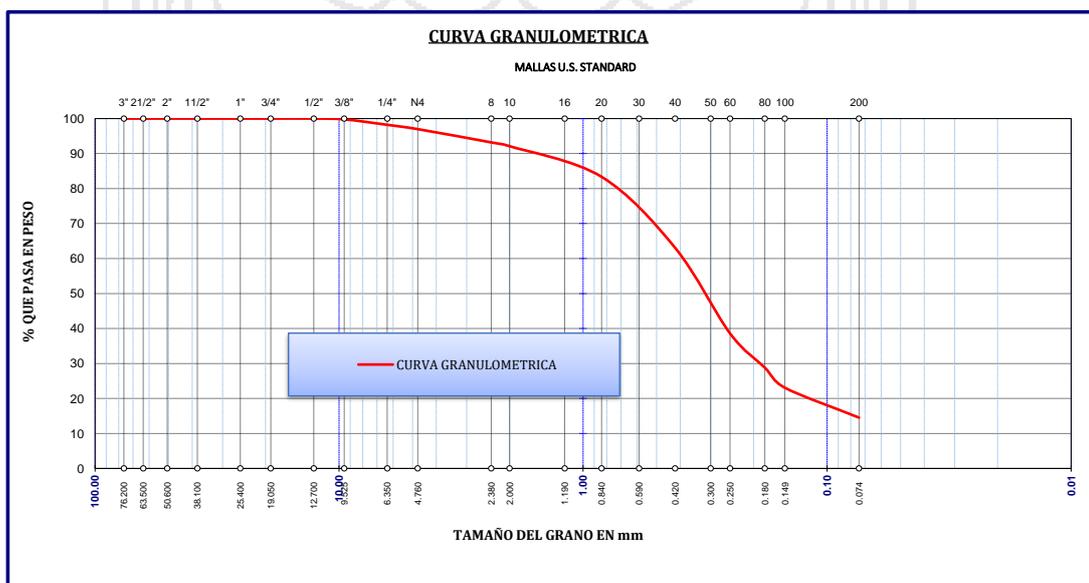
**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)**  
ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION ( D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487 )

PROYECTO: TESIS: "Diseño del Intercambio vial en la intersección de las vías: Panamericana Sur y Av. El Estudiante acceso al C.P. de salcedo, distrito de Puno, provincia de Puno-Puno"

LUGAR : CIUDAD DE PUNO  
FECHA : DICIEMBRE DE 2014

SOLICITADO :  
CALICATA : C-1  
MUESTRA : 4.2-6.4

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	PESO RET. CORREGIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	P. I. = 913.79
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	P. L. = 788.40
2"	50.600	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	P. P. = 125.39
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	
3/4"	19.050	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	L. L. = N.P
1/2"	12.700	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	L. P. = N.P
3/8"	9.525	2.01	2.01	0.22	0.22	99.78	I. P. = N.P
1/4"	6.350	14.27	14.27	1.56	1.78	98.22	
No4	4.760	11.26	11.26	1.23	3.01	96.99	
No8	2.380	34.70	34.70	3.80	6.81	93.19	D10= ---- Cu= ----
No10	2.000	9.92	9.92	1.09	7.89	92.11	D30= 0.152 Cc= ----
No20	0.840	79.98	79.98	8.75	16.64	83.36	D60= 0.24
No40	0.420	185.25	185.25	20.27	36.91	63.09	
No60	0.250	223.79	223.79	24.48	61.40	38.60	
No80	0.180	89.49	89.49	9.79	71.19	28.81	
No100	0.149	52.45	52.45	5.74	76.92	23.08	S.U.C.S. : <b>SM</b>
No200	0.074	78.16	78.16	8.55	85.48	14.52	
BASE		7.37	132.76	14.52	100.00	0.00	
TOTAL		788.65	914.04				ARENA LIMOSA
% PERDIDA		0%	0%				

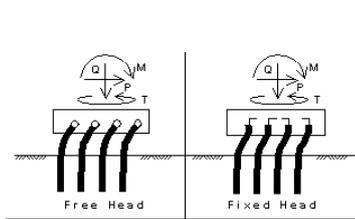




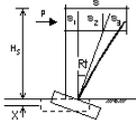
**CAPACIDAD DE  
CARGA DE  
PILOTES**

**ANALISIS VERTICAL**

Figura 1



s=s1+s2+s3  
 s1=Lateral Movement by AllPile  
 s2=Rt \* Hs, Hs-Height of Structure  
 Rt-Rotation by AllPile  
 s3=Deflection of Structure by  
 Structural Engineer  
 x=Vertical Settlement by AllPile



Driving Concrete Pile

**Cargas:**  
 Factor de carga de carga vertical= 1.0  
 Factor de carga de carga lateral= 1.0  
 Cargas soportadas por la cabeza de la pila= 0 %  
 Condicion de corte: estatico

Carga vertical, Q= 9239.1 -kN  
 Carga de corte, P= 0.0 -kN  
 Pendiente St= 0.00 -cm/-cm

**Perfil:**  
 Longitud de pilote, =26.0 -m  
 Altura libre, H= 0.0 -m  
 Angulo de Pendiente, As= 0  
 Angulo del talud, Ab= 0

**Grupo y condición de frontera:**

Cabeza fijo  
 Sx= 187.5 -cm  
 Sy= 217.5 -cm  
 Nx= 5  
 Ny= 3

Datos del suelo:							Datos del pilote:						
Prof. -m	Gamma -kN/m3	Phi	C -kN/m2	K -kN/m3	e50 or Dr %	Nspt	Prof. -m	Ancho -cm	Area -cm2	Per. -cm	E -MP	Weight -kN/m	
0	18.3	27.3	12.9	18.3	1.46	4	0.0	45	1590.4	141.4	201289.0	20683	3.750
1.15	6.7	29.0	0.0	2.8	16.43	4	26.0						
2.2	9.5	28.2	18.6	39.4	1.17	6							
2.8	9.4	36.8	0.0	19.9	56.64	21							
3.7	9.2	36.2	0.0	17.4	52.46	19							
4.6	8.1	32.7	0.0	8.2	33.23	8							
11.4	7.6	26.7	9.0	11.3	1.81	4							
12.9	7.0	29.8	0.0	3.7	19.97	6							
17.4	10.5	0.0	59.9	85.0	0.87	12							
20.7	7.8	31.9	0.0	6.8	29.39	8							

Capacidad de grupo de pilotes:  
 Capacidad ultima total (Abajo)= 31978.730-kN Capacidad ultima total (Arriba)= 18854.115-kN  
 Capacidad admisible total (Abajo)= 10659.577-kN Capacidad admisible total (Arriba)= 6860.967-kN  
 OK(Qpermisible>Q)

Calculo de asentamiento en grupo:  
 A Xadmisible= 2.50-cm Qadmisible= 31899.06-kN  
 A Q= 9239.14-kN asentamiento= 0.20021-cm

Nota: Si el programa no puede encontrar el resultadoo el resultado excede al limite superior. El resultado muestra 9999.



Intercambio Vial Carretera Panamericana Sur y Av. El Estudiante

estribos calc.txt

\*\*\*\*\*

ALLPILE 6  
 RESUMEN DE SALIDAD ANALISIS VERTICAL  
 Copyright by CivilTech Software 2005  
 www.civiltch.com  
 (425) 453-6488 Fax (425) 453-5848

\*\*\*\*\*

Licensed to  
 Date: 23/07/2016 File: C:\Allpile6\Sample\tesiss 222 estribo nuevo estrato.alp

Title 1: Intercambio Vial Carretera Panamericana Sur y Av. El Estudiante  
 Title 2:

CARGAS TOTALES:  
 Carga vertical, Q: 9239.1 -kN  
 Factor de carga para cargas verticales: 1.0  
 Las cargas soportadas por cabeza de Pilote: 0 %

PERFIL DEL PILOTE:  
 Logitud del pilote, L= 26.0 -m  
 Altura libre, H= 0.0 -m  
 Angulo de la pendiente, As= 0  
 Angulo del talud, Ab= 0.00 Factor talud, Kbat= 1.00

GRUPO DE PILOTES:  
 CONFIGURACION DE GRUPOS:  
 CABEZA FIJA  
 Diámetro promedio del pilote = 0.45 -m  
 Sx= 187.5 -cm  
 Sy= 217.5 -cm  
 Nx= 5  
 Ny= 3

1. PILOTE SOLO: ANALISIS VERTICAL (en grupo):  
 Carga vertical = 615.94 -kN Resultados:  
 Capacidad ultima total (Abajo)= 2131.92-kN, Capacidad ultima total (Arriba)= 1256.94-kN  
 Capacidad admisible total (Abajo)= 710.64-kN, Capacidad Admisible total (Arriba)= 457.40-kN  
 En Carga de trabajo = 615.94-kN, Asentamieto= 0.200-cm  
 En Carga de trabajo = 615.94-kN, rigidez de secante Kqx= 3076.50-kN/-cm  
 En asentamieto admisible= 2.500-cm, Capacidad = 2126.60-kN  
 Carga de trabajo, 615.94-kN, cumple con asentamieto admisible = 2.50-cm, capacidad=2126.60-kN  
 Carga de trabajo, 615.94-kN, cumple con capacidad admisible (Abajo)= 710.64-kN

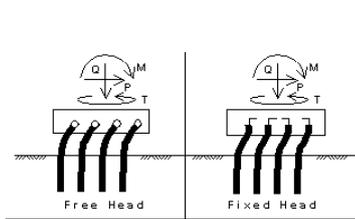
2. GRUPO DE PILOTES: ANALISIS VERTICAL (en grupo):  
 Carga vertical = 9239.14 -kN  
 Resultados:  
 Capacidad ultima total (Abajo)= 31978.73-kN, Capacidad ultima total (Arriba) = 18854.12-kN  
 Capacidad admisible total (Abajo)= 10659.58-kN, Capacidad Admisible total (Arriba) =6860.97-kN  
 En Carga de trabajo = 9239.14-kN, Asentamieto = 0.20021-cm  
 En Carga de trabajo = 9239.14-kN, rigidez de secante Kqx= 46147.54-kN/-cm  
 En asentamieto admisible= 2.500-cm, Capacidad = 31899.06-kN  
 Carga de trabajo, 9239.14-kN, cumple con asentamieto admisible = 2.50-cm, Capacidad=31899.06-kN  
 Carga de trabajo, 9239.14-kN, cumple con capacidad admisible (Abajo)= 10659.58-kN

FACTOR DE SEGURIDAD:			
FS lateral	FS punta	FS superior	FS peso
3	3	3	1.0

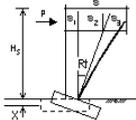
Nota: si el programa no puede encontrar el resultado o el resultado excede el limite superior. el resultado muestra 9999.

**ANALISIS VERTICAL**

Figura 2



s=s1+s2+s3  
 s1=Lateral Movement by AllPile  
 s2=Rt \* Hs, Hs-Height of Structure  
 Rt-Rotation by AllPile  
 s3=Deflection of Structure by  
 Structural Engineer  
 x=Vertical Settlement by AllPile



Driving Concrete Pile

**Cargas:**  
 Factor de carga de carga vertical= 1.0  
 Factor de carga de carga lateral= 1.0  
 Cargas soportadas por la cabeza de la pila= 0 %  
 Condicion de corte: estatico

Carga vertical, Q= 5720.0 -kN  
 Carga de corte, P= 0.0 -kN  
 Pendiente St= 0.00 -cm/-cm

**Perfil:**  
 Longitud de pilote, L= 25.0 -m  
 Altura libre, H= 0.0 -m  
 Angulo de Pendiente, As= 0  
 Angulo del talud, Ab= 0

**Grupo y condición de frontera:**  
 Cabeza fijo  
 Sx= 300 -cm  
 Sy= 225 -cm  
 Nx= 3  
 Ny= 3

Datos del suelo:							Datos del pilote:						
Prof. -m	Gamma -kN/m3	Phi	C -kN/m2	K -MN/m3	e50 or Dr %	Nspt	Prof. m	Ancho cm	Area cm2	Per. cm	E MP	Peso kN/m	
0	18.3	27.3	12.9	18.3	1.46	4	0.0	45	1590.4	141.4	201289.0	20683	3.750
1.15	6.7	29.0	0.0	2.8	16.43	4	25.0						
2.2	9.5	28.2	18.6	39.4	1.17	6							
2.8	9.4	36.8	0.0	19.9	56.64	21							
3.7	9.2	36.2	0.0	17.4	52.46	19							
4.6	8.1	32.7	0.0	8.2	33.23	8							
11.4	7.6	26.7	9.0	11.3	1.81	4							
12.9	7.0	29.8	0.0	3.7	19.97	6							
17.4	10.5	0.0	59.9	85.0	0.87	12							
20.7	7.8	31.9	0.0	6.8	29.39	8							

Capacidad de grupo de pilotes:  
 Capacidad ultima total (Abajo)= 18405.162-kN Capacidad ultima total (Arriba)= 10813.439 -kN  
 Capacidad admisible total (Abajo)= 6135.054-kN Capacidad admisible total (Arriba)= 3936.938-kN  
 OK! Qpermisible> Q

Calculo de asentamiento en grupo:  
 A Xadmisible= 2.50-cm Qadmisible= 18326.69-kN  
 A Q= 5720.00-kN asentamiento= 0.202779 -cm

Nota: Si el programa no puede encontrar el resultadoo el resultado excede al limite superior. El resultado muestra 9999.



Intercambio Vial Carretera Panamericana Sur y Av. El Estudiante

pilares calc.txt

\*\*\*\*\*

ALLPILE 6

RESUMEN DE SALIDAD ANALISIS VERTICAL

Copyright by CivilTech Software 2005

www.civiltech.com

(425) 453-6488 Fax (425) 453-5848

\*\*\*\*\*

Licensed to

Date: 23/07/2016 File: C:\Allpile6\Sample\tesis pilares.alp

Title 1: Intercambio Vial Carretera Panamericana Sur y Av. El Estudiante

Title 2:

CARGAS TOTALES:

Carga vertical, Q: 5720.0 -kN

Factor de carga para cargas verticales: 1.0

Las cargas soportadas por cabeza de Pilote: 0 %

PERFIL DE PILOTE:

Logitud del pilote, L= 25.0 -m

Altura libre, H= 0.0 -m

Angulo de la pendiente, As= 0

Angulo del talud, Ab= 0.00 Factor talud, Kbat= 1.00

GRUPO DE PILOTES:

CONFIGURACION DE GRUPOS:

CABEZA FIJA

Diámetro promedio del pilote = 0.45 -m

Sx= 300 -cm

Sy= 225 -cm

Nx= 3

Ny= 3

1. PILOTE SOLO: ANALISIS VERTICAL (en grupo):

Carga vertical = 635.56 -kN

Resultados:

Capacidad ultima total (Abajo)=2045.02-kN, Capacidad ultima total (Arriba)=1201.49-kN

Capacidad admisible total (Abajo)=681.67-kN, Capacidad Admisible total (Arriba)=437.44-kN

En Carga de trabajo = 635.56-kN, Asentamiento= 0.203-cm

En Carga de trabajo = 635.56-kN, rigidez de secante Kqx= 3134.12-kN/-cm

En asentamiento admisible= 2.500-cm, Capacidad = 2036.3-kN

Carga de trabajo, 635.56-kN, cumple con asentamiento admisible = 2.50-cm, capacidad=2036.30-kN

Carga de trabajo, 635.56-kN, cumple con capacidad admisible (Abajo)= 681.67-kN

2. GRUPO DE PILOTES: ANALISIS VERTICAL (en grupo):

Carga vertical = 5720.00 -kN

Resultados:

Capacidad ultima total (Abajo)= 18405.16-kN, Capacidad ultima total (Arriba) = 10813.44-kN

Capacidad admisible total (Abajo)= 6135.05-kN, Capacidad Admisible total (Arriba) =3936.94-kN

En Carga de trabajo = 5720.00-kN, Asentamiento = 0.20279-cm

En Carga de trabajo = 5720.00-kN rigidez de secante Kqx= 28207.06-kN/-cm

En asentamiento admisible= 2.500-cm, Capacidad = 18326.69-kN

Carga de trabajo, 5720.00-kN, cumple con asentamiento admisible = 2.50-cm, Capacidad=18326.69-kN

Carga de trabajo, 5720.00-kN, cumple con capacidad admisible (Abajo)= 6135.05-kN

FACTOR DE SEGURIDAD:

FS lateral  
3

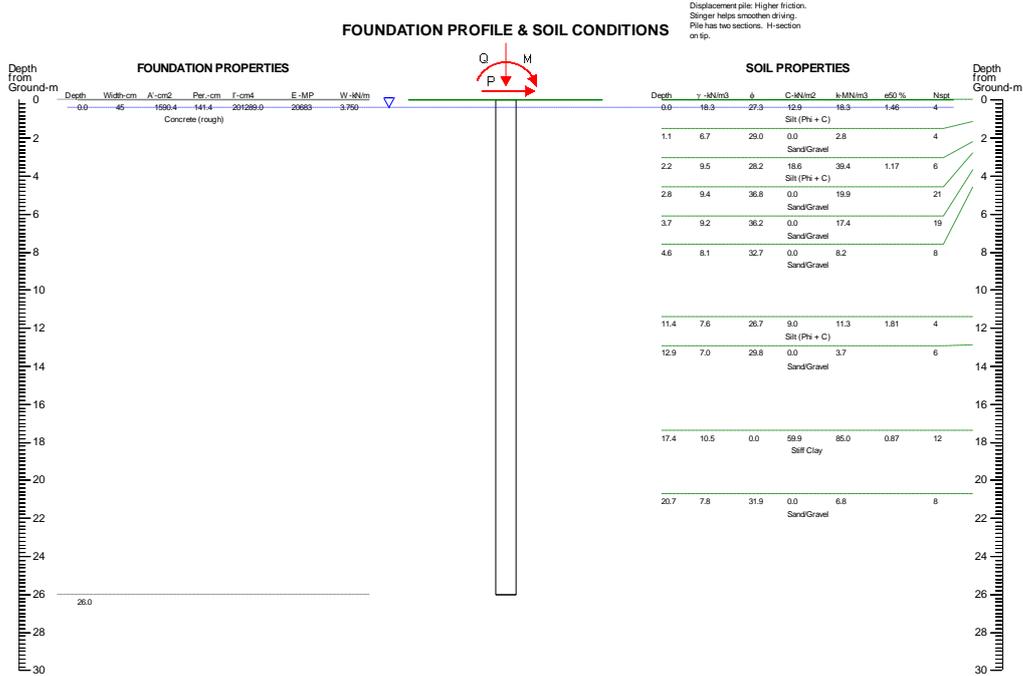
FS punta  
3

FS superior  
3

FS peso  
1.0

Nota: si el programa no puede encontrar el resultado o el resultado excede el limite superior. el resultado muestra 9999.

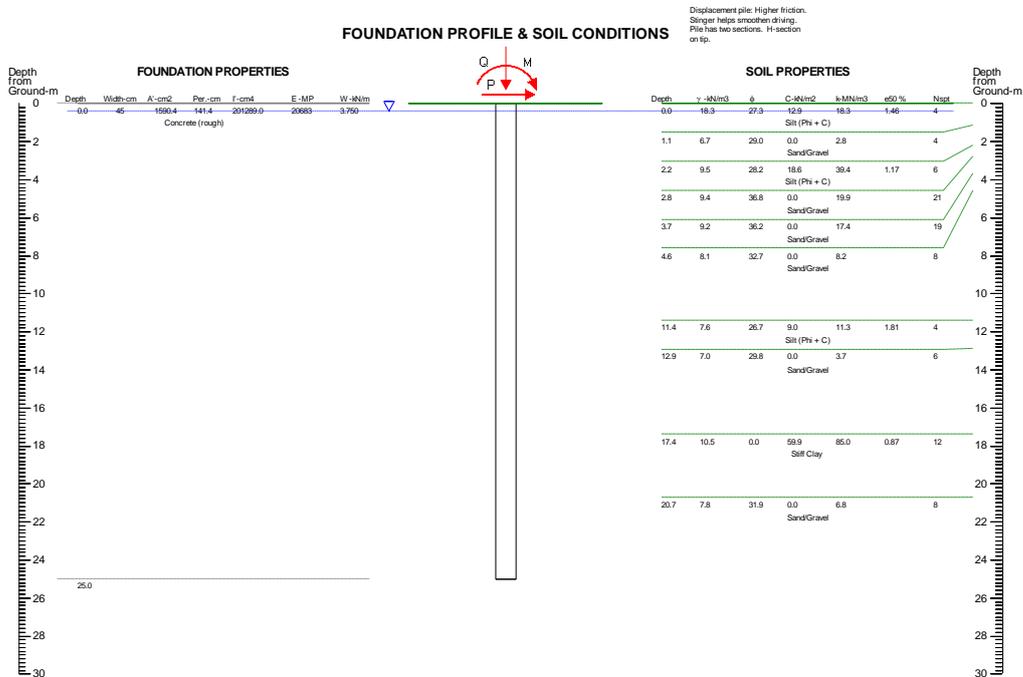
ALL-PILE Version 6 CivilTech Software www.civiltech.com Licensed to



Batter Angle=0 (Pile diameter not to scale) Surface Angle=0  
**Intercambio Vial Carretera Panamericana Sur y Av. El Estudiante**

Figure 1

ALL-PILE Version 6 CivilTech Software www.civiltech.com Licensed to



Batter Angle=0 (Pile diameter not to scale) Surface Angle=0  
**Intercambio Vial Carretera Panamericana Sur y Av. El Estudiante**

Figure 2



# ANEXO 4

## PANEL FOTOGRAFICO

**CONTIENE:**

- ✓ PANEL FOTOGRAFICO.
- ✓ MODELO 3D.



**CONGESTIVO VEHICULAR EN LA ZONA DE ESTUDIO**



**LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO CON ESTACIÓN TOTAL**

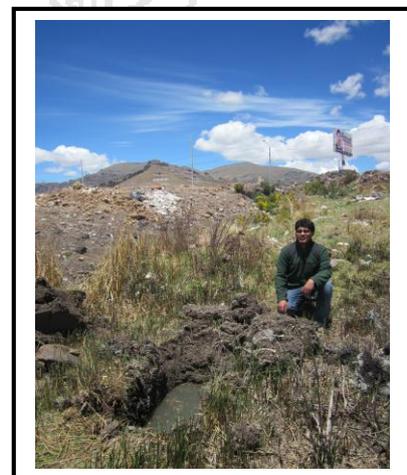


**ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)**



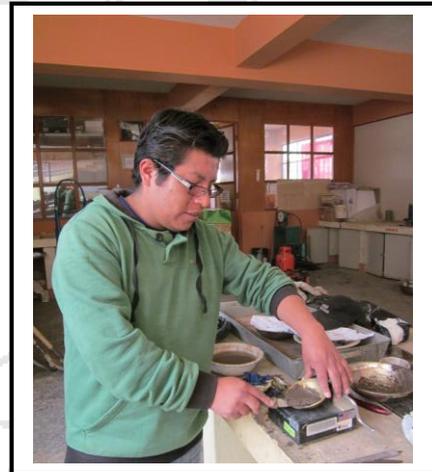
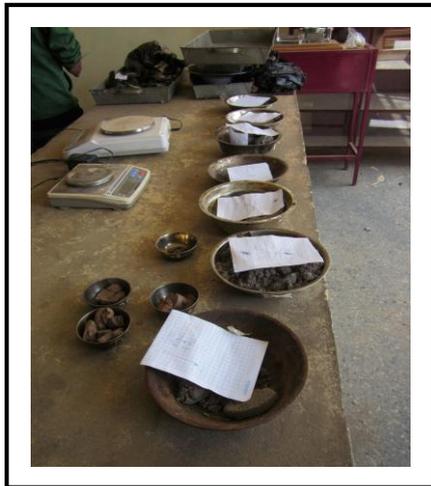


**EXPLORACIÓN DE SUELOS (CALICATAS)**



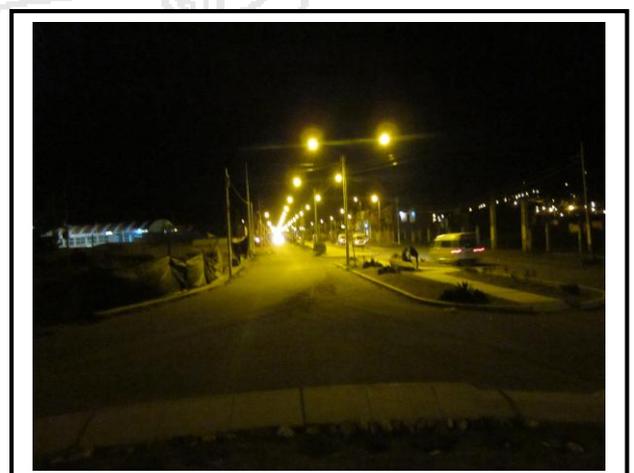
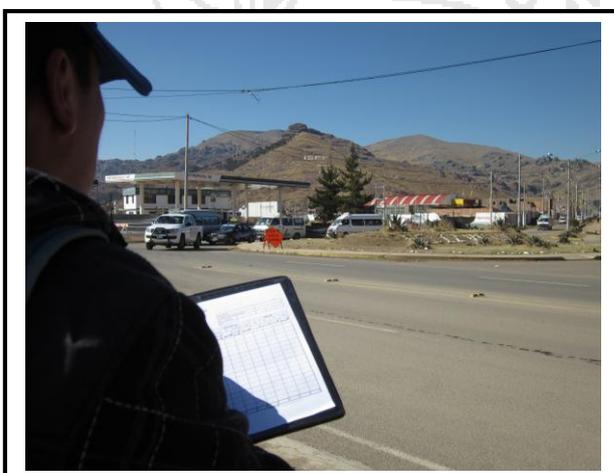
**ENSAYOS DE LABORATORIO**





**AFORO VEHICULAR**







# MODELO EN 3D

MODELO 3D











UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES



## CERTIFICADO

EL QUE SUSCRIBE JEFE DEL LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL.

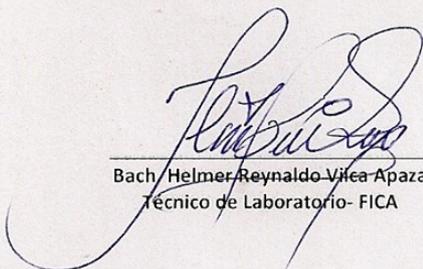
### CERTIFICA:

Que los Señores: EVER MAMANI APAZA con DNI N° 46050374 y OLIVER EDWIN CHURA DELGADO con DNI N° 43006199. Bachilleres en Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura; Han realizado ensayos de laboratorio para la Investigación de su tesis: "DISEÑO DE INTERCAMBIO VIAL A DESNIVEL EN LAS INTERSECCIONES DE LA CARRETERA PANAMERICANA SUR Y LA AVENIDA EL ESTUDIANTE DE LA CIUDAD DE PUNO", del cual doy fe. Dichos ensayos son los siguientes:

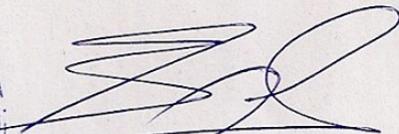
- 01 Ensayo SPT a una profundidad de 7.60 m.
- 03 Ensayos de CBR (California Bearing Ratio)
- 03 Ensayos de Proctor Modificado
- 09 Contenidos de humedad.
- 03 Análisis Granulométrico de los agregados.
- 03 Limite Líquido.
- 03 Limite Plástico.

Se les expide el presente certificado a solicitud de los interesados.

Puno, C.U. 30 de Enero del 2015

  
Bach. Helmer Reynaldo Vitea Apaza  
Técnico de Laboratorio- FICA



  
ING. Samuel Huaguisa C.  
jefe laboratorio

# ANEXO 6

## PLANOS

### CONTIENE:

- ✓ UBICACIÓN GEOGRAFICA DEL PROYECTO.
- ✓ PUNTOS DE EXPLORACIÓN PARA ESTUDIO DE SUELOS.
- ✓ SECCIONES TÍPO – PLANTA.
- ✓ SECCIONES TÍPO.
- ✓ PLATA Y PERFIL LONGITUDINAL VÍA PRINCIPAL.
- ✓ SECCIONES TRANSVERSALES VÍA PRINCIPAL.
- ✓ PLATA Y PERFIL LONGITUDINAL VÍA SECUNDARIA.
- ✓ SECCIONES TRANSVERSALES VÍA SECUNDARIA.
- ✓ PLATA Y PERFIL LONGITUDINAL RAMAL SO.
- ✓ PLATA Y PERFIL LONGITUDINAL RAMAL SE.
- ✓ PLATA Y PERFIL LONGITUDINAL RAMAL NE – LAZO NO.
- ✓ PUENTE: TABLERO ARMADURA Y DETALLES.
- ✓ PUENTE: DETALLES DE TABLERO ESTRIBOS Y PILARES.
- ✓ PUENTE: DETALLES DE ESTRIBOS Y PILARES.
- ✓ PROPUESTA DEL SISTEMA DE ILUMINACIÓN Y GUARDAVÍAS.
- ✓ PROPUESTA DEL SISTEMA DE SEÑALIZACIÓN.

# ANEXO 6

## PLANOS

### CONTIENE:

- ✓ UG-01 : UBICACIÓN GEOGRAFICA DEL PROYECTO.
- ✓ ES-01 : PUNTOS DE EXPLORACIÓN PARA ESTUDIO DE SUELOS.
- ✓ ST-01 : SECCIONES TÍPO – PLANTA.
- ✓ ST-02 : SECCIONES TÍPO.
- ✓ PP-01 : PLATA Y PERFIL LONGITUDINAL VÍA PRINCIPAL.
- ✓ SE-01 : SECCIONES TRANSVERSALES VÍA PRINCIPAL.
- ✓ PP-02 : PLATA Y PERFIL LONGITUDINAL VÍA SECUNDARIA.
- ✓ SE-02 : SECCIONES TRANSVERSALES VÍA SECUNDARIA.
- ✓ PP-03 : PLATA Y PERFIL LONGITUDINAL RAMAL SO.
- ✓ PP-04 : PLATA Y PERFIL LONGITUDINAL RAMAL SE.
- ✓ PP-05 : PLATA Y PERFIL LONGITUDINAL RAMAL NE – LAZO NO.
- ✓ E-01 : PUENTE: TABLERO ARMADURA Y DETALLES.
- ✓ E-02 : PUENTE: DETALLES DE TABLERO ESTRIBOS Y PILARES.
- ✓ E-03 : PUENTE: DETALLES DE ESTRIBOS Y PILARES.
- ✓ IE-01 : PROPUESTA DEL SISTEMA DE ILUMINACIÓN Y GUARDAVÍAS.
- ✓ SÑ-01: PROPUESTA DEL SISTEMA DE SEÑALIZACIÓN.