

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS
DE ARTE DE LA CARRETERA LA JALCA – NUEVA
ESPERANZA KM 41.00 AL KM 53.00, DISTRITO LA
JALCA, PROVINCIA DE CHACHAPOYAS”**

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Área de Investigación: Hidráulica

AUTORES: Br. BRAYAN CAMPOS MUÑOZ
Br. ROBERTH ALFREDO INGA YOPAN
ASESOR: Ms. RICARDO NARVAEZ ARANDA

Nº de Registro: _____

TRUJILLO, DICIEMBRE DEL 2016

Tesis: “DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41.00 AL KM 53.00, DISTRITO LA JALCA, PROVINCIA DE CHACHAPOYAS”

Por: Br. BRAYAN CAMPOS MUÑOZ
Br. ROBERTH ALFREDO INGA YOPAN

JURADO EVALUADOR

Presidente:

Ing. BUSTOS MANUEL GARCIA NARANJOS
CIP: 21807

Secretario:

Ing. JOSE SEBASTIAN HUERTAS POLO
CIP: 34570

Vocal:

Ing. JUAN PABLO GARCIA RIVERA
CIP: 68614

Asesor:

Ms. RICARDO NARVAEZ ARANDA
CIP: 58776

PRESENTACION

Señores Miembros del Jurado:

Dando cumplimiento al Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Privada “Antenor Orrego”, para el título Profesional de Ingeniero Civil, es grato poner a vuestra consideración, la presente tesis titulada: “DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41.00 AL KM 53.00, DISTRITO LA JALCA, PROVINCIA DE CHACHAPOYAS”

Atentamente,

Trujillo, diciembre del 2016

Br. Brayan Campos Muñoz

Br. Roberth Alfredo Inga Yopan

DEDICATORIA

De Brayan:

El presente trabajo de investigación lo dedico de forma especial a mis papitos Antonio y Rosa por el amor y la formación en valores que me han brindado desde pequeño, por ser los pilares de mi vida y por todo el cariño que les profeso.

A mis padres Zuly y Dante por darme la vida, a mis hermanitos ya que son ellos el motivo por el cual busco ser mejor cada día. Esperando ser su ejemplo y soporte en el transcurso de sus vidas.

A la prestigiosa Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil la cual representa el cimiento de mi vida profesional.

A mis amigos, los que me acompañaron y apoyaron durante mi vida universitaria, actuales Ingenieros y futuros colegas.

DEDICATORIA

De Roberth:

Dedico esta tesis con mucho cariño a mis padres por darme la vida y estar día a día preocupados para poder salir a delante. Gracias por darme la oportunidad de poder realizar mi sueño de estudiar una carrera profesional, por apoyarme en todo momento y brindarme su amor, es pues la suma de todo esto mi empuje y razón por la cual pude concluir con esta tesis y seguir cumpliendo más sueños.

A mi hermano quien es un ejemplo, que me apoyado hasta ahora.

A todos mis familiares abuelos, tíos, en especial a mis primos en quienes sé que puedo confiar en mi vida.

A todos mis amigos del colegio, universidad, de quienes eh aprendido muchas cosas durante este tiempo de estudios.

AGRADECIMIENTO

A mi familia por su constante apoyo moral, a mi compañero de tesis Roberth Inga, amigo con el cual ahora veo terminado ese trabajo en equipo.

A mi asesor Ing. Ricardo Narváez por su generosidad al brindarme la oportunidad de recurrir a su conocimiento y experiencia, para la revisión y corrección de esta tesis.

BRAYAN

Agradezco a dios por permitirme a ver concluido mi carrera profesional, a mis padres por haberme tenido paciencia en este proceso, a mi primo Jorge Luis Mesia Yopan por brindarme conocimiento y apoyo técnico, a mi compañero de tesis Brayan Campos con quien durante el tiempo de formación hemos compartido y aprendido el uno del otro.

ROBERTH

RESUMEN

“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41.00 AL KM 53.00, DISTRITO LA JALCA, PROVINCIA DE CHACHAPOYAS”

Por: Br. BRAYAN CAMPOS MUÑOZ

Br. ROBERTH ALFREDO INGA YOPAN

En el desarrollo de la presente tesis se ha desarrollado el planteamiento y diseño hidráulico y estructural de las obras de arte en la zona de estudio del distrito de La Jalca que comprende la carretera La Jalca – Nueva Esperanza del km 41.00 al km 53.00, que pertenece a la provincia de Chachapoyas, departamento de Amazonas.

Para el desarrollo se ha realizado estudios básicos de ingeniería como topografía e hidrología; determinándose que la topografía de la zona de estudio es accidentada – ondulada con vegetación característica de la ceja de selva. El cual se ubicada una altitud 2159.36 msnm, se aplicado el procedimiento para determinar los caudales máximos para el diseño de las obras de arte considerando el área de recolección de agua a través de pequeñas cuencas hidrográficas.

Siendo los caudales de diseño de los puentes: Tinas 115.52 m³/seg, Quiramachay 94.25 m³/seg

Aplicando los criterios de la USBR para el diseño de obras de arte y las normas técnicas del ministerio de trasportes y comunicaciones, se ha realizado el diseño de las siguientes obras de artes civiles: considerando una alcantarillas 8.40 m de longitud, con caudal de diseño hasta 4.042 m³/s de tipotuberia TMC; cunetas de 1 m de luz, con profundidad de 0.40 m, para el diseño del puente de Quirimanchay de luz de 16 m, teniendo en como elementos viga principal de 0.60 x 1.50 m, viga diafragma de 0.25 x

1.25 m, losa de 0.20 m de espesor, ancho de vía de 3.60 m, teniendo veredas de 0.65 m de ancho; para el puente de Tinas de luz de 22 m teniendo en como elementos viga principal de 0.40 x 1.25 m, viga diafragma de 0.25 x 1.05 m, losa de 0.20 m de espesor, ancho de vía de 4.5 m, teniendo veredas de 0.65 m de ancho. Siendo estas las dimensiones adecuadas para cada las obras de arte que comprende el tramo km 41.00 al km 53.00 de la carretera La Jalca – Nueva Esperanza.

ABSTRAT

“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+000 AL KM 53+000, DISTRITO LA JALCA, PROVINCIA DE CHACHAPOYAS”

Por: Br. BRAYAN CAMPOS MUÑOZ
Br. ROBERTH ALFREDO INGA YOPAN

In the development of this thesis it has developed the approach and hydraulic design and structural artworks in the study area in the District of “La Jalca”, that comprising “La Jalca” road - “Nueva Esperanza” from 41 + 000 Km to 53+ 000 Km, belonging to the province of Chachapoyas, Amazonas Department.

Development has been performed basic engineering studies such as topography and hydrology; determined that the topography of the studied area is hilly - undulating with vegetation typical of the edge of the jungle. Which is located at an altitude of 2159.36 meters above sea level, the procedure to determine the maximum flow for the design of the artworks has been applied, considering the collection area of water through small watersheds flows.

Being the design flows of the bridges: Tinas 115.52 m³/seg, Quiramachay 94.25 m³/seg

Applying the standards of the USBR for the artworks desing and technical standards of the Ministry of Transportation and Communications, it has made the design of the following civil artworks: considering a culvert of 8.40 m in length, with design flow 4.042 m³ / s drawer-type; culverts of 1.00 m of light, depth of 0.40 m, for bridge design “Quirimanchay” of light 16 m, taking as elements main beam of 0.60 x 1.50 m, beam diaphragm of 0.25 x 1.25 m, slab of 0.20 m thickness, width of track of 3.60 m; having sidewalks of 0.65 m wide; Tubs for light bridge 22 m taking as elements in main beam of 0.40 x 1.25 m, beam aperture of 0.25 x 1.05 m, 0.20 m slab thickness, width 4.50 m track, having sidewalks of 0.65 m wide. These dimensions are

suitable for each artworks that comprising the section 41+000 Km to 53 + 000 Km of “La Jalca” road – “Nueva Esperanza”.

INDICE DE CONTENIDO

JURADO EVALUADOR	
PRESENTACIÓN	
DEDICATORIA	
AGRADECIMIENTO	
CAPÍTULO I: INTRODUCCION	1
1.1 INFORMACION BASICA PARA EL PROYECTO	2
1.2 REALIDAD PROBLEMÁTICA	4
1.3 ENUNCIADO DEL PROBLEMA	5
1.4 ALCANCE	5
1.5 ANTECEDENTES	5
1.6 OBJETIVOS	9
1.7 JUSTIFICACION DE LA INVESTIGACION	9
1.8 APORTES	10
CAPITULO II: MARCO TEORICO	12
2.1 OBRAS DE ARTE Y DRENAJE	13
2.1.1 DRENAJE VIAL A NIVEL DE SUPERFICIAL	13
2.1.1.1 DRENAJE LONGITUDINAL	13
A. CUNETAS	14
2.1.1.2 DRENAJE TRANSVERSAL	22
A. ALCANTARILLAS	22
B. PUENTES	24

2.2 METODOS	29
2.2.1 METODO RACIONAL	29
2.2.2 METODO RACIONAL MODIFICADO	30
2.2.3 HIDROGRAMA UNITARIO	32
2.2.4 CURVAS IDF	36
2.2.5 SOCAVACION	47
2.3 DISEÑO ESTRUCTURAL	52
2.3.1 PUENTES	52
CAPITULO III: MATERIAL Y METODOS	66
3.1 POBLACION Y MUESTRA	67
3.2 METODOLOGIA	67
3.3 TECNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCION DE DATOS	67
3.4 TECNICAS DE PROCESAMIENTOS DE ANALISIS DE DATOS	67
3.5 ESTUDIOS BASICOS DE INGENIERIA	68
3.5.1 HIDROLOGIA	68
3.5.2 HERRAMIENTAS SOFTWARE	80
3.5.2.1 ARC GIS	80
3.5.2.1 HEC RAS	85

CAPITULO IV: RESULTADOS	92
4.1 CALCULO DE LAS CURVAS IDF	93
4.2 DISEÑO DE CUNETAS	106
4.3 DISEÑO DE ALCANTARILLAS	118
4.31 ALCANTARILLA DE PASO	118
4.3.1.1 DETERMINACION DE CAUDALES	118
4.3.2 DISEÑO HIDRAULICO ALCANTARILLA DE PASO Y ALIVIO	121
4.3.3 DISEÑO ESTRUCTURAL	124
4.4 DISEÑO DE PUENTES	131
4.4.1 DISEÑO HIDRAULICO	131
4.4.2 SOCAVACION DE LOS PUENTES	150
4.4.3 DISEÑO ESTRUCTURAL	157
4.4.3.1 PUENTE TINAS	157
4.4.3.2 PUENTE QUIRAMACHAY	206
CAPITULO V: DISCUSION DE RESULTADOS	254
5.1 DISEÑO DE CUNETAS	255
5.2 DISEÑO DE ALCANTARILLAS	258
5.2.1 DISEÑO ESTRUCTURAL	259
5.3 DISEÑO DE PUENTES	260
5.3.1 RESULTADOS DE PROGRAMAS	260
5.3.1.1 PUENTE TINAS	260

- ARC GIS	260
- HEC RAS	261
5.3.1.2 PUENTE QUIRAMACHAY	264
- ARC GIS	264
- HEC RAS	265
5.3.2 RESULTADOS HIDRAULICOS	268
5.3.2.1 PUENTE TINAS	268
5.3.2.2 PUENTE QUIRAMACHAY	268
5.3.3 RESULTADOS DE SOCAVACION	269
5.3.3.3.1 PUENTE TINAS	269
5.3.3.3.2 PUENTE QUIRAMACHAY	270
5.3.4 DISEÑO ESTRUCTURAL	271
5.3.4.1 PUENTE TINAS	271
5.3.4.2 PUENTE QUIRAMACHAY	278
CAPITULO VI: CONCLUSIONES	284
CAPITULO VII: RECOMENDACIONES	287
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	288
ANEXOS	
PANEL FOTOGRAFICO	290
HOJAS DE CÁLCULO	
PLANOS	

INDICE DE IMAGEN

CAPITULO I: INTRODUCCION

Img. N° 01: Ubicación del proyecto: Departamento de Amazonas en el Perú 2

Img. N° 02: Ubicación de la Distrito La Jalca dentro del departamento de Amazonas 3

CAPITULO II: MARCO TEORICO

Img. N° 03: Sección Típica de Cuneta triangular 15

Img. N° 04: Tipos de sección de alcantarillas 24

CAPITULO III: MATERIAL Y METODOS

Img. N° 05: *Curvas I-D-F* 45

Img. N° 06: Socavación General 49

ANEXOS: PANEL FOTOGRAFICO

Img. N° 07: Ingreso de Chachapoyas tesista Brayan Campos Muñoz 291

Img. N° 08: *Ingreso de Chachapoyas tesista Roberth A. Inga Yopan* 291

Img. N° 09: *Ruta de Rodríguez de Mendoza a Nueva Esperanza* 292

Img. N° 10: *Llegada al primer centro poblado del tramo Mendoza – Nueva Esperanza* 292

Img. N° 11: *Centro poblado Totorá* 293

Img. N° 12: *Arribo a Nueva Esperanza* 293

Img. N° 13: <i>Plaza de Nueva esperanza</i>	294
Img. N° 14: <i>Llegada a El Triunfo</i>	294
Img. N° 15: <i>Localidad Las Palmeras</i>	295
Img. N° 16: <i>Localidad Nueva Unión</i>	295
Img. N° 17: <i>Caminata a la ubicación de nuestras obras de arte</i>	296
Img. N° 18: <i>Cauce del rio Quiramanchay</i>	297
Img. N° 19: <i>Camino al segundo puente</i>	298
Img. N° 20: <i>Cauce del rio Tinas</i>	299
Img. N° 21 y 22: <i>Zona de ubicación de Baden</i>	328

INDICE DE FOTOS

CAPITULO III: MATERIAL Y METODOS

Fot. 1: Shapeliflife Rasterfill	80
Fot. 2: Creamos un shapeliflife de Dirección de flujo	81
Fot. 3: Shapeliflife de Dirección de Flujo	81
Fot. 4: Creamos un shapeliflife de Acumulación	82
Fot. 5: Shapeliflife de Acumulación de flujo	82
Fot. 6: Importamos la sección de estudios	83
Fot. 7: Creamos un shapeliflife de la cuenca en la zona	83
Fot. 8: Shapeliflife de Cuenca del rio Tinas	84
Fot. 9: Creamos un shapeliflife Área de la cuenca	84
Fot. 10: Calculo de longitud de los Rios	85
Fot. 11: Creamos nuevo proyecto en Hec ras	85
Fot. 12: creamos cauce de rio y damos el sentido para aguas arriba y aguas abajo	86
Fot. 13: Cauce creado	86
Fot. 14: Ingresamos secciones	87
Fot. 15: Primera sección	87
Fot. 16: Segunda sección	88
Fot. 17: Tercera sección	88
Fot. 18: Cuarta sección	89
Fot. 19: Quinta sección	89
Fot. 20: Sexta sección	90
Fot. 21: cauce del rio y secciones	90

Fot. 22: ingresamos el Caudal	91
Fot. 23: Corremos el programa	91

INDICE DE CUADROS

CAPITULO II: MARCO TEORICO

Cuadro N° 01 Inclinaciones Máximas de Talud	15
Cuadro N° 02 Valores de K más Usados	16
Cuadro N° 03 Velocidades limites admisibles	17
Cuadro N° 04 Dimensiones Mínimas	20
Cuadro N° 05 Velocidades máximas admisibles (m/s) en conductos abiertos	23
Cuadro N° 06 Velocidad Coeficientes de escorrentía método racional	29
Cuadro N° 07 Velocidad Estación Meteorológica ubicada en el área de estudio	37
Cuadro N° 08 Registros de precipitaciones Max. en 24 horas	37
Cuadro N° 09 Precipitaciones Max. en 24 horas anuales (mm.)	40
Cuadro N° 10 Precipitaciones Histograma De Precipitaciones Max 24 Horas.	41
Cuadro N° 11 Precipitaciones Max en 24 horas anuales (mm.)	46
Cuadro N° 12 Precipitaciones Coeficientes de Contracción, μ	50
Cuadro N° 13 Coeficientes β	50
Cuadro N° 14 Coeficientes X	51

CAPITULO III: MATERIAL Y METODOS

Cuadro N° 15 Pendientes Estaciones Pluviométricas – Cuenca del río Utcubamba	68
Cuadro N° 16 Parámetros Geométricos Estaciones Pluviométricas – Cuenca del río Utcubamba	69
Cuadro N° 17 Estaciones pluviométricas con registro de precipitación máxima en 24 horas	70

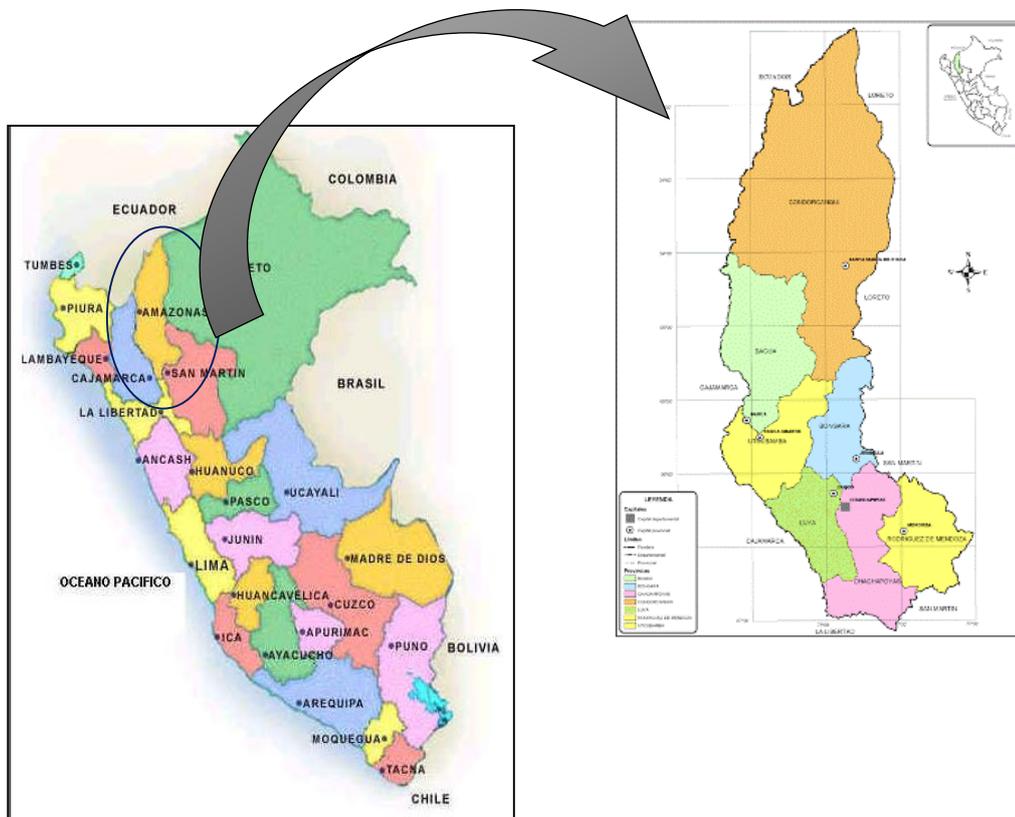
Cuadro N° 18 Datos históricos de las Estaciones pluviométricas con registro de precipitación máxima en 24 horas	71
Cuadro N° 19 Resultados de precipitaciones máximas en 24 horas según las distribuciones	73
Cuadro N° 20 Resultados de precipitaciones máximas en 24 horas según la distribución de mejor ajuste	73
Cuadro N° 21 Coeficientes de duración lluvias entre 45 horas y 1 hora	75
Cuadro N° 22 Valores para la determinación del coeficiente de Escorrentía	76
Cuadro N° 23 Coeficiente de Escorrentía	76
Cuadro N° 24 Coeficiente de Escorrentía	77
Cuadro N° 25 Valores de coeficiente de MANNING	78
Cuadro N° 26 Riesgo de excedencia (%) durante la vida útil para diversos periodos de retorno	79
Cuadro N° 27 Periodos de retorno para diseño de obras de drenaje en caminos de bajo volumen de transito	79

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. INFORMACIÓN BÁSICA PARA EL PROYECTO.

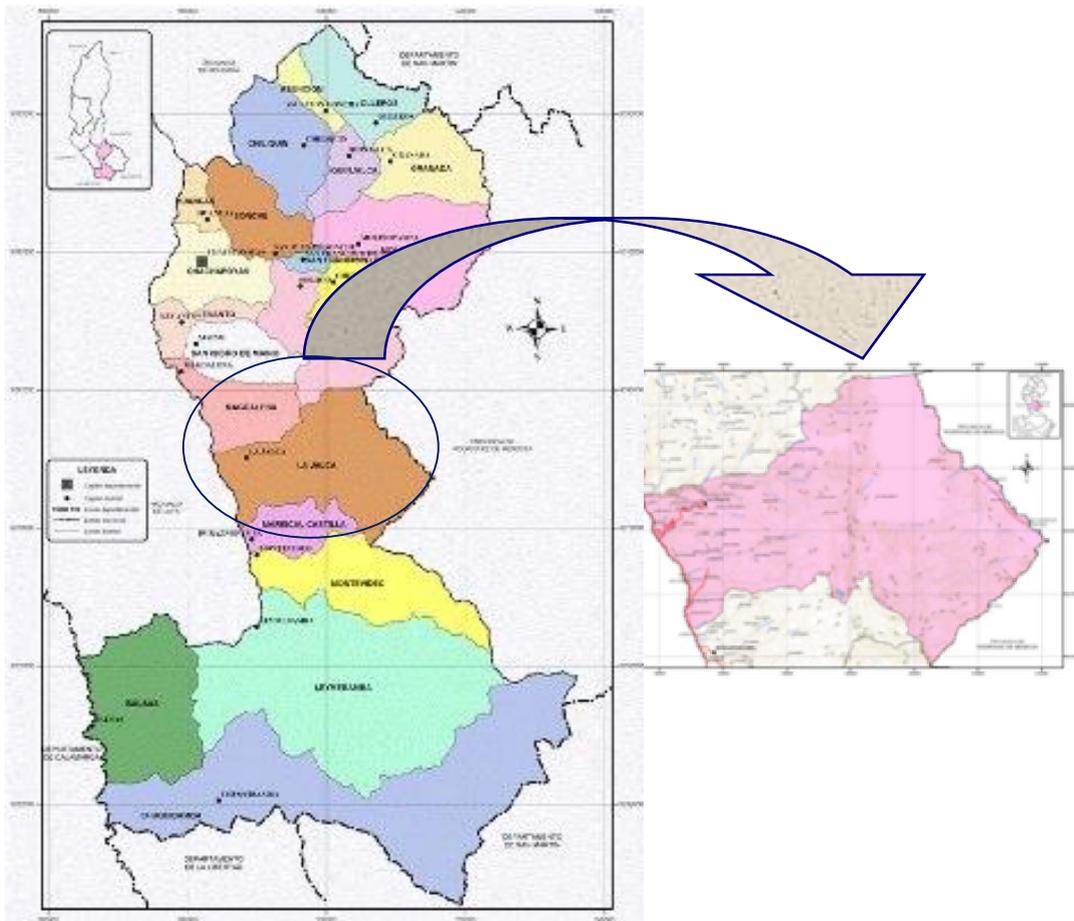
1.1.1 Ubicación geográfica.

Distrital	: La Jalca
Provincias	: Chachapoyas
Departamento	: Amazonas
Localidad	: La Jalca – Nueva Esperanza



Img. N° 01: Ubicación del proyecto: Departamento de Amazonas en el Perú

“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS”



Img. N° 02: Ubicación de la Distrito La Jalca dentro del Departamento de Amazonas.

1.2. REALIDAD PROBLEMÁTICA

En la Región de Amazonas, aún existe la falta proyectos de infraestructura vial que permiten el intercambio comercial mediante transporte de producción, facilita a la Región alcanzar de una manera más rápida y eficiente su desarrollo productivo.

Desde La Jalca, sólo tiene acceso peatonal y dependiendo de la temporada (lluvia o verano), la carga que llevas, la delegación que te acompaña y otros factores, se puede llegar hasta en 12 horas de caminata.

El acceso más viable para esta zona, es la carretera que avanza desde Chachapoyas hasta la provincia de Rodríguez de Mendoza, luego se ingresa por el distrito de Limabamba. Desde aquí se sigue la margen izquierda del río Shocol y luego de recorrer 16 km., llegas al pueblo de NUEVA LUZ, siendo éste es su corredor económico principal. Fuente: Municipalidad provincial de Chachapoyas.

En la zona de estudio se han encontrado cauces flujos permanentes, pero en poca cantidad; sin embargo, se tienen indicios que en épocas de lluvias con periodo de retorno considerables. Por lo tanto, las obras de Cruce (alcantarilla o Badén), como las Obras de Alivio de Cunetas (alcantarillas o Badenes), su elección dependerá de las características del flujo, de la topografía y de la economía en el dimensionamiento de las Obras de Arte

Resulta conveniente contar con una herramienta adaptada a las condiciones hidrológicas de la región es por eso que el presente estudio propone un escenario que permita determinar el adecuado diseño de las obras de arte que formaran parte de la carretera que conectara la Jalca y Nueva Esperanza dada su importancia estratégica en el desarrollo futuro de Amazonas.

1.3. ENUNCIADO DEL PROBLEMA

¿Cuáles son las dimensiones adecuadas de las obras de arte de la carretera La Jalca – Nueva Esperanza Km 41.00 al Km 53.00, considerado en un adecuado diseño hidráulico y estructural?

1.4. ALCANCE

El alcance de la investigación es local, beneficiando a las comunidades cercanas al tramo de la carretera la Jalca - Nueva Esperanza para así realizar el diseño adecuado de las obras de artes que se piensa emplear en el área de estudio.

El proyecto de investigación abarcara el **DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41.00 AL KM 53.00, DISTRITO LA JALCA, PROVINCIA DE CHACHAPOYAS**. Se profundizará el diseño con la ayuda de Softwares como HCanales, Hec-Ras, AutoCAD Y AutoCAD Civil 3D.

1.5. ANTECEDENTES

1.5.1 Título: *“DISEÑO DE LA VIA Y MEJORAMIENTO HIDRAULICO DE LAS OBRAS DE ARTE EN LA CARRETERA JORGE CHAVEZ, INICIO EN EL KM 7.5, DISTRITO DE TAMBOPATA, REGION MADRE DE DIOS”*

Autores: Br. Saldaña Yañez Paulo Bruno.

Br. Mera Monsalve Segundo Enrique.

País: Perú.

Fuente: Tesis 2014, Universidad Privada Antenor Orrego, Trujillo.

RESUMEN:

La presente tesis tiene como finalidad realizar el diseño de la vía y mejoramiento hidráulico de obras de arte, para poder mejorar el nivel de transpirabilidad para lograr un adecuado acceso a los mercados locales y regionales, de esta manera el flujo adecuado de los productos agropecuarios de las zonas a intervenir en el desarrollo del presente estudio, ya que en la actualidad la zona presenta un déficit y ausencia de construcción de obras de arte en la zona, además de lograr la integración inter distrital, provincial y el posterior acceso a los servicios básicos, que es fundamental para el desarrollo socio-económico y cultural de estas localidades.

1.5.2 Título: *ACTIVIDADES DE MANTENIMIENTO RUTINARIO Y PERIÓDICO EN UNA CARRETERA DEL PERÚ*

Autores: Br. Ferreyra Pereyra Julio Cesar.

País: Perú.

Fuente: Tesis no publicada 2012, Universidad de Piura.

RESUMEN:

El objetivo es describir las diferentes actividades de mantenimiento que se realizan en una carretera.

El método de elaboración del presente trabajo es descriptivo, a través de fotografías que muestran las actividades de mantenimiento, materiales utilizados y maquinarias que se requieren en las diferentes actividades de mantenimiento de una carretera.

Así mismo considero que es importante realizar estas actividades, pues resguardan y mantienen el patrimonio vial del país que es de todos los peruanos.

1.5.3 Título: *DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA CABECERA MUNICIPAL Y CARRETERA HACIA LA ALDEA CHIJOU, MUNICIPIO DE SANTA CRUZ VERAPAZ, ALTA VERAPAZ*

Autor: Br. Boj Coti Rubén Víctor

País: Guatemala.

Fuente: Tesis no publicada 2011, Universidad de San Marcos.

RESUMEN:

Diseñar el sistema de alcantarillado sanitario para la cabecera municipal de Santa Cruz Verapaz y la carretera hacia la aldea Chijou, donde existen innumerables necesidades, en la cabecera municipal se necesita el diseño del sistema de alcantarillado sanitario, en la aldea Chijou, la de mayor importancia.

El servicio de apertura de carretera la necesidad prioritaria es el diseño de alcantarillado sanitario, pues el existente es obsoleto y existe desorden a lo largo de las calles de la cabecera municipal.

1.5.4 Título: *DRENAJE Y SUBDRENAJE EN CARRETERAS*

Autores: Br. Marín Hernández Elizabeth

Br. Pérez Callejas Ivette Mareli

País: México

Fuente: Instituto Politécnico Nacional, 2014.

RESUMEN:

La presente tesis tiene como finalidad el diseño y construcción drenaje con realización de estudios del

clima, suelo, hidrología y geología, ecológicos, a fin de prevenir o mitigar el impacto negativo al ambiente con la reducción al mínimo de los cambios al patrón de drenaje natural y disminución de la acción erosiva producida por el cambio de cauce de su transporte y su relación con los ecosistemas presentes.

1.5.5 Título: *PROCESO CONSTRUCTIVO PARA LA REHABILITACIÓN DEL PUENTE “LA ISLA”, UBICADO EN EL KM. 149 + 100 DE LA CARRETERA VILLAHERMOSA-REFORMA, EN EL ESTADO DE TABASCO*

Autor: Br. Peralta Rodríguez Ramón Amador

País: México

Fuente: Universidad de las Américas Puebla, 2007.

RESUMEN:

La presente tesis tiene como finalidad proveer a la población una estructura segura y funciona, que garantice la comunicación vía terrestre en esta zona de gran importancia económica. Con ello tras el análisis de los resultados de los estudios realizados y la aplicación de la ingeniería de detalle necesaria para el diseño geométrico y estructural, surge el proyecto constructivo para la rehabilitación del puente la Isla.

1.6. OBJETIVOS

1.6.1. Objetivo general

Realizar el diseño hidráulico y estructural de las obras de arte de la carretera La Jalca – Nueva Esperanza km 41.00 al km 53.00, distrito La Jalca, provincia de Chachapoyas

1.6.2. Objetivos específicos

- Realizar estudios básicos de ingeniería como topografía e hidrología en la zona de estudio.
- Desarrollar el diseño hidráulico y estructural de las obras de arte en los puntos críticos según la topografía de la zona de estudio:
 - Alcantarillas
 - Puentes
 - Cunetas
- Desarrollo del Diseño estructural de los puentes.

1.7. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

1.7.1. Justificación académica:

En el proyecto de tesis propuesto es de relevancia académica y especializada en el correcto diseño de escenarios hidráulicos, en este caso el **“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41.00 AL KM 53.00, DISTRITO LA JALCA, PROVINCIA DE CHACHAPOYAS”** en donde se aplicaran conocimientos adquiridos durante nuestra formación académica, y con la ayuda de algunos programas de software para un adecuado diseño hidráulico y estructural.

1.7.2. Justificación Técnica:

El presente proyecto de tesis está orientado al diseño hidráulico del “**DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41.00 AL KM 53.00, DISTRITO LA JALCA, PROVINCIA DE CHACHAPOYAS**” utilizando programas de software, dicho estudio será importante para ayudar en datos técnicos en una posible ejecución futura del proyecto.

1.7.3. Justificación social:

El presente estudio, beneficiará directamente a los pobladores “**DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41.00 AL KM 53.00, DISTRITO LA JALCA, PROVINCIA DE CHACHAPOYAS**” son aproximadamente 5344 habitantes (*Fuente INEI Censos Nacionales 2010, XI de Población y VI de Vivienda*), beneficiando a las localidades El Triunfo, Las Palmera y Nueva Unión, pues permitirá el acceso a dicho centro poblado salvaguardando la seguridad de dichos habitantes y familiares, también contribuyendo el desarrollo socio-económico de la región.

1.8. APORTES

Con este trabajo se pretende recolectar la información que permita identificar los principales problemas que afectan al tramo de la carretera la Jalca - Nueva Esperanza para así realizar el diseño adecuado de las obras de artes para el adecuado funcionamiento de la carretera.

De igual forma para determinar los máximos niveles de agua alcanzados en las secciones de emplazamiento del puente, las profundidades de socavación en los apoyos y las erosiones en la ribera que pudiera afectar la estabilidad de la estructura, de igual manera para en diseño de alcantarillas y badenes. *Fuente: Análisis Regional de las Avenidas de los ríos del Perú; Trau W y Gutiérrez R, 1979.*

Para esto se utilizará estudios básicos de ingeniería Hidráulica, tales como: estudios de suelos, topográficos y geológicos.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 OBRAS DE ARTE Y DRENAJE

Se define Sistema de Drenaje de una vía como el dispositivo específicamente diseñado para la recepción, canalización y evacuación de las aguas que puedan afectar directamente a las características funcionales de cualquier elemento integrante de la carretera. Dentro de esta amplia definición se distinguen diversos tipos de instalaciones encaminadas a cumplir tales fines, agrupadas en función del tipo de aguas que pretenden alejar o evacuar, o en la disposición geométrica con respecto al eje de la vía.

2.1.1 Drenaje Vial a Nivel Superficial

Drenaje superficial se construye sobre la superficie del camino o terreno, con el objetivo principal de mejorar la estabilidad del talud reduciendo la infiltración y evitando la erosión.

Es el conjunto de obras destinadas a la recogida de las aguas pluviales o de deshielo, su canalización y evacuación a los cauces naturales, sistemas de alcantarillado o a la capa freática del terreno. Se divide en dos grupos:

2.1.1.1 Drenaje Longitudinal

Este sistema consiste en la canalización de las aguas caídas a la plataforma de la vía y taludes de la explanación de forma paralela a la calzada, restituyéndolas a cauces naturales. Para ello se emplean elementos como las cunetas, zanjas de coronación, zanjas de drenaje.

A. Cunetas

Las cunetas son zanjas longitudinales revestidas o sin revestir abiertas en el terreno, ubicadas a ambos lados o a un solo lado de la carretera, con el objeto de captar, conducir y evacuar adecuadamente los flujos del agua superficial.

Se proyectarán para todos los tramos al pie de los taludes de corte, longitudinalmente paralela y adyacente a la calzada del camino y serán de concreto vaciadas en el sitio, prefabricados o de otro material resistente a la erosión.

Serán del tipo triangular, trapezoidal o rectangular, siendo preferentemente de sección triangular, donde el ancho es medido desde el borde de la rasante hasta la vertical que pasa por el vértice inferior. La profundidad es medida verticalmente desde el nivel del borde de la rasante al fondo o vértice de la cuneta.

El encuentro de la superficie de rodadura con el talud interno de la cuneta, debe ser tal que la superficie de rodadura (concreto asfáltico, etc.) no cubra todo el espesor de pared de la cuneta, tal como se aprecia en la imagen N^o. 03.

La inclinación del talud interior de la cuneta (V/H) (1:Z1) dependerá, por condiciones de seguridad, de la velocidad y volumen de diseño de la carretera, Índice Medio Diario Anual IMDA (veh/día); según lo indicado en la Cuadro N^o 01 del Manual de Diseño geométrico DG-2001= Tabla 304.12.

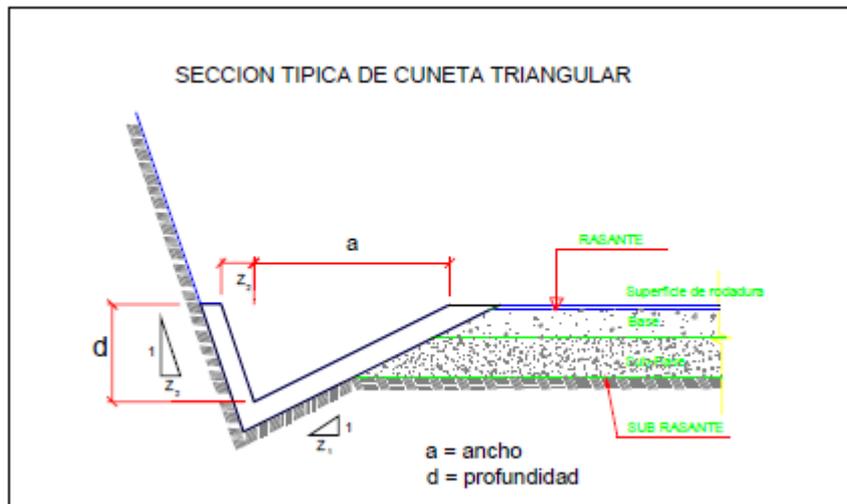
Cuadro N° 01

**INCLINACIONES MAXIMAS DEL TALUD (V:H)
INTERIOR DE LA CUNETA**

V.D. (Km/h)	I.M.D.A (VEH./DIA)	
	< 750	> 750
< 70	1:02	(*)
	1:03	
> 70	1:03	1:04

FUENTE: Tabla 304.12 manual de Hidrología de MTC

La inclinación del talud exterior de la cuneta (V/H) (1:Z2) será de acuerdo al tipo de inclinación considerada en el talud de corte.



Img. N° 03: Sección Típica de Cuneta triangular.

a) Capacidad de las cunetas

Se rige por dos límites:

- Caudal que transita con la cuneta llena
- Caudal que produce la velocidad máxima admisible

Para el diseño hidráulico de las cunetas utilizaremos el principio del flujo en canales abiertos, usando la ecuación de Manning:

$$Q = A \times V = \frac{(A \times R_h^{2/3} \times S^{1/2})}{n}$$

Donde:

Q: Caudal (m³/seg)

V: Velocidad media (m/s)

A: Área de la sección (m²)

P: Perímetro mojado (m)

R: A/P Radio hidráulico (m) (área de la sección entre el perímetro mojado).

S: Pendiente del fondo (m/m)

n: Coeficiente de rugosidad de Manning

- Los valores de Manning (n) más usados, se presentan en la Tabla N° 09 del manual del Hidrología.
- También se utiliza el Coeficiente de Strickler (K) cuya expresión es (1/n). Ver Cuadro N° 02

Cuadro N° 02

Valores de K más Usados

Cunetas excavadas en el terreno	K = 33
Cunetas en roca	K = 25
Cunetas de concreto	K = 67

FUENTE: Ingeniería Vial I de Hugo Morales Sosa

- Velocidades límites admisibles

Cuadro N° 03

Velocidades limites admisibles

TIPO DE SUPERFICIE	VELOCIDAD LIMITE ADMISIBLE (M/S)
Arena fina o limo (poca o ninguna arcilla)	0.20 – 0.60
Arena arcillosa dura, margas duras	0.60 – 0.90
Terreno parcialmente cubierto de vegetación	0.60 – 1.20
Arcilla grava, pizarras blandas con cubierta vegetal	1.20 – 1.50
Hierba	1.20 – 1.80
Conglomerado, pizarras duras, rocas blandas	1.40 – 2.40
Mampostería, rocas duras	3.00 – 4.50 *
Concreto	4.50 – 6.00 *

* Para flujos de muy corta duración

FUENTE: Manual de Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Transito – MTC- Tabla N°33

Ejemplo de diseño de una cuneta triangular típica

- Con talud interior 1:2 y talud exterior 1:2

- Radio hidráulico (Rh) :

$$R_h = \frac{5x\sqrt{H}}{6} \quad (141)$$

$$R_h = \left(\frac{nv}{\sqrt{S}} \right)^{3/2} \quad (142)$$

- Sección mojada (A):

$$A = \frac{5H^2}{4} \quad (143)$$

- Con talud interior 1:1.5 y talud exterior 1:1.5

- Radio hidráulico (Rh) :

$$R_h = \frac{Hx \sqrt{13}}{10} \quad (144)$$

$$R_h = \left(\frac{nv}{\sqrt{S}} \right)^{3/2} \quad (145)$$

- Sección mojada (A):

$$A = \frac{13 H^2}{12} \quad (146)$$

Donde:

n: Coeficiente de Manning

K: Coeficiente de Strickler (1/n)

V: Velocidad admisible

S: Pendiente en m/m

Q: Capacidad en m³/seg

Con estas ecuaciones calculamos la máxima capacidad de las cunetas correspondiente a la velocidad admisible para distintas pendientes.

Procedimiento de cálculo de Rh usando la ecuación (141) ó (144):

- Elijo una altura H, que sea menor a 0.60m.
- Calcular el radio hidráulico con la ecuación (141) ó (144), del radio Hidráulico.
- Calcular el área de la sección mojada (A), ecuación (143) ó (146)
- Calcular el caudal con la ecuación (140) de Manning, y si

Q manning > Q de aporte,

Entonces el diseño está terminado. Si ocurre lo contrario, debemos volver al paso 1 y elegir otra altura de cuneta (H).

Procedimiento de cálculo de Rh usando la ecuación (142) ó (145).

- Calcular el radio hidráulico con la ecuación (142) ó (145)
- Elijo una altura de cuneta H. (H debe ser menor a 0.60m)
- Calcular el área de la sección mojada (A), ecuación (143) ó (146)
- Calcular el caudal con la ecuación (140) de Manning, y si

Q manning > Q de aporte,

Entonces el diseño está terminado. Si ocurre lo contrario, debemos volver al paso 2 y elegir otra altura de cuneta (H).

b) Caudal Q de aporte

Es el caudal calculado en el área de aporte correspondiente a la longitud de cuneta. Se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Q = \frac{C_x I_x A}{3.6}$$

c) Dimensiones mínimas

Las dimensiones serán fijadas de acuerdo a las condiciones pluviales.

De elegir la sección triangular, las dimensiones mínimas serán las indicadas en el Cuadro N° 04.

Cuadro N° 04
Dimensiones mínimas

REGIÓN	PROFUNDIDAD (D) (M)	ANCHO (A) (M)
Seca (<400 mm/año)	0.20	0.50
Lluviosa (De 400 a <1600 mm/año)	0.30	0.75
Muy lluviosa (De 1600 a <3000 mm/año)	0.40	1.20
Muy lluviosa (>3000 mm/año)	0.30*	1.20

* Sección Trapezoidal con un ancho mínimo de fondo de 0.30

FUENTE: Manual de Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Transito – MTC – Tabla
N° 34

Para lograr el funcionamiento adecuado de la sección hidráulica, se requiere que en los proyectos viales se considere:

- La construcción de una berma exterior de recepción con ancho mínimo de 60 cm (entre la cuneta y pie del talud de corte), con la finalidad de recibir la posible caída de materiales del talud superior, los cuales al impactar, deterioran las losas, y colmatan la sección hidráulica.

- Así mismo es necesario establecer la necesidad de mantenimiento de cunetas por lo menos dos veces al año (antes y después del período de lluvia, especialmente en zonas de sierra y selva del país).

Cuando existan limitaciones de ancho de la plataforma se podrá proyectar cunetas con doble función:

- Drenaje, y
- Área de emergencia (berma)

Para los cuales se buscará la solución más adecuada tales como:

Cunetas cubiertas, berma-cuneta, cuneta tipo batea, etc.

d) Desagüe de las cunetas

La descarga de agua de las cunetas se efectuará por medio de alcantarillas de alivio. En región seca o poca lluviosa la longitud de las cunetas será de 250m como máximo, las longitudes de recorridos mayores deberán justificarse técnicamente; en región muy lluviosa se recomienda reducir esta longitud máxima a 200m. Salvo justificaciones técnicas, cuando se tenga presencia de áreas agrícolas, viviendas ubicadas sobre el talud inferior de la carretera que pueden ser afectadas por descargas de alcantarillas de alivio. En este aspecto, el proyectista deberá realizar una evaluación exhaustiva para ubicar adecuadamente los puntos de descarga de alcantarillas de alivio sin afectar la propiedad adyacente.

e) Revestimiento de las cunetas

Las cunetas deben ser revestidas, para evitar la erosión de la superficie del cauce o conducto, productos de corrientes de agua que alcancen velocidades medias superiores a los límites fijados en la Tabla N° 33; o cuando el terreno es muy permeable que permite la filtración hacia el pavimento, y consecuentemente su deterioro. El revestimiento de las cunetas puede ser de concreto, o de ser el caso de mampostería de piedra, previa verificación de velocidades de acuerdo a las pendientes finales del

trazo geométrico. Se recomienda un revestimiento de concreto $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ y espesor de 0.075m.

2.1.1.2 Drenaje Transversal

Permite al paso de agua a través de los cauces naturales bloqueados por la infraestructura vial, de forma que no se produzcan destrozos en esta última. Comprende pequeñas y grandes obras de paso como alcantarillas, badenes, puentes.

A. Alcantarillas

Son estructuras que se construyen teniendo en cuenta su ubicación, alineamiento y pendiente a fin de garantizar el paso libre del flujo que intercepta la carretera, sin que afecte su estabilidad.

La cantidad de alcantarillas en un proyecto vial influye directamente en los costos de construcción y de mantenimiento. Para el diseño y distribución de alcantarillas debe prevalecer el aspecto técnico más que el aspecto económico, es decir que no pueden sacrificarse ciertas características hidráulicas solo con el objetivo de rebajar costos.

Ubicación de las alcantarillas.

- Donde existan corriente de agua que cruzan la carretera.
- En el fondo de las depresiones u hondonadas donde no existan cursos naturales de agua.
- Para descargar una cuneta de un lado de la vía.
- En las curvas verticales cóncavas.

Los elementos que constituyen una alcantarilla son: tubería, los cabezales, cajas receptoras, los muros de ala y emboquillados de protección en la entrada y salida.

La localización óptima de una alcantarilla consistirá en proporcionar a la corriente de agua una entrada y una salida directas. En lo posible perpendicular a la vía. La alineación esviada requiere una alcantarilla con mayor longitud que se justifica con el mejoramiento en las condiciones hidráulicas y por la seguridad de la carretera.

La pendiente ideal para una alcantarilla es aquella que no produzca sedimentación, ni velocidades erosivas y que a su vez permita la menor longitud de la estructura. Para las alcantarillas pluviales y donde sea posible, se recomienda mantener una pendiente de 2%.

Las altas velocidades en la salida de la alcantarilla son las más peligrosas y la erosión potencial en ese punto es un aspecto que deberá tenerse en cuenta. Para establecer la necesidad de protección contra la erosión, la velocidad a la entrada y/o salida deben compararse con la máxima velocidad permisible (no erosiva) del material de cauce, inmediatamente aguas arriba o aguas debajo de la estructura.

Cuadro N° 05

Velocidades máximas admisibles (m/s) en conductos abiertos

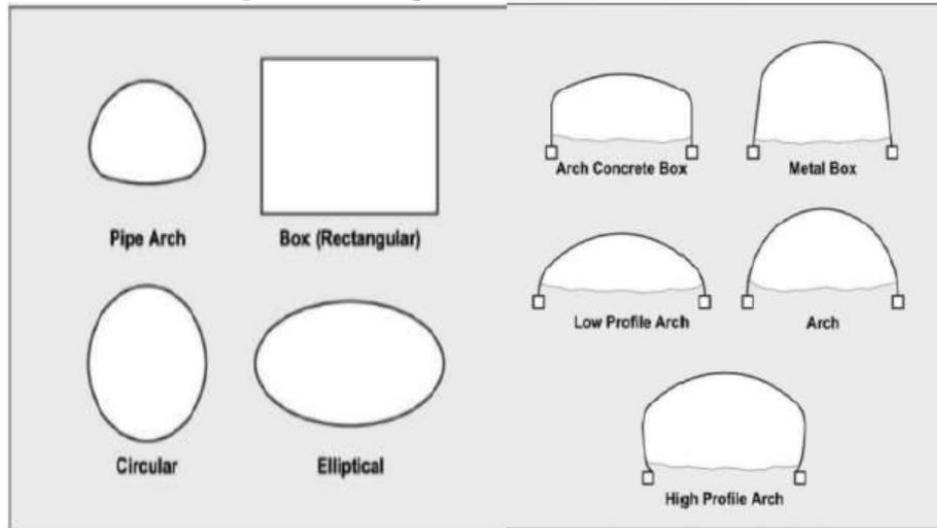
TIPO DE REVESTIMIENTO	VELOCIDAD (M/S)
Concreto	3.0 – 6.0
Ladrillo con concreto	2.5 – 3.5
Mampostería de piedra y concreto	2.0

FUENTE: HCANALES, Maximo Villon B.

Tipología. -

Las secciones típicas más usadas en carreteras son las rectangulares, circular, elípticas, arco de tubo, también se usan las alcantarillas con fondo natural, ver Imagen N° 04

Img. N° 04 Tipos de sección de alcantarillas



B. PUENTES

Los puentes son las estructuras mayores que forman parte del drenaje transversal de la carretera y permiten salvar o cruzar un obstáculo natural, el cual puede ser el curso de una quebrada o un río. Es importante tener en cuenta que un puente no será estable si no lo es el tramo fluvial comprometido. El río es por naturaleza esencialmente móvil y cambiante. En consecuencia, el estudio de un puente que interactúa con un río no puede independizarse del correspondiente estudio de Hidráulica Fluvial. La estabilidad fluvial, lograda durante cientos o miles de años por el río, puede verse seriamente alterada por la construcción de un puente.

La profundidad del estudio hidráulico tiene que depender de ciertas características del puente en particular, como podrían ser: su importancia dentro de la red vial, consecuencias de su falla, costo, tipo de estructura, riesgos aceptables, etc. A las que debe añadirse las correspondientes al río. En el presente Manual se definirá como puente a la estructura cuya luz sea mayor o igual a 6.0 m, siguiendo lo establecido en las especificaciones AASHTO LRFD.

Topografía – Batimetría del cauce y zonas adyacentes

El levantamiento topográfico que se requiere, debe abarcar el tramo involucrado donde se proyectará el puente, recomendándose que dicho levantamiento topográfico debe comprender lo siguiente:

- En ríos con amplias llanuras de inundación donde el puente produzca contracción del flujo de avenida el levantamiento abarcará 12 veces el ancho del cauce principal aguas arriba del eje propuesto y 6 veces hacia aguas abajo.
- En ríos donde el puente no produzca contracción del flujo de avenida y ofrezca una pendiente pronunciada el levantamiento topográfico abarcará 8 veces el ancho del cauce principal aguas arriba del eje propuesto y 4 veces hacia aguas abajo. El levantamiento topográfico no debe ser menor a 150 m aguas arriba y 150 m aguas abajo del eje del puente propuesto.
- En caso que el eje del puente propuesto se ubique cerca de la desembocadura con un río principal, lago o mar el levantamiento topográfico deberá incluir la zona de confluencia. Sin embargo, el requerimiento mínimo para el levantamiento topográfico puede extenderse o limitarse, sin perjudicar los objetivos del proyecto.

Entonces, se recomienda que el levantamiento topográfico debe incluir la estructura existente, niveles de agua actuales, marcas de agua en la estructura existente, toma del perfil longitudinal del

curso natural, secciones transversales del curso natural espaciados no mayor a 0.5 veces el ancho del cauce principal del curso natural y otros aspectos y/o singularidades de relevancia para el estudio hidráulico, teniendo en cuenta además la forma irregular que generalmente presentan las secciones transversales de los cauces naturales, el levantamiento topográfico deberá representar la zona en estudio adecuadamente de tal manera que permita identificar puntos altos, bajos e irregularidades del lecho como islotes, zonas de depresión asociadas a socavación, etc. 89 Para estudios en regiones de selva de nuestro país, el levantamiento topográfico.

- Batimétrico deberá abarcar las áreas de inundación asociadas a las crecidas de los cursos naturales muy comunes en esta zona, es decir el levantamiento topográfico deberá cubrir toda la zona afectada por este fenómeno relevante para el estudio.

Ubicación del puente

La elección de la ubicación del puente debe ser la más óptima, desde el punto de vista hidráulico, geotécnico y de diseño Vial; es decir debe ser tal, que el curso natural no afecte su estabilidad y a su vez el puente no produzca cambios morfológicos en el curso natural. De preferencia en los proyectos de carreteras, es recomendable que la ubicación del puente sea definido en la etapa inicial de un estudio; para ello, los especialistas en Trazo.

- Diseño Vial, Hidráulica y Geotecnia; evaluarán las condiciones existentes tanto aguas arriba, como aguas abajo, en una longitud no menor a 300 m. (a partir de los cruces o bados existentes). Esta actividad permitirá programar: los levantamientos topográficos para el modelamiento hidráulico, requerimientos de estudios de suelos, ubicación de las prospecciones geotécnicas, toma de muestra de los sedimentos, u otro que sea necesario y

pueda preverse oportunamente. Los aspectos que deben ser tenidos en cuenta en relación a la ubicación de puentes, se resalta los siguientes:

- Forma de las cuencas tributarias,
- Estabilidad fluvial del tramo fluvial comprometido,
- Grado de sinuosidad de los cauces existentes y presencia de lecho abandonados,
- Características topográficas de los terrenos y forma de los cauces,
- Cobertura vegetal existente,
- Características geológicas o singulares, tales como afloramientos rocosos, existencia de gravas, arenas, etc.

CÁLCULO HIDRÁULICO

El cálculo hidráulico de un puente significa en primer lugar determinar la capacidad hidráulica de la sección de escurrimiento, es decir si el caudal de diseño pasa adecuadamente a través de él, luego determinar la sobreelevación del nivel de agua provocada por la presencia del puente y estimar el nivel de socavación potencial total en la zona de los apoyos.

a) Cálculo de niveles de agua Para el estudio de la capacidad hidráulica y el cálculo de la sobreelevación del nivel de agua, se realiza un cálculo en régimen permanente gradualmente variado, la cual permite calcular niveles de agua cuando la geometría fluvial es irregular. El modelo matemático utilizado corresponde a un flujo unidimensional, no uniforme, permanente y de lecho fijo. El modelo se basa en la aplicación de la Ecuación de la Energía:

$$Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} = Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} + E$$

Donde:

$Z_n + P_n$: Nivel del pelo de agua en los extremos del tramo (m)

V_n : Velocidad media en la sección mojada en los extremos del tramo
(m)

α_1, α_2 : Coeficiente de la no-uniformidad de distribución de las
velocidades en la sección mojada.

G: Aceleración de la gravedad (m/s^2)

E: Total de pérdidas de energía en el tramo del curso de agua
considerado en el cálculo, de una longitud L (m).

2.2 METODOS

2.2.1 Método Racional

Estima el caudal máximo a partir de la precipitación, abarcando todas las abstracciones en un solo coeficiente c (coef. escorrentía) estimado sobre la base de las características de la cuenca. Muy usado para cuencas, $A < 10 \text{ Km}^2$. Considerar que la duración de P es igual a t_c .

La descarga máxima de diseño, según esta metodología, se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$Q = 0.278 CIA$$

Donde:

Q: Descarga máxima de diseño (m^3/s)

C: Coeficiente de escorrentía (Ver Tabla)

I: Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h)

A: Área de la cuenca (Km^2)

Cuadro N° 06

Coeficientes de escorrentía método racional

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPRECIABLE
		> 50%	> 20%	> 5%	> 1%	< 1%
Sin vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
Cultivos	Impermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Semipermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
Hierba, grama	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

FUENTE: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.

El valor del coeficiente de escorrentía se establecerá de acuerdo a las características hidrológicas y geomorfológicas de las quebradas cuyos cursos interceptan el alineamiento de la carretera en estudio. En virtud a ello, los coeficientes de escorrentía variarán según dichas características.

2.2.2 Método Racional Modificado

Es el método racional según la formulación propuesta por Témez (1987, 1991) adaptada para las condiciones climáticas de España. Y permite estimar de forma sencilla caudales punta en cuencas de drenaje naturales con áreas menores de 770 km² y con tiempos de concentración (T_c) de entre 0.25 y 24 horas, la fórmula es la siguiente:

$$Q = 0.278 CIAK$$

Donde:

Q: Descarga máxima de diseño (m³ /s)

C: Coeficiente de escorrentía para el intervalo en el que se produce I.

I: Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h)

A: Área de la cuenca (Km²)

K: Coeficiente de Uniformidad

Las fórmulas que definen los factores de la fórmula general, son los siguientes:

Tiempo de Concentración (T_c):

$$T_c = 0.3(L/S^{0.25})^{0.76}$$

Donde:

L= Longitud del cauce mayor (km)

S= Pendiente promedio del cauce mayor (m/m)

Coeficiente de Uniformidad K:

$$K = 1 + \frac{(Tc^{1.25})}{Tc^{1.25} + 14}$$

Donde:

Tc= Tiempo de concentración (horas)

Coeficiente de simultaneidad o Factor reductor k_A:

$$K_A = 1 - (\log_{10} A/15)$$

Donde:

A: Área de la cuenca (Km²)

Precipitación máxima corregida sobre la cuenca P:

$$P = k P_d$$

Donde:

k_A : Factor reductor

P_d: Precipitación máxima diaria (mm)

Intensidad de Precipitación I:

$$I = \left(\frac{P}{24}\right) * 11^{\frac{28^{0.1} - tc^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}$$

Donde:

P: Precipitación máxima corregida (mm)

Tc: Tiempo de concentración (horas)

Coeficiente de Escorrentía C:

$$C = \frac{(P_d - P_o) * (P_d + 23 * P_o)}{(P_d + 11 * P_o)^2}$$

Donde:

P_d: Precipitación máxima diaria (mm)

Po: Umbral de escorrentía = $(5000/CN) - 50$

CN: Número de curva

2.2.3 Hidrograma Unitario

El hidrograma es un gráfico que muestra la variación en el tiempo de alguna información hidrológica; siendo el hidrograma unitario de una cuenca, el hidrograma de escorrentía directa que se produciría en la salida de la cuenca si sobre ella se produjera una precipitación neta unidad de una duración determinada (por ejemplo, 1 mm. durante 1 hora).

El hidrograma unitario es el método lineal propuesto por Sherman en 1932, como un hidrograma típico para la cuenca. Se denomina unitario puesto que, el volumen de escorrentía bajo el hidrograma se ajusta generalmente a 1 cm (ó 1 pulg). El hidrograma unitario se puede considerar como un impulso unitario en un sistema lineal. Por lo tanto es aplicable el principio de superposición; 2 cm de escorrentía producirán un hidrograma con todas las ordenadas dos veces más grandes que aquellas del hidrograma unitario, es decir, la suma de dos hidrogramas unitarios.

Obtención de hidrogramas unitarios

La obtención de los hidrogramas unitarios se parte de valores naturales registrados o se pueden generar hidrogramas sintéticos.

El mejor hidrograma unitario es aquel que se obtiene a partir de: una tormenta de intensidad razonablemente uniforme; una duración deseada; un volumen de escorrentía cercano o mayor a 1 cm (ó 1 pulg.)

El proceso de obtención de hidrogramas unitarios a partir de registros naturales de caudales es el siguiente:

- Separar el flujo base de la escorrentía directa.
- Determinar el volumen de escorrentía directa.
- Las ordenadas del hidrograma de escorrentía directa se dividen por la profundidad de escorrentía observada.
- Las ordenadas ajustadas forman el hidrograma unitario.

Hidrogramas sintéticos

Además de los hidrogramas naturales, existen hidrogramas sintéticos que son simulados, artificiales y se obtienen usando las características fisiográficas y parámetros de la cuenca de interés. Su finalidad es representar o simular un hidrograma representativo del 55 fenómeno hidrológico de la cuenca, para determinar el caudal pico para diseñar.

Hidrograma sintético triangular del SCS

Con base en la revisión de un gran número de HU, el SCS sugiere este hidrograma donde el tiempo está dado en horas y el caudal en m³/s.cm. El volumen generado por la separación de la lluvia en neta y abstracciones es propagado a través del río mediante el uso del hidrograma unitario.

A Partir de la geometría de la figura y con la debida conversión de unidades:

$$q_p = 0.555 * \frac{A_c}{t_b}$$

Donde:

A_c = Área de la cuenca en Km²

t_b = Tiempo base en horas

q_p = gasto pico unitario en m³/s/mm

Deducción de la ecuación de a_p :

$$1mm = \frac{Vol}{A} = \frac{tb * \frac{q}{2}}{A} = \frac{tb * q}{2 * A}$$

Despejando q:

$$q = \frac{2 * A * 1mm}{tb}$$

Para tener las unidades necesarias:

- q (m³/s)
- A (Km²)
- tb (Hrs)

$$q = \frac{0.2777 * 2 * A}{tb} = \frac{0.555 * A}{tb}$$

H.U. SCS tiempos

- TIEMPO BASE, t_b
- TIEMPO AL PICO, t_p
- TIEMPO DE RETRASO Ó LAG-TIME, t_r
- DURACIÓN EFECTIVA DE LA LLUVIA, d_e
- TIEMPO DE CONCENTRACIÓN, t_c

De acuerdo a Mockus (análisis de hidrograma s):

$$t_b = 2.67 * t_p$$

De acuerdo la a figura:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r$$

De acuerdo a Mockus:

$$t_r = 0.6 * t_c$$

$$d_e = 0.1333 * t_c$$

Por lo tanto sustituyendo t_r y d_e en t_p :

$$t_p = \frac{2}{3} * t_c$$

Una vez estimado t_p , q puede ser reformulado como:

$$q = \frac{0.208 * A}{t_p}$$

Modelo de producción del escurrimiento.

Método de número de curva El Método de número de curva del Soil Conservation Service (SCS-CN) se basa en la ecuación de balance hídrico y en dos hipótesis fundamentales. La primera hipótesis establece que la razón entre el volumen de escurrimiento directo y el escurrimiento potencial máximo es igual a la razón entre la infiltración real y la infiltración potencial máxima. La segunda hipótesis establece que la infiltración inicial es una fracción de la retención potencial. La ecuación de balance hídrico y las hipótesis expresadas son, respectivamente:

$$P = P_e + I_a + F_a$$

$$\frac{P_e}{P - I_a} = \frac{F_a}{S}$$

$$I_a = \lambda S$$

Donde:

P: precipitación total

I_a: infiltración inicial

F_a: infiltración acumulada

P_e: precipitación efectiva

S: infiltración potencial máxima.

La versión actual del método supone que $la = 0.2S$ para aplicaciones prácticas. La forma más extendida del método se determina a partir de la combinación de las 3 ecuaciones antes mencionadas:

$$Pe = \frac{(P - Ia)^2}{P - Ia + S}; Ia \leq P$$

Sustituyendo $la = 0.2S$

$$Pe = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S}$$

El valor de S, en centímetros, está dado por:

$$S = \frac{2540 - (25.4 * CN)}{CN}$$

Sustituyendo:

$$Pe = \frac{(P - \frac{508}{CN} + 5.08)^2}{P + \frac{2032}{CN} - 20.32}$$

2.2.4 Curvas IDF

Información meteorológica

Para realizar el estudio hidrológico, se debe recurrir a una información meteorológica lo suficientemente extensa, que ayude a tener claro el comportamiento climático que ocurre en el área donde se ubica el Puente.

Para ello se necesita la información meteorológica, principalmente de precipitación y datos de aforo de los cursos principales que afectan a la vía, solicitándose al SENAMHI los datos de precipitación máxima en 24 horas, de la estación de Chachapoyas.

La ubicación de la estación de precipitación y periodo de registros es el siguiente:

Cuadro N° 07

Estación Meteorológica ubicada en el área de estudio

Estación	Provincia	Distrito	Latitud S.	Longitud W.	Altitud (msnm)
Chachapoyas	Chachapoyas	La Jalca	6°12'30.96"	77°52'52"	2450

Esta estación pluviométrica es la más cercanas al puente, ubicadas adecuadamente en las zonas que generan la escorrentía superficial, las cuales incidirán en una adecuada apreciación sobre el comportamiento climático de la zona, pero sobre todo, en lo que respecta al parámetro precipitación y sus consecuencias sobre la carretera en estudio.

Cuadro N° 08

Registros de precipitaciones máximas en 24 horas

Estación Chachapoyas

DEPARTAMENTO: Amazonas PROVINCIA: Chachapoyas DISTRITO : Chachapoyas
LATITUD: 6° 12' 30.96" LONGITUD: 77° 52' 52" ALTITUD: 2450 m.s.n.m
Precipitación Max. 24 h (mm)

AÑO	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Setiem.	Octubre	Noviem.	Diciem.	Pmax
1964	S/D	S/D	S/D	13.50	12.00	6.00	22.00	29.00	22.50	27.00	22.50	21.00	
1965	7.50	23.30	15.00	14.20	11.50	10.90	9.60	3.50	19.60	21.80	29.50	10.60	29.50
1966	10.50	16.00	9.30	15.80	23.00	21.70	2.90	5.40	7.10	44.30	22.20	12.40	44.30
1967	16.20	17.30	37.40	19.80	16.50	21.00	28.50	0.80	11.00	21.00	32.50	17.00	37.40
1968	25.00	45.00	24.50	24.50	18.00	2.00	10.00	8.50	32.50	32.50	8.00	14.50	45.00
1969	36.00	9.50	33.00	33.50	2.20	16.00	6.00	8.00	6.00	16.00	14.00	25.00	36.00
1970	20.00	9.00	20.50	16.00	9.50	13.00	7.00	5.50	9.00	17.00	20.50	30.00	30.00
1971	20.00	22.50	28.00	21.00	19.50	5.00	14.50	3.50	9.50	17.50	18.50	23.00	28.00
1972	10.50	16.50	47.00	30.50	13.50	3.50	11.00	11.00	20.50	41.00	22.00	38.50	47.00
1973	25.00	12.00	20.00	27.00	13.00	25.50	9.00	7.50	22.00	8.50	15.00	15.00	27.00
2004	14.10	22.40	31.50	18.30	8.60	16.00	14.40	7.00	13.80	17.30	19.30	18.40	31.50
2005	5.50	16.80	19.80	18.00	30.50	1.30	2.00	5.40	20.60	21.60	21.40	14.80	30.50
2006	21.80	27.10	44.50	22.70	5.00	4.60	9.30	3.90	11.80	42.00	24.50	18.60	44.50
2007	18.80	10.50	33.90	13.50	13.20	1.60	13.70	17.70	8.50		26.30	26.70	33.90
2008	15.60	34.80	9.80	8.00	13.80	13.80	3.10	7.00	12.80	41.40	14.00	11.20	41.40
2009	18.30	53.90	23.50	48.30	5.60	2.00	8.60	7.40	3.80	36.30	14.00	5.80	53.90
2010	35.1	29.7	21.5	32.1	10.3	14.3	24.8	1.2	8.6	7.7	12.5	14	35.10
2011	19.3	11.3	30.7	18.2	30.2	3.2	13.1	5.7	11.5	19.6	9.8	21	30.70

Información cartográfica

La información primaria se obtiene de las cartas nacionales (13h, 13i, 14h, 14i), que para el presente caso, se requirió de una 4 de ellas a la escala 1:100,000, donde inicialmente se la cuenca hasta el punto de instalación del puente además se obtuvo el plano de topografía, que inciden en el tramo en estudio, y las

correspondientes aéreas de drenaje, lo que permitirá determinar los parámetros físicos propios del terreno.

ANALISIS ESTADISTICO DE LA INFORMACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA

La hidrología siendo una ciencia apoyada en las estadísticas y probabilidades, debe entenderse como tal, de manera que todos los valores calculados representan una posible ocurrencia, más aún, cuando los registros proporcionados por las entidades oficiales, a veces, no cuentan con la extensión suficiente o son inconsistentes.

Para realizar los cálculos necesarios que permitan obtener como resultado final los caudales de diseño, se ha recurrido a la información pluviométrica de las estaciones indicadas, las cuales tienen suficiente período de registro.

El parámetro elegido para obtener los resultados que se buscan son las precipitaciones máximas en 24 horas de la estaciones de Chachapoyas.

Precipitación máxima en 24 horas

Como se aprecia en el Cuadro N° 02, las estaciones pluviométricas a ser analizadas tienen sus registros de precipitaciones de varios años.

Analizando la información y los datos estadísticos se pueden resaltar algunos aspectos sumamente notorios o importantes:

Evaluación de los datos de las estaciones:

El norte del área de estudio, por su ubicación latitudinal cercana a la línea ecuatorial, que lo somete a la influencia de la Zona de Convergencia Intertropical, que es donde confluyen los vientos alisios de ambos hemisferios (Norte y Sur) dan origen a la formación de nubosidad convectiva, es decir, desarrollo vertical de nubes, la misma que en su distribución sinusoidal alrededor de la tierra penetra en el área de estudio aportando las cargas de precipitación mostradas por la estadística del lugar, dando lugar a ambientes desde húmedos hasta pluviales, pasando por los muy húmedos, propios de los climas de selva tropical. Este sector de Selva Tropical está constituido predominantemente, por colinas altas y montañas bajas, además de escasas tierras aluviales, donde encontramos suelos planos o suavemente ondulados.

En este sector, se presentan lluvias abundantes en forma constante y casi uniforme durante el año.

Consideraciones:

En el numeral anterior se indicó, que las observaciones registradas por la estación, presentan detalles propios de acuerdo a su ubicación geográfica, consecuentemente, se considerará la influencia de las precipitaciones sobre los Puentes mediante las lluvias y formadoras de la escorrentía superficial que cruza la carretera en diversos puntos, con variados caudales.

La información de una o más estaciones pluviométricas, servirán para el cálculo de caudales de las superficies de drenaje, según su ubicación geográfica, sea esta al interior o cercana a la superficie de drenaje.

La información analizada y evaluada de cada una de las estaciones, permite asumir que la cantidad de años de registro obtenidas, es suficiente para los cálculos que se realizarán.

Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia

REGISTROS HISTORICOS DE LA PRECIPITACION MAXIMA

Se ha tomado las precipitaciones máximas en 24 horas de año de la estación Chachapoyas por ser más cerca y tener la altitud más aproximada al punto de estudio.

Cuadro N° 09

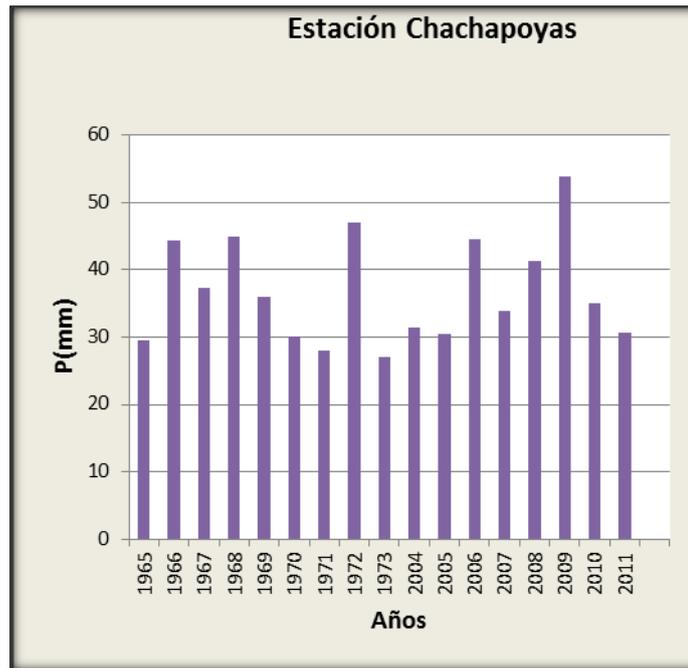
Precipitaciones máximas en 24 horas anuales (mm.)

Año	Máximo	
1965	29.50	Noviembre
1966	44.30	Octubre
1967	37.40	Marzo
1968	45.00	Febrero
1969	36.00	Enero
1970	30.00	Diciembre
1971	28.00	Marzo
1972	47.00	Marzo
1973	27.00	Abril
2004	31.50	Marzo
2005	30.50	Mayo
2006	44.50	Marzo
2007	33.90	Marzo
2008	41.40	Octubre
2009	53.90	Febrero

2010	35.10	Enero
2011	30.70	Marzo
MAX	53.90	

Cuadro N° 10

Histograma De Precipitaciones Max 24 Horas.



ANALISIS DE FRECUENCIA

Con el fin de ajustar a una serie anual de la precipitación calculada en el cuadro No 03, a una función de distribución probabilística teórica, y usando los Tiempos de Retorno, se efectuará el análisis de frecuencias empleando para ello la distribución estadísticas que más se ajuste.

Ley de Gumbel

Para construir la serie de valores anuales de pluviometría, de cada año del que dispongamos de datos, tomamos el valor

máximo de las precipitaciones diarias registradas durante ese año. La variable que representa esa pluviometría diaria máxima anual la denotaremos por x , y vendrá medida en mm/h. Se admitirá la hipótesis, muy contrastada por la experiencia, de que la distribución de probabilidad acumulada de precipitaciones máximas diarias anuales, representadas por la variable x , se ajustan a la ley de distribución de Gumbel, cuya expresión es:

$$F(x) = e^{-e^{-a(x-u)}}$$

En esta expresión $F(x)$ es la probabilidad de que se produzca una precipitación con un valor menor o igual que x , es decir $F(x)$ representa la probabilidad de que un valor dado de x no sea superado.

$$F(x) = \text{prob}(\xi \leq x)$$

Por lo tanto, la probabilidad de que se produzca una precipitación con un valor mayor que ese x dado será:

$$\text{prob}(\xi > x) = 1 - F(x)$$

El período o lapso de tiempo $T(x)$ dentro del cual sería esperable que se produjese esa precipitación de valor x , llamado tiempo de retorno para esa precipitación x , sería:

$$T(x) = \frac{1}{1 - F(x)}$$

Volviendo a la ecuación inicial de Gumbel:

$$F(x) = e^{-e^{-a(x-u)}}$$

Los parámetros α y u se definen como:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * s$$

$$u = x - 0.5772 * \alpha$$

Siendo x la media y S_x la desviación típica de la muestra calculados a partir de los datos de precipitación de la propia serie de valores máximos diarios x_i de precipitación anual.

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^N x_i}{N}$$

$$s_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2}{N - 1}}$$

Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia

La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h). Puede ser la intensidad instantánea o la intensidad promedio sobre la duración de la lluvia. Comúnmente se utiliza la intensidad promedio, que puede expresarse como:

$$I = \frac{P \text{ [mm]}}{t_{\text{duración}} \text{ [hr.]}}$$

Donde P es la profundidad de lluvia (mm) y T_d es la duración, dada usualmente en horas. La frecuencia se expresa en función del período de retorno, T , que es el intervalo de tiempo promedio entre eventos de precipitación que igualan o exceden la magnitud de diseño.

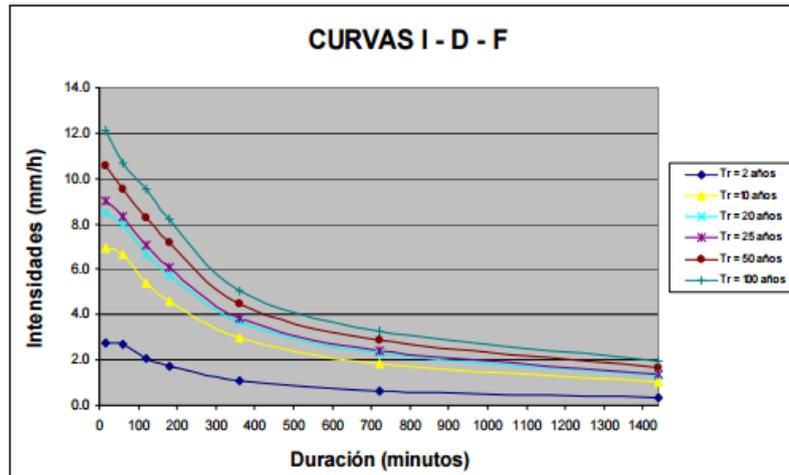
Las curvas intensidad – duración – frecuencia son un elemento de diseño que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración

de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno.

Para determinar estas curvas IDF se necesita contar con registros pluviográficos de lluvia en el lugar de interés y seleccionar la lluvia más intensa de diferentes duraciones en cada año, con el fin de realizar un estudio de frecuencia con cada una de las series así formadas. Es decir, se deben examinar los hietogramas de cada una de las tormentas ocurridas en un año y de estos hietogramas elegir la lluvia correspondiente a la hora más lluviosa, a las dos horas más lluviosas, a las tres horas y así sucesivamente. Con los valores seleccionados se forman series anuales para cada una de las duraciones elegidas. Estas series anuales están formadas eligiendo, en cada año del registro, el mayor valor observado correspondiente a cada duración, obteniéndose un valor para cada año y cada duración.

Cada serie se somete a un análisis de frecuencia, asociando modelos probabilísticas según lo descrito en el ítem anterior. Así se consigue una asignación de probabilidad para la intensidad de lluvia correspondiente a cada duración, la cual se representa en un gráfico único de intensidad vs. Duración, teniendo como parámetro el período de retorno, tal como se muestra en el ejemplo.

Cabe indicar que formar las series anuales es un proceso largo y laborioso, que involucra el examen cuidadoso de los rollos pluviográficos, la lectura de los valores, la digitación de la información, la contrastación y verificación de los valores leídos con los registros pluviométricos cercanos y el análisis de las tormentas registradas para encontrar los máximos valores registrados para cada una de las duraciones seleccionadas.



Img. N° 05: Curvas I-D-F

La duración de la lluvia de diseño es igual al tiempo de concentración (t_c) para el área de drenaje en consideración, dado que la escorrentía alcanza su pico en el tiempo de concentración, cuando toda el área está contribuyendo al flujo en la salida.

En nuestro país, debido a la escasa cantidad de información pluviográfica con que se cuenta, difícilmente pueden elaborarse estas curvas. Ordinariamente solo se cuenta con lluvias máximas en 24 horas, por lo que el valor de la Intensidad de la precipitación pluvial máxima generalmente se estima a partir de la precipitación máxima en 24 horas, multiplicada por un coeficiente de duración; en la Tabla se muestran coeficientes de duración, entre 1 hora y 48 horas, los mismos que podrán usarse, con criterio y cautela para el cálculo de la intensidad, cuando no se disponga de mejor información.

Cuadro N° 11

Coefficientes de duración lluvias entre 48 horas y una hora

DURACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN EN HORAS	COEFICIENTE
1	0.25
2	0.31
3	0.38
4	0.44
5	0.50
6	0.56
8	0.64
10	0.73
12	0.79
14	0.83
16	0.87
18	0.90
20	0.93
22	0.97
24	1.00
48	1.32

FUENTE: Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito Fuente:
Manual para el Diseño de Carreteras

Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito

Las curvas de intensidad-duración-frecuencia, se han calculado indirectamente, mediante la siguiente relación:

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n}$$

Donde:

I = Intensidad máxima (mm/h)

K, m, n = factores característicos de la zona de estudio

T = período de retorno en años

t = duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min)

2.2.5 Socavación

Procesos de socavación asociados al diseño de puentes

En el presente ítem se describirá los procesos de socavación inherentes al diseño de puentes.

En nuestro país la causa hidráulica más frecuente de fallo de puentes es la socavación, que tiene lugar en la zona de sus apoyos, la cual afecta las cimentaciones, ya sea por su insuficiente nivel de desplante o por construcción inadecuada.

La socavación es un proceso que se produce a largo y corto plazo o transitorio, como en el caso de la ocurrencia de avenidas.

Generalmente los fallos ocurren cuando se producen las avenidas, sin embargo, también se presentan con procesos que ocurren a largo plazo.

La estimación de la profundidad de socavación para el diseño de puentes debe tomar en cuenta los siguientes aspectos; la socavación que ocurre independientemente de la presencia del puente como socavación general, socavación en curvas, etc., la socavación que ocurre en la sección del puente debido al estrechamiento del cauce por la presencia del puente (socavación por contracción) y la socavación que ocurre en la zona de sus apoyos (socavación local de pilares y estribos rodeados por la corriente).

La suma de las componentes de la socavación, permite obtener la socavación potencial total, mediante expresiones que consideran socavaciones máximas por el lado de la seguridad.

Se recomienda que el valor estimado para la profundidad de socavación potencial total, sea consecuente con lo observado en la etapa de campo, respecto a los materiales que subyacen en el lecho del cauce y sobre la base de los ensayos de laboratorio de las muestras extraídas de las calicatas, pozos exploratorios y de la información obtenida de sondeos geofísicos. Esto, debido a que la estimación de la profundidad de socavación, se realiza mediante métodos empíricos que conllevan en algunos casos a obtener resultados que no son reales.

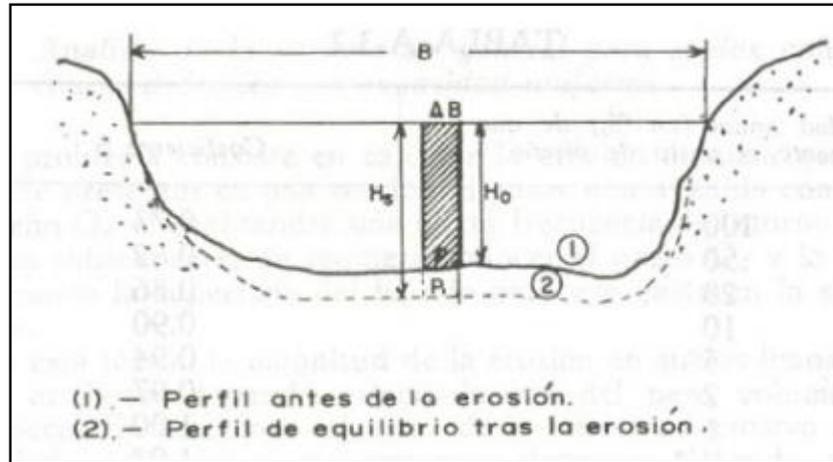
La profundidad de socavación parte de suponer que ésta depende de variables que caracterizan al flujo, al material presente en el lecho del cauce y a la geometría del puente. Por ello, existe mucha incertidumbre sobre el uso de las ecuaciones y sobre que ecuación representa mejor las condiciones reales del curso natural y del puente.

Existe poca información sobre modelos teóricos para estimar la profundidad de socavación, debido al alto grado de incertidumbre y a la complejidad de las variables involucradas, por ello, se recurre a los resultados de investigaciones experimentales de laboratorio basadas en el análisis dimensional, que como se ha mencionado anteriormente, dan resultados muchas veces muy conservadores y contradictorios. Las ecuaciones disponibles en la actualidad son envolventes a resultados obtenidos a modelos físicos de laboratorio.

CÁLCULOS DE SOCAVACIÓN GENERAL EN SUELOS NO COHESIVOS

Los cálculos de socavación general se pueden efectuar considerando el procedimiento planteado por Lischtván-Lebediev, el cual se encuentra descrito de manera detallada en

el Tomo III del libro de Mecánica de Suelos de Juárez Badillo y Rico Rodríguez, Noriega Limusa Editores, 1994, páginas 366-378. En el análisis de la socavación general mediante este método se hace uso de las siguientes variables definidas:



Img. N° 06: Socavación general.

Qd: Caudal máximo de avenidas correspondiente a un periodo de retorno seleccionado.

Be: Ancho superficial del río o curso natural en la sección en estudio. Al ancho total debe descontarse el ancho efectivo de los pilares.

Hm: Tirante medio de la sección, el cual se obtiene dividiendo el área hidráulica entre el ancho efectivo, B_e .

μ : coeficiente de contracción, que toma en cuenta el efecto de la presencia de pilares y estribos, cuando hay un puente localizado en el tramo en análisis. Si se considera que el efecto de contracción es despreciable o no hay obstáculos en el cauce, el coeficiente que se adopta es $\mu = 1$. Los valores de μ a adoptar se indican en la tabla siguiente:

Cuadro N° 12
Coefficientes de Contracción, μ

Velocidad media en la sección, en m/seg	Longitud libre entre dos pilas (claro), en metros												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

α : Coeficiente dado por la siguiente ecuación:

$$a = \frac{Qd}{(Hm^{\frac{5}{3}} * Be * \mu)}$$

Donde todos los términos tiene el significado ya señalado.

H_o: Profundidad máxima de la sección antes de la erosión.

β : El coeficiente β se obtiene de la siguiente tabla. β es función de la probabilidad anual (en %) de que se presente el gasto o caudal de diseño.

Cuadro N° 13

Coefficientes β

Probabilidad anual (en %) de que se presente el caudal de diseño	Periodo de Retorno (T, años)	Coefficiente β
100	1	0.77
50	2	0.82
20	5	0.86
10	10	0.90
5	20	0.94
2	50	0.97
1	100	1.00
0.3	333	1.03
0.2	500	1.05
0.1	1000	1.07

dm: Diámetro medio (en mm) de los granos del fondo.

x: Exponente variable que depende del diámetro del material y que se encuentra de la siguiente tabla.

Cuadro N° 14
Coefficiente X

d (mm)	x	d (mm)	x
0.05	0.43	40	0.30
0.15	0.42	60	0.29
0.5	0.41	90	0.28
1	0.40	140	0.27
1.5	0.39	190	0.26
2.5	0.38	250	0.25
4	0.37	310	0.24
6	0.36	370	0.23
8	0.35	450	0.22
10	0.34	570	0.21
15	0.33	750	0.20
20	0.32	1000	0.19
25	0.31		

H_s: Profundidad socavada Según el planteamiento de Lischtván-Lebediev, la erosión se detendrá cuando a una profundidad alcanzada, el valor V_r de la velocidad de la corriente capaz de producir arrastre llega a ser igual al valor V_e correspondiente a la velocidad que se necesita para que el fondo se degrade (erosione). Las expresiones de V_e y V_r son las siguientes:

$$v_e = 0.68 \beta d_m^{0.28} H_s^x$$

$$V_r = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s}$$

La profundidad de socavación se deduce aplicando la condición de equilibrio, esto es:

$$v_r = v_e \quad \text{ó} \quad \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s} = 0.68 \beta d_m^{0.28} H_s^x$$

De la expresión anterior se despeja Hs y con ello se deduce la profundidad de socavación:

$$\text{Prof. de socav.} = H_s - H_o$$

2.3 DISEÑO ESTRUCTURAL

2.3.1 PUENTES

Estudios previos del Puente

Los puentes generalmente son obras complejas, que requieren para su proyecto definitivo estudiar los siguientes aspectos:

- Localización de la estructura o ubicación.
- Luz y tipo de puente que resulte más adecuado para el sitio escogido, teniendo en cuenta su estética, economía y seguridad.
- Forma geométrica y dimensiones, analizando sus accesos, superestructura, subestructura, cauce de la corriente y cimentaciones.
- Obras de arte y complementarias.

A continuación, se mencionan algunos criterios importantes que deben seguirse para decidir la ubicación del puente, luz libre y dimensiones de la estructura.

Localización

Para la buena localización de un puente deben estudiarse varias alternativas, según los criterios de estudio de tráfico, alineamiento de la vía, alineamiento de la rasante, tipo de terreno, facilidades de construcción, conservación, la estética de la obra. Generalmente, la ubicación de un puente en vías urbanas es forzada y obedece al comportamiento del tránsito. En cambio, la localización en zonas rurales está determinada por

el tipo de terreno y en el caso de estar sobre un río se debe tener en cuenta también el comportamiento del cauce.

Los colapsos más comunes de puentes son causados por avenidas. Por eso, en esta sección se prestará atención a algunos criterios hidráulicos recomendados por Martín Vide (1997) para la ubicación el puente:

- Una característica fundamental del lugar para la colocación del puente es su estabilidad fluvial. Es decir, la garantía de que el río no modifique su sección con efectos negativos para el puente. El fracaso más elemental de un puente es descubrir que se alza sobre seco, mientras el cauce del río se encuentra en otro lugar.
- La ubicación de un puente en lugar inestable puede obligar a realizar obras de encauzamiento importantes para estabilizarlo. En ocasiones, estas obras son imprescindibles pues la falta de estabilidad es extensa y general. En vías que cruzan un delta o una llanura o abanico aluvial es preferible situar el puente aguas arriba, en el origen del abanico, donde el río aún no tiene libertad de movimiento.
- Los lugares de cauce estrecho dan obviamente la ubicación del puente más económica. De otro lado, los cauces múltiples, además de tener mayor longitud, suelen presentar menor estabilidad. Asimismo, los lugares de cauce relativamente rectilíneo son preferibles a las curvas, debido a la tendencia a la erosión lateral y la erosión del fondo en el estado exterior de la curva, excepto en orillas muy resistentes. También es mejor un lugar con un cauce principal de gran capacidad que uno fácilmente desbordable.
- El conocimiento del río hidrológico e hidráulico y sobretodo morfológico es muy útil en el estudio de la estabilidad

necesaria de un puente. Pero no es suficiente, también hay que conocer si en el futuro se proyectan obras o actuaciones que puedan modificar la estabilidad; como puede ser la construcción de una presa aguas arriba o la extracción de material de fondo pueden cambiar drásticamente el comportamiento del cauce.

Tras la ubicación del puente, la siguiente cuestión geométrica con implicación hidráulica es la alineación de la vía con respecto al río. En primer lugar no hay razón para exigir que el cruce sea perpendicular al río en lugar de oblicuo, siempre que esta última alineación esté fundamentada por buenas razones de trazado de la vía (ver fig. 1.1).

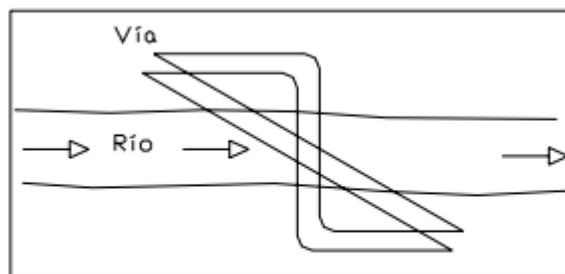


Fig. 1.1 Alineación de la vía con respecto al río.

Una vez aceptadas las alineaciones oblicuas, hay que advertir de algunos problemas que están asociados:

- Las pilas, cimentaciones, estribos y todo elemento mojado del puente debe estar correctamente alineado con la corriente, de ningún modo según la alineación propia del puente, por más que esto signifique una complicación estructural o constructiva (ver fig. 1.2).

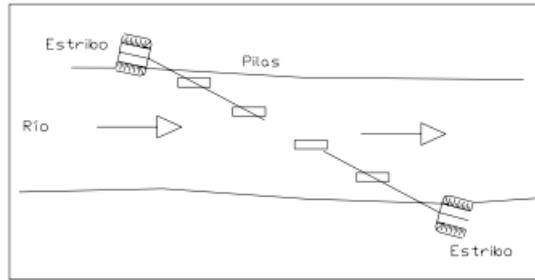


Fig. 1.2 Alineación de pilas y estribos según la corriente.

- Una alineación muy oblicua, casi paralela al río puede ocasionar tal concentración de obstáculos en el cauce que pueden llegar a obstruirlo. Este problema es más frecuente cuanto más importante es la vía y cuanto menos importante es el cauce (un arroyo), pues la vía impone su trazado desconsiderando el carácter específico del cauce (ver fig. 1.3).

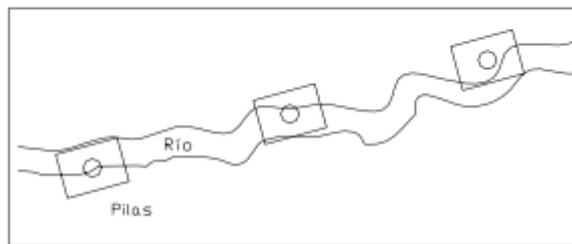


Fig. 1.3 Vía de importancia alineada casi en paralelo con el curso de agua.

Luz y tipo de Estructura

Una vez escogida la ubicación de estructura, es necesario conocer con mayor exactitud las características del terreno y el comportamiento del río. Para esto, deben efectuarse los siguientes estudios de la zona escogida:

- Estudio Topográfico: Debe hacerse un estudio del lugar escogido donde deben incluirse las vías de acceso, determinando curvas de nivel y perfiles de la vía tomados por el eje y por los extremos de la calzada,

alineamiento del cauce aguas arriba y aguas abajo con los niveles de agua observados.

Tipos de puentes

A continuación, describiremos los principales criterios de clasificación de puentes.

Según su utilidad

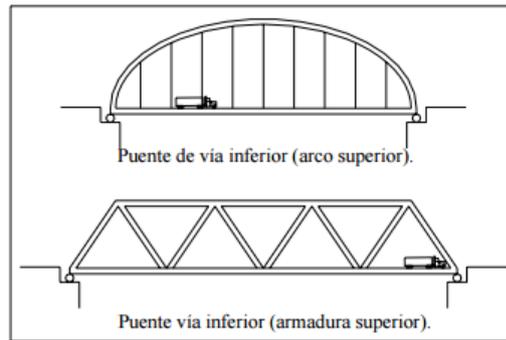
La utilidad de los puentes puede ser muy distinta. Los más modernos son los viaductos para transporte rápido masivo de pasajeros (TRM). Entre los distintos puentes tenemos:

- ✚ Puentes peatonales.
- ✚ Puentes para carreteras.
- ✚ Puentes para vías férreas.
- ✚ Puentes para el paso de tubería.
- ✚ Viaductos para transporte rápido masivo de pasajeros (TRM). 1.2.2

Según el material

En cuanto a los fines de clasificación se refiere, la identificación se hace en base al material utilizado en la estructura principal. Por ejemplo, cuando se habla de un puente de acero, se entiende que la estructura principal es de acero pero la losa puede ser de concreto. Los tipos más usados son:

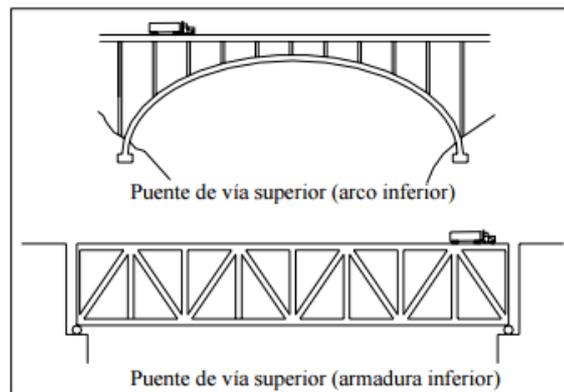
- ✚ Puentes de madera.
- ✚ Puentes de concreto reforzado o pre esforzado.
- ✚ Puentes metálicos.
- ✚ Puentes compuestos (metal con concreto).



Según la localización de la calzada

Esta clasificación está basada en la ubicación de la vía o calzada con respecto a la estructura (armadura o arco).

- ✚ Puentes de calzada o vía inferior.
- ✚ Puentes de calzada o vía superior.



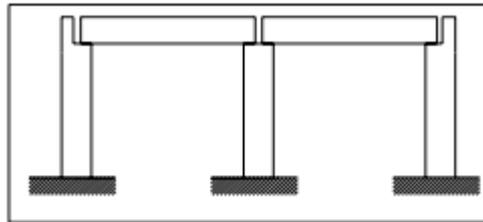
Según el tipo sistema estructural

Longitudinalmente se puede optar por diversos sistemas estructurales. A continuación, presentamos los principales esquemas estructurales:

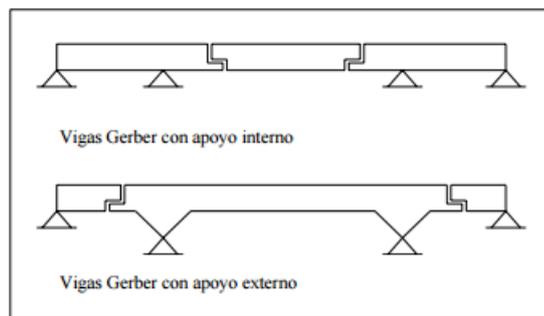
Puentes tipo viga

Los puentes tipo viga son los más comunes. Estructuralmente, también son los más sencillos, se pueden dividir en:

- Puentes de tramos simplemente apoyados (una o varias luces simplemente apoyadas). Pueden ser los de losa maciza o de losas y vigas. Su desventaja se encuentra en el mayor número de juntas y dispositivos de apoyo.



Puentes isostáticos con voladizos (Gerber). Existen vigas Gerber con apoyo interno y vigas Gerber con apoyo externo. En general, tiene las mismas ventajas y desventajas de las vigas simplemente apoyadas. En la actualidad, este tipo de puentes se ha dejado de utilizar.



CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGAS

Introducción

Las cargas que presentamos a continuación están basadas en las especificaciones de AASHTO. En general, estas cargas pueden ser divididas en dos grandes grupos: cargas permanentes y cargas transitorias (cargas de vehículos, peatonales, de fluidos, de sismo, de hielo y de colisiones). Adicionalmente, dependiendo del tipo de estructura pueden presentarse otras fuerzas como las debidas al creep, al shrinkage, o al movimiento de los apoyos de la estructura.

Igualmente, en este capítulo se presentan los estados límites de diseño de resistencia, servicio, evento extremo y fatiga con sus correspondientes combinaciones de carga. Las abreviaciones utilizadas en este capítulo son las empleadas por AASHTO.

Cargas

Cargas permanentes

Las cargas permanentes incluyen:

- Carga muerta de elementos estructurales y elementos no estructurales unidos (DC).
- Carga muerta de superficie de revestimiento y accesorios (DW).

Los elementos estructurales son los que son parte del sistema de resistencia. Los elementos no estructurales unidos se refieren a parapetos, barreras, señales, etc. En caso de no contar con las especificaciones técnicas o manuales que den información precisa del peso, se pueden usar los pesos unitarios de AASHTO presentados en la tabla 2.1. La carga muerta de la superficie de revestimiento (DW) puede ser estimada tomando el peso unitario para un espesor de superficie.

Tabla 2.1 Pesos unitarios.

Materiales	Peso Unitario(Kg/m3)
Aluminio	2800
Superficies bituminosas	2250
Arena, arcilla o limos compactados	1925
Concreto ligeros (incluido refuerzo)	1775
Concreto ligero-con arena (incluido refuerzo)	1925
Concreto normal	2400
Arena, limos o grava suelta	1600
Arcilla suave	1600
Balasto	2450
Acero	7850
Albañilería de piedra	2725
Madera dura	960
Madera suave	800
Rieles para tránsito por vía	300 Kg/ml

Adaptado de “Standard Specifications for Highway Bridges”. AASHTO (1996).

Cargas transitorias

Las cargas que estudiaremos a continuación comprenden las cargas del tráfico vehicular, del tráfico peatonal, de fluidos, de sismo, de hielo, de deformaciones y las causadas por colisiones.

Cargas de vehículos

Los efectos del tráfico vehicular comparados con los efectos del tráfico de camiones son despreciables. Debido a esto el diseño de cargas de AASHTO ha desarrollado modelos de tráfico de camiones que son muy variables, dinámicos, y pueden ser combinados con otras cargas de camiones.

Esos efectos incluyen fuerzas de impacto (efectos dinámicos), fuerzas de frenos, fuerzas centrífugas, y efectos de otros camiones simultáneos.

Cargas debidas al peso de los vehículos

En 1992, Kulicki ajustó un estudio de Transportation Research Board (TRB, 1990) a las cargas de camiones presentes y desarrolló un nuevo modelo. Este modelo consiste en tres cargas diferentes:

- Camión de diseño.
- Camión tandem de diseño.
- Línea de diseño.

El camión de diseño es el típico semitrailer: el eje frontal es de 35kN seguido a 4.3 m de un eje de 145kN y finalmente un eje posterior de 145kN que está ubicado a una distancia variable de 4.3 m a 9.0 m. Este camión de diseño ha sido usado por AASHTO (1996).

Standard Specification y desde 1944 es comúnmente denominado HS20. La H denota Highway, la S denota Semitrailer y 20 es el peso en toneladas americanas.

La segunda configuración es el camión tandem de diseño. Consiste en dos ejes de 110kN espaciados a 1.2 m.

La tercera carga es la línea de diseño que consiste en una carga distribuida de 9.3 N/mm y se asume que ocupa una región de 3.0 m transversalmente. Esta carga es similar a la línea de carga usada por AASHTO durante muchos años, excepto que esta no necesita cargas concentradas.

Los efectos (momentos, cortantes, etc) de las cargas del camión de diseño y del tandem de diseño deben ser superpuestos con los efectos de la línea de diseño (ver Fig. 2.1). Se escoge de la Fig. 2.1 entre “a” y “b”, la combinación que produzca los efectos más desfavorables, mientras que la alternativa c es utilizada para calcular el momento interior negativo en los apoyos.

Estas nuevas combinaciones como son descritas en AASHTO (1994) LRFD Bridge Specifications son designadas como HL-93 para cargas en carreteras aceptadas en 1993.

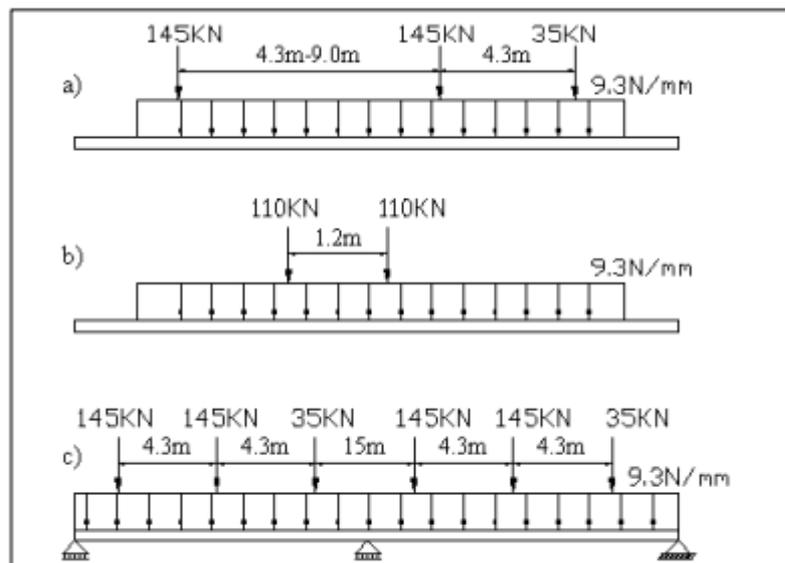


Fig. 2.1 Cargas de diseño de AASHTO.

Línea de diseño

A continuación aclararemos el concepto de línea de diseño usado en el modelo AASHTO HL-93. Para esto es necesario conocer también el concepto de línea de tráfico.

La línea de tráfico es el número de líneas o rutas que se planea usar para cruzar el puente. El ancho típico de una línea de tráfico es 3.6 m.

En cambio, la línea de diseño es aquella que ocupa la carga dentro de la línea de tráfico. Aquí, ASHTO usa un ancho de 3.0 m para la línea de diseño y el vehículo se ubica en la posición más desfavorable de la línea de tráfico (3.6 m) para los efectos extremos.

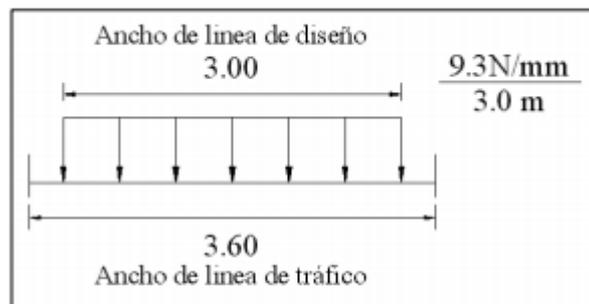


Fig. 2.2 Línea de diseño.

El número de líneas de diseño es la parte entera de dividir el ancho libre de la vía entre 3.6 m. En casos donde el ancho de la línea de tráfico es menor de 3.6 m, el número de líneas de diseño es igual al número de líneas de tráfico y el ancho de línea de tráfico sería el ancho de la línea de diseño. También debe tenerse en cuenta los planes de desvíos, ya que estos suelen alterar los patrones de tránsito.

Presencia múltiple

Los camiones podrían presentarse en líneas adyacentes sobre las carreteras con múltiples líneas de diseño pero es poco probable que tres líneas adyacentes sean simultáneamente cargadas con grandes pesos. Para este efecto AASHTO provee un factor de ajuste de múltiple presencia que se muestra en la tabla.

Estos factores no se aplicaran en casos donde los factores ya hayan sido implícitamente incluidos, tampoco se deben utilizar en casos de estado límite de fatiga. Adicionalmente, estos factores se deben aplicar a las fuerzas de frenado en el diseño de apoyos y estribos.

Número de líneas de diseño	"m"
1	1.20
2	1.00
3	0.85
Más de 3	0.65

Adaptado de “Standard Specifications for Highway Bridges”. AASHTO (1996).

Cargas en la losa y cargas del sistema de barrera

La losa debe ser diseñada para los efectos de carga debido al camión de diseño y el tandem de diseño, cualquiera que cree los máximos efectos. La línea de diseño no se considera en el diseño del sistema de losa ya que generalmente ésta es cargada en la dirección transversal a la línea de tráfico. En puentes tipo losa se debe considerar la línea de diseño cuando la losa es cargada en la dirección longitudinal (paralela a la línea de tráfico).

Si la losa esta en volado (fuera de la viga), comúnmente referida como cantilever, será diseñada para una línea de carga uniforme de 14.6 N/mm ubicados a 0.3 m desde el borde de la vereda o de la baranda como se muestra en la figura 2.3. Esta carga se deriva de la mitad de 220kN tandem (110kN) que es distribuida sobre una longitud de 7600mm. La razón para esta longitud bastante larga es que el sistema de barrera continuo ayuda a distribuir las cargas en una mayor longitud. Si la barrera es discontinua entonces se debe considerar la carga distribuida en una menor longitud.

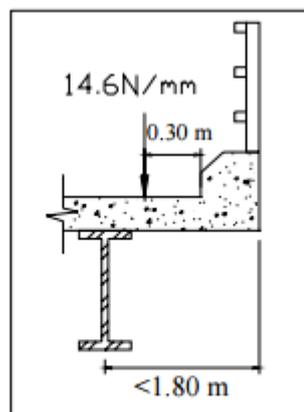


Fig. 2.3 Fuerzas de gravedad en cantilever.

Efectos Dinámicos (IM)

Como la superficie de rodadura no es uniforme, la suspensión de los vehículos reacciona a compresión y tensión. Esta oscilación crea fuerzas que exceden el peso estático cuando el vehículo esta en movimiento.

Las especificaciones de AASHTO usan una simple aproximación para definir el IM como se muestra en la tabla.

Componente	IM(%)
Uniones de losa-Todos los estados limites	75
Otros componentes	
Estados límites de rotura y fatiga	15
Otros estados límites	33

Adaptado de “Standard Specifications for Highway Bridges”. AASHTO (1996).

Estado Límite de Servicio

El estado límite de servicio será tomado en cuenta como una restricción sobre los esfuerzos, deformaciones y ancho de grietas bajo condiciones regulares de servicio.

El estado límite de servicio da experiencia relacionada a provisiones, las cuales no siempre pueden ser derivados solamente de resistencia o condiciones estadísticas.

Estado Límite de Fatiga y Fractura

El estado límite de fatiga será tomado en cuenta como un juego de restricciones en el rango de esfuerzos causados por un solo camión de diseño que ocurre en el número especificado de ciclos correspondiente a ese rango de esfuerzos.

El estado límite de fractura será tomado en cuenta como un juego de requerimientos de tenacidad del material.

Estado Límite de Resistencia

El estado límite de resistencia será tomado en cuenta para asegurar la resistencia y estabilidad. Bajo este estado límite podría ocurrir daño

estructural y frecuentemente sufrimiento, pero la integridad completa de la estructura se espera que se mantenga. De acuerdo a las especificaciones AASHTO, a menos que otros estos límites sean especificados, los factores de resistencia ϕ serán los siguientes:

- Flexión y tracción de concreto reforzado 0.90
- Flexión y tracción de concreto preesforzado 1.00
- Corte y torsión:
 - Concreto de densidad normal 0.90
 - Concreto de baja densidad 0.70
- Compresión axial con espirales y estribos excepto en las zonas sísmicas 3 y 4 en el estado límite de eventos extremos 0.75
- Aplastamiento del concreto 0.70
- Compresión de modelos reticulado 0.70
- Compresión en zonas de anclajes: Concreto de densidad normal 0.80 Concreto de baja densidad 0.65
- Tracción en el acero en zonas de anclaje 1.00

CAPITULO III: MATERIAL Y MÉTODOS

3.1 POBLACIÓN Y MUESTRA

3.1.1 Población

Las Carretera La Jalca – Nueva Esperanza, que une las localidades El Triunfo, Palmeras y Nueva Unión.

3.1.2 Muestra

Carretera Tramo km. 41+00 – 53+00

3.2 METODOLOGÍA

Se empleara el método científico.

3.3 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

-  Toma de datos.
-  Registros y procesamiento de datos.

3.4 TÉCNICAS DE PROCESAMIENTOS DE ANÁLISIS DE DATOS

Aplicación de los siguientes softwares:

-  MS Word: Procesador de datos
-  MS Excel: Procesador de datos numéricos.
-  Auto CAD /Civil 3D.
-  Arc Gis: Procesador de hidráulico.
-  HEC-RAS: Simulador hidráulico.
-  Global Mapper.

3.5 ESTUDIOS BASICOS DE INGENIERIA

FUENTE: Ingeniería Técnica de la Empresa V & H Contratistas Generales EIRL

3.5.1 HIDROLOGÍA

Revisión de información existente

No se tiene mayor información efectuada con anterioridad en la zona de estudio en forma puntual, salvo investigaciones realizadas en sectores aledaños.

En general los estudios recopilados contienen aspectos relacionados a la hidrología dentro del ámbito de la cuenca del río Utcubamba, donde el aspecto más importante ha sido obtener de estos estudios el inventario de estaciones pluviométricas diseminadas en la cuenca del río Utcubamba, esta información valiosa incluye los registros históricos del parámetro precipitaciones máximas en 24 horas de dichas estaciones de acuerdo al siguiente detalle:

Cuadro N° 15

Estaciones Pluviométricas – Cuenca del río Utcubamba

Estación	Latitud	Longitud	Altitud (m.s.n.m.)	Dpto.	Provincia	Longitud de registro
Chachapoyas	6° 12' 30.96"	77° 52' 52"	2450	Amazonas	Chachapoyas	1964-1973 1995-2001

Información cartográfica

La información cartográfica básica para la realización del estudio hidrológico e hidráulico del proyecto, ha consistido en:

Mapas de la Carta Nacional a escala 1/100,000; con equidistancia mínima de curvas de nivel de 50 m, del IGN, confeccionado por métodos estereofotogramétricos con control terrestre – 1971. Hojas: 13-i, 13-h, 14-h.

Información Hidrometeorológica

En ese sentido, al no contar con estaciones hidrométricas con información de caudales máximos o niveles máximos de ríos, se recurre a relaciones precipitación escurrentía para estimar los caudales de diseño, por lo tanto, se usarán las estaciones pluviométricas recopiladas en la cuenca del río Utcubamba, cuyas características se presentan en la Cuadro N° 16

Cuadro N° 16

Estaciones Pluviométricas – Cuenca del río Utcubamba

Estación	Latitud	Longitud	Altitud (m.s.n.m.)	Dpto.	Provi ncia
Chachapoyas	6° 12' 30.96"	77° 52' 52"	2450	Amazonas	Chachapo yas

La información disponible es discontinua, data entre los años 1964 al 2003; sin embargo nos da una estimación de la variación pluviométrica en la zona; es así que en la estación Jamalca en el último fenómeno El Niño (1998) la precipitación en 24 horas alcanzó la magnitud de 166.4 mm, siendo el valor promedio de la serie 50.00 mm; mientras que en la estación de Chachapoyas no se registró variaciones muy significativas.

Hidrografía

El río Utcubamba nace cerca de Leimebamba, a 90 kilómetros de Chachapoyas en la Provincia de Chachapoyas del Departamento de Amazonas en los Andes en el norte del Perú. Es en esta ciudad que recibe el aporte por su margen derecha del río Sonche, que constituye el afluente principal del río.

La cuenca del río Utcubamba se ubica en la parte norte de la vertiente hidrográfica del Océano Atlántico, la dirección de su colector principal, río Utcubamba, sigue una dirección preferentemente NW, hasta alcanzar la confluencia con el río Marañón.

El Rio Tinas, Rio Quiramachay, es un afluente al rio Utcubamba.

Análisis estadístico de información pluviométrica

Para la ejecución del estudio hidrológico se ha recurrido a la información de precipitaciones máximas en 24 horas registradas en tres estaciones pluviométricas ubicadas en el departamento de Amazonas, las cuales incluyen registros entre el año 1964 y 2003.

Las estaciones pluviométricas se encuentran localizadas en la zona de estudio o cercana a ella y han sido obtenidas de los estudios e investigaciones realizadas con anterioridad en zonas aledañas al área del proyecto, la Cuadro N° 17 los datos históricos.

Cuadro N° 17

Estaciones pluviométricas con registro de precipitación máxima en 24 horas

Estación	Parámetro	Periodo
Chachapoyas	Precipitación Máxima en 24 hrs.	1964 – 1973 1995 – 2001

Cuadro N° 18

**Datos históricos de las Estaciones pluviométricas con registro
de precipitación máxima en 24 horas**

N°	Año	Estación Chachapoyas
1	1964	29.00
2	1965	29.50
3	1966	44.30
4	1967	37.40
5	1968	45.00
6	1969	36.00
7	1970	30.00
8	1971	28.00
9	1972	47.00
10	1973	25.50
11	1974	
12	1975	
13	1976	
14	1977	
15	1978	
16	1979	
17	1980	
18	1981	
19	1982	
20	1983	
21	1984	
22	1985	
23	1986	
24	1987	

N°	Año	Estación Chachapoyas
25	1988	
26	1989	
27	1990	
28	1991	
29	1992	
30	1993	
31	1994	
32	1995	90.30
33	1996	37.50
34	1997	46.70
35	1998	42.40
36	1999	31.50
37	2000	28.40
38	2001	52.80
39	2002	
40	2003	

Fuente: Estaciones pluviométricas de Amazonas.

Con los datos de las estaciones se hallaron las precipitaciones correspondientes a los periodos de retorno de 10, 50, 100, 175 y 500 años usando las distribuciones Normal, Log Normal, Log Pearson III y Valor Extremo Tipo I (Gumbel).

En la **Cuadro N° 19**

se presentan los resultados obtenidos para las estaciones estudiadas según la distribución de mejor ajuste. Se empleó el método de Kolmogorov - Smirnov para determinar la distribución que producía el mejor ajuste en cada caso.

Cuadro N° 19

Resultados de precipitaciones máximas en 24 horas según las

Precipitación Máxima en 24 horas (mm)								
Estación	Distribución	Δc	Δt	TR (años)				
				10	50	100	175	500
Chachapoyas	Normal	0.1591	0.3298	59.72	71.56	75.74	78.85	84.19
	Log Normal	0.1149	0.3298	56.90	72.52	79.00	84.20	93.94
	Log Pearson III	0.0932	0.3298	57.94	86.98	102.62	116.90	148.22
	Gumbel	0.1032	0.3298	60.07	79.81	88.15	94.86	107.43

distribuciones

En la **Cuadro N° 19**

20 se presentan los resultados obtenidos para cada estación según la distribución de mejor ajuste.

Cuadro N° 20

**Resultados de precipitaciones máximas en 24 horas
según la distribución de mejor ajuste**

Precipitación Máxima en 24 horas (mm)						
Estación	Distribución de mejor ajuste	TR (años)				
		10	50	100	175	500
Chachapoyas	Log Pearson III	57.94	86.98	102.62	116.90	148.22

Estimación de Caudales de Escorrentía

Las dimensiones de los elementos del drenaje superficial serán establecidas mediante métodos teóricos conocidos de acuerdo a las características del clima de la zona donde está ubicada la carretera y tomando en cuenta la información pluviométrica disponible.

El método de estimación de los caudales asociados a un periodo de retorno dependiente del tamaño y naturaleza de la cuenca tributaria. Por su naturaleza representan casos

especiales la presencia de lagos, embalses y zonas inundables que retengan o desvíen la escorrentía.

Cuando las cuencas son pequeñas se considera apropiada la aplicación del método de la FORMULA RACIONAL, para la determinación de los caudales. Se considera cuencas pequeñas a aquellas en el que el tiempo de concentración es igual o menos a 6 horas. El tiempo de recorrido del flujo en el sistema de cauces de una cuenca, o tiempo de concertación relacionado con la intensidad medida de precipitación se puede deducir por la fórmula:

$$T = 0.30 (L/J^{1/4})^{3/4}$$

Siendo:

T: Tiempo de concertación en horas.

L: Longitud del Cauce principal en km.

J: Pendiente media.

Esta fórmula no es aplicable al flujo, sobre la plataforma del camino, dado que este flujo es difuso y lento. Cuando se disponga de información directa sobre niveles o cualidades de la avenida, se recomienda comparar los resultados obtenidos del análisis con dicha información.

El caudal del diseño que desagüe de una cuenca pequeña se obtendrá mediante la fórmula racional.

$$Q = C I A / 3.6$$

Siendo:

Q: Caudal m³/seg.

I: Intensidad de la precipitación pluvial máxima previsible, correspondiente a una duración igual al tiempo de concentración y a un periodo de retorno dado, en mm/h.

A: Área de la cuenca en Km².

C: Coeficiente de escorrentía.

Para el pronóstico de los caudales, el procedimiento racional requiere contar con la familia de curvas, Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF), en nuestro país debido a la escala de información pluviográfica con que se cuenta difícilmente puede elaborarse esas curvas. Ordinariamente, solo se cuenta con información de lluvias máximas en 24 horas, por lo que el valor de la intensidad de la precipitación pluvial máxima generalmente se estima a partir de la precipitación máximas en 24 horas, multiplicada por un coeficiente de duración; en el siguiente cuadro se muestran coeficientes de duración entre una hora y 48 horas, lo mismo que podrán usarse, con criterio y cautela para el cálculo de la intensidad cuando no se disponga de mejor información.

Cuadro N° 21

Coeficientes de duración lluvias entre 45 horas y 1 hora

DURACION DE LA PRECIPITACION EN HORAS	COEFICIENTE
1	0.25
2	0.31
3	0.38
4	0.44
5	0.50
6	0.56
8	0.64
10	0.73
12	0.79
14	0.83
16	0.87
18	0.90
20	0.93
22	0.97
24	1.00
48	1.32

FUENTE: Cuadro 4.1.2.a del Manual para el diseño de Caminos no Pavimentados de Bajo Volumen de Transito.

El coeficiente C, de la formula racional, puede determinarse con la ayuda de los siguientes cuadros.

Cuadro N° 22
Valores para la determinación del coeficiente de
Escorrentía

CONDICION	VALORES			
1. Relieve de Terreno	K1 = 40 Muy Accidentado pendiente superior al 30%	K1 = 30 Accidentado pendiente entre 10% y 30%	K1 = 20 Ondulado pendiente entre 5% y 10%	K1 = 10 Llano pendiente inferior al 5%
2. Permeabilidad del Suelo	K2 = 20 Muy Impermeable roca sana	K2 = 15 Bastante impermeable arcilla	K2 = 10 Permeable	K2 = 5 Muy Permeable
3. Vegetacion	K3 = 20 Sin Vegetacion	K3 = 15 Poca menos del 10% de la superficie	K3 = 10 Bastante Hasta el 50% de la superficie	K3 = 5 Mucha hasta el 90% de la superficie
4. Capacidad de Retencion	K4 = 20 Ninguna	K4 = 15 Poca	K4 = 10 Bastante	K = 5 Mucha

FUENTE: Cuadro 4.1.2.a del Manual para el diseño de Caminos no Pavimentados de Bajo Volumen de Transito.

Para la determinación del coeficiente de escorrentía también podrán tomarse como regencia, cuando sea pertinente, los valores mostrados en el siguiente cuadro.

Cuadro N° 23
Coeficiente de Escorrentía

$K = K1 + K2 + K3 + K4$	C
100	0.80
75	0.65
50	0.50
30	0.35
25	0.20

FUENTE: Cuadro 3.1.2.c del Manual para el diseño de Caminos no Pavimentados de Bajo Volumen de Transito

Cuadro N° 24
Coefficientes de Escorrentía

TIPO DE SUPERFICIE	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA
Pavimento Asfáltico y Concreto	0.70 - 0.95
Adoquines	0.50 - 0.70
Superficie de Grava	0.15 - 0.30
Bosques	0.10 - 0.20
Zonas de vegetación densa	0.10 - 0.50
Terrenos Granulares Terrenos Arcillosos	0.30 - 0.75
Tierra sin Vegetación	0.20 - 0.80
Zonas Cultivadas	0.20 - 0.40

FUENTE: Cuadro 4.1.2.d del Manual para el diseño de Caminos no Pavimentados de Bajo Volumen de Transito.

Para el cálculo de la velocidad y del caudal en un canal con régimen hidráulico uniforme, se puede emplear la fórmula de Manning.

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

$$Q = V * A$$

$$R = A / P$$

Siendo:

Q: Caudal en m³/s.

V: Velocidad media m/s.

A: Área de la sección transversal ocupada por el agua m².

P: Perímetro mojado m.

S: Pendiente del fondo m/m.

n: Coeficiente de rugosidad de Manning (ver cuadro siguiente)

Cuadro N° 25

Valores de coeficiente de MANNING

TIPO DE CANAL	MÍNIMO	NORMAL	MÁXIMO
Tubo metálico corrugado	0.021	0.024	0.030
Tubo de concreto	0.010	0.015	0.020
Canal revestido en concreto alisado	0.011	0.015	0.017
Canal revestido en concreto sin alisar	0.014	0.017	0.020
Canal revestido albañilería de piedra	0.017	0.025	0.030
Canal sin revestir en tierra o grava	0.018	0.027	0.030
Canal sin revestir en roca uniforme	0.025	0.035	0.040
Canal sin revestir en roca irregular	0.035	0.040	0.050
Canal sin revestir con maleza tupida	0.050	0.080	0.012
Río en planicie de cauce recto sin zonas con piedra y malezas	0.025	0.030	0.035
Río sinuosos o torrentosos con piedras	0.035	0.040	0.600

FUENTE: Cuadro 4.1.2.e del Manual para el diseño de Caminos no Pavimentados de Bajo
Volumen de Transito.

Periodo de Retorno

La selección del caudal de diseño para el cual debe proyectarse un elemento del drenaje superficial, esta relación con la probabilidad de riesgo que dicho caudal sea excedido durante el caudal se diseña la obra de arte o drenaje. En General, se aceptan riesgos más altos, cuando los daños probables que se produzcan, en caso discurra un caudal mayor al de diseño, sean menores y los riesgos aceptables deberán ser muy pequeños cuando los daños probables sean mayores.

El riesgo o probabilidad de excedencia de un caudal en un intervalo de años está relacionado con la frecuencia histórica de su aparición o con el periodo de retorno.

En el cuadro siguiente, se muestran los valores del riesgo de excedencia del cuadro de diseño, durante la vida útil del elemento de drenaje para diversos periodos de retorno.

Cuadro N° 26

**Riesgo de excedencia (%) durante la vida útil para diversos periodos
de retorno**

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	AÑOS DE VIDA ÚTIL				
	10	20	25	50	100
10	65.13%	57.84%	92.82%	99.48%	99.99%
15	49.54%	74.84%	82.12%	96.82%	99.41%
20	40.13%	64.15%	72.26%	92.31%	98.31%
25	33.52%	55.80%	63.96%	87.01%	86.31%
50	18.29%	33.24%	39.65%	63.58%	86.74%
100	9.56%	18.21%	22.22%	39.50%	63.40%
500	1.98%	3.92%	4.88%	9.30%	18.14%
1000	1.00%	1.98%	2.47%	4.88%	9.52%
10000	0.10%	0.20%	0.25%	0.50%	0.75%

FUENTE: Cuadro 4.1.2.e del Manual para el diseño de Caminos no Pavimentados de Bajo Volumen de Transito.

Se recomienda adoptar períodos de retorno inferiores a 10 años para las cunetas y para las alcantarillas de alivio. Para las alcantarillas de paso el retorno aconsejable es de 50 años. Para los pontones y puentes el periodo de retorno no será menos de 100 años. Cuando sea previsible que se produzcan daños catastróficos en caso que se excedan los caudales de diseño, el periodo de retorno podrá ser hasta de 500 años a más. En el cuadro siguiente, se indican periodos de retorno aconsejables según el tipo de obra de drenaje.

Cuadro N° 27

**Periodos de retorno para diseño de obras de drenaje en caminos de
bajo volumen de transito**

TIPO DE OBRA	PERÍODO DE RETORNO EN AÑOS
Puentes y Pontones	100
Alcantarillas de Paso	50
Alcantarillas de Alivio	10 - 20
Drenaje de plataforma	10

FUENTE: Cuadro 4.1.1.b del Manual para el diseño de Caminos no Pavimentados de Bajo Volumen de Transito.

3.5.2 HERRAMIENTAS

Delimitación de cuencas:

Para realizar el cálculo hidráulico de nuestras obras de arte, primero se definió las zonas críticas en el tramo de estudios con ayuda de software, para determinar áreas, pendientes, longitudes, entre otras cosas.

Dicho procedimiento nos facilita en encontrar datos más exactos para el diseño hidráulico de dichas obras de arte en ciertos puntos del tramo, sino este el procedimiento realizado.

Procedimiento Arc Gis

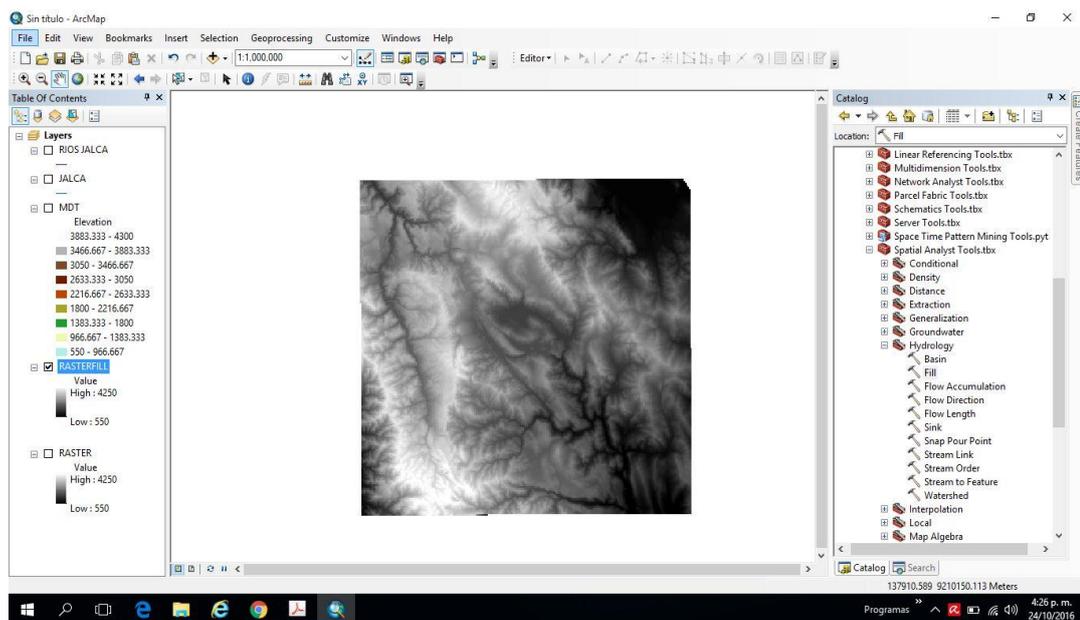


Foto 1: Shapeliflife Rasterfill

“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA, PROVINCIA CHACHAPOYAS”

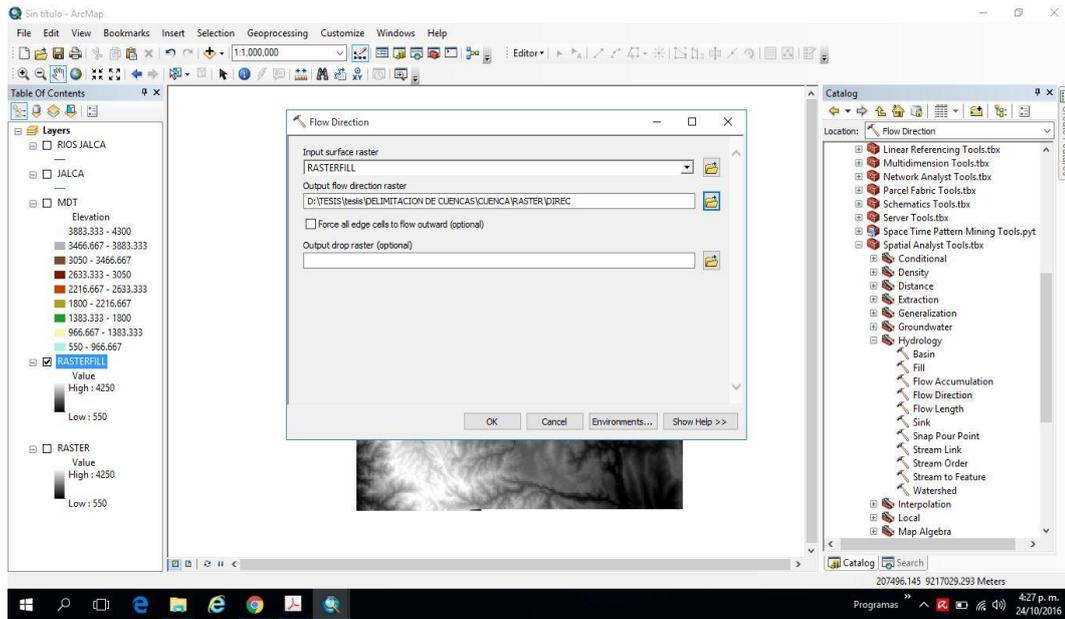


Foto 2: Creamos un shapelife de Dirección de flujo

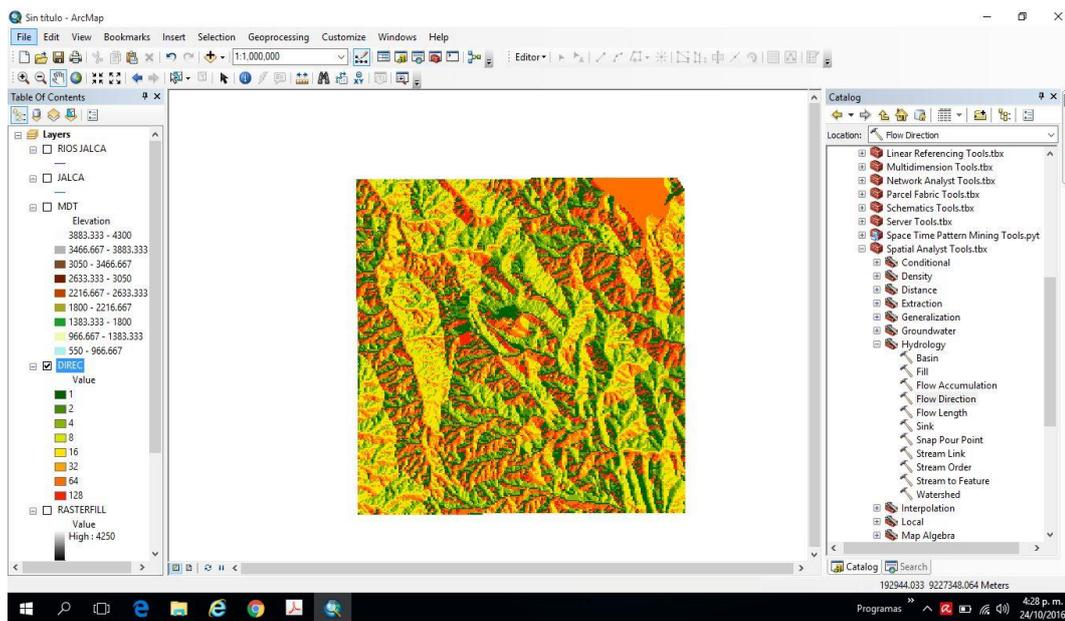


Foto 3: Shapelife de Dirección de Flujo

“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA, PROVINCIA CHACHAPOYAS”

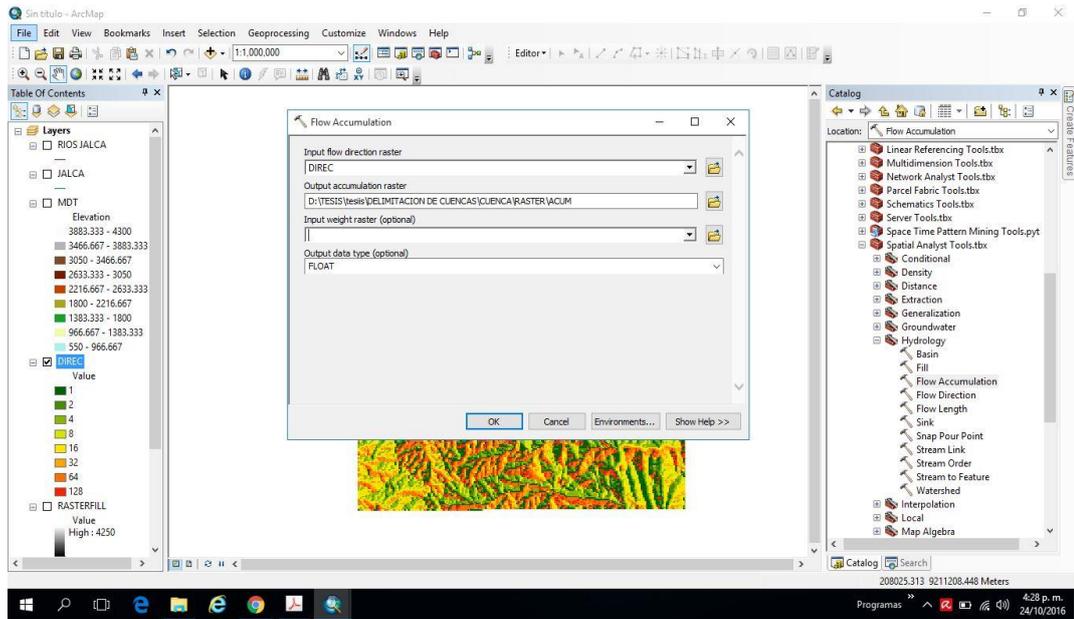


Foto 4: Creamos un shapelife de Acumulación

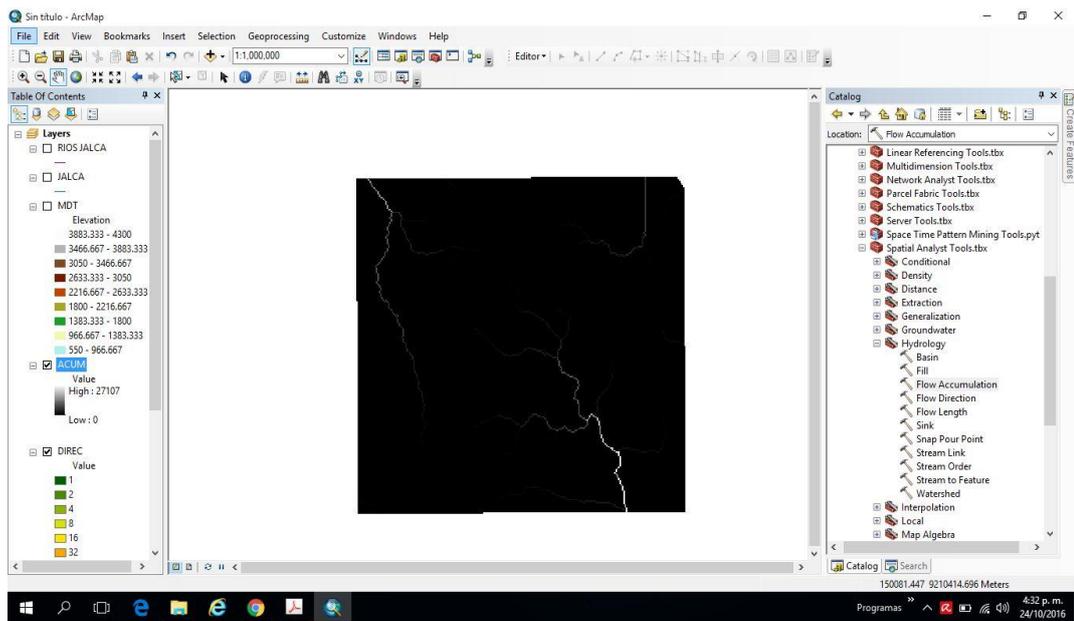


Foto 5: Shapelife de Acumulación de Flujo

“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA, PROVINCIA CHACHAPOYAS”

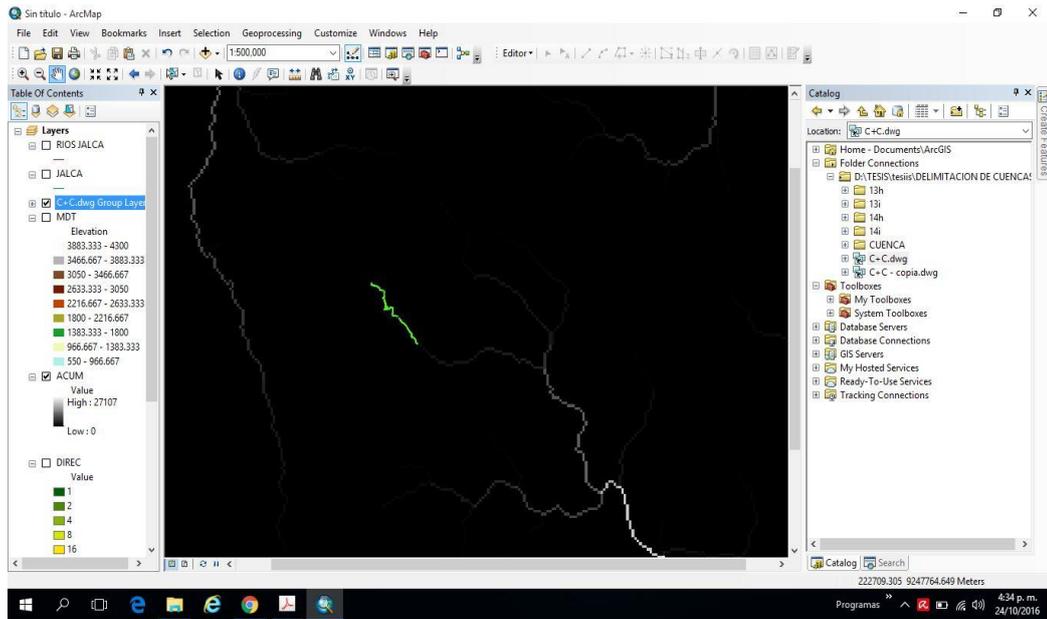


Foto 6: Importamos la sección de estudios

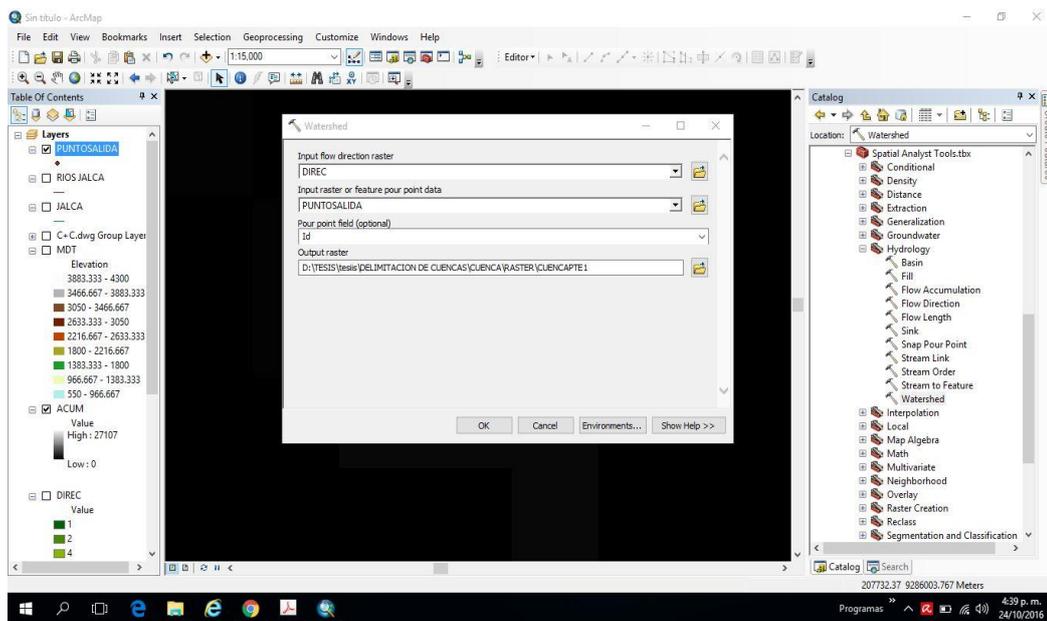


Foto 7: Creamos un shapelif de la cuenca en la zona de estudio

“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA, PROVINCIA CHACHAPOYAS”

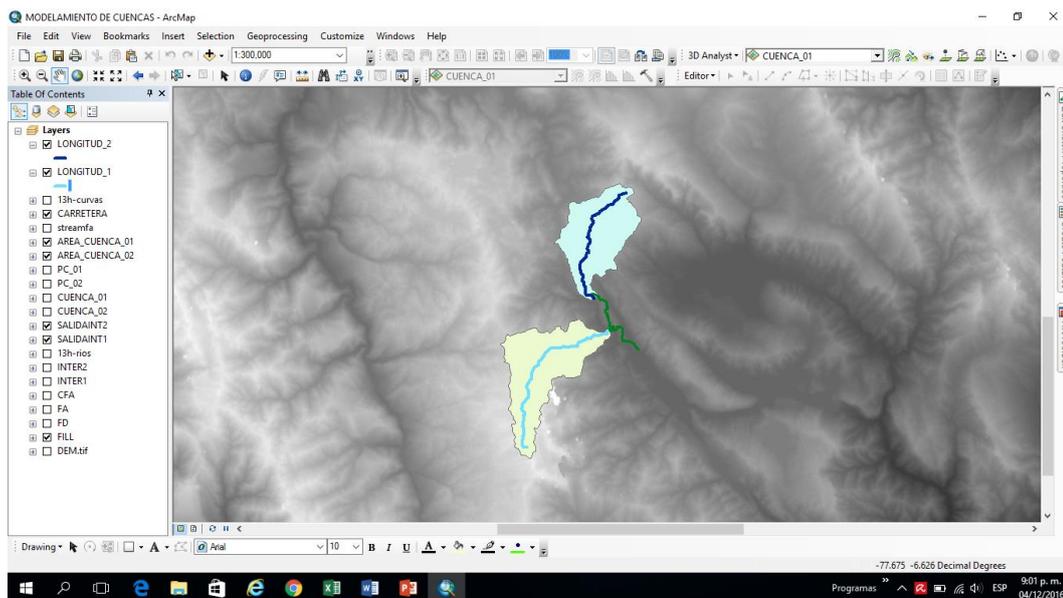


Foto 8: Shapelife de Cuenca del rio Tinas

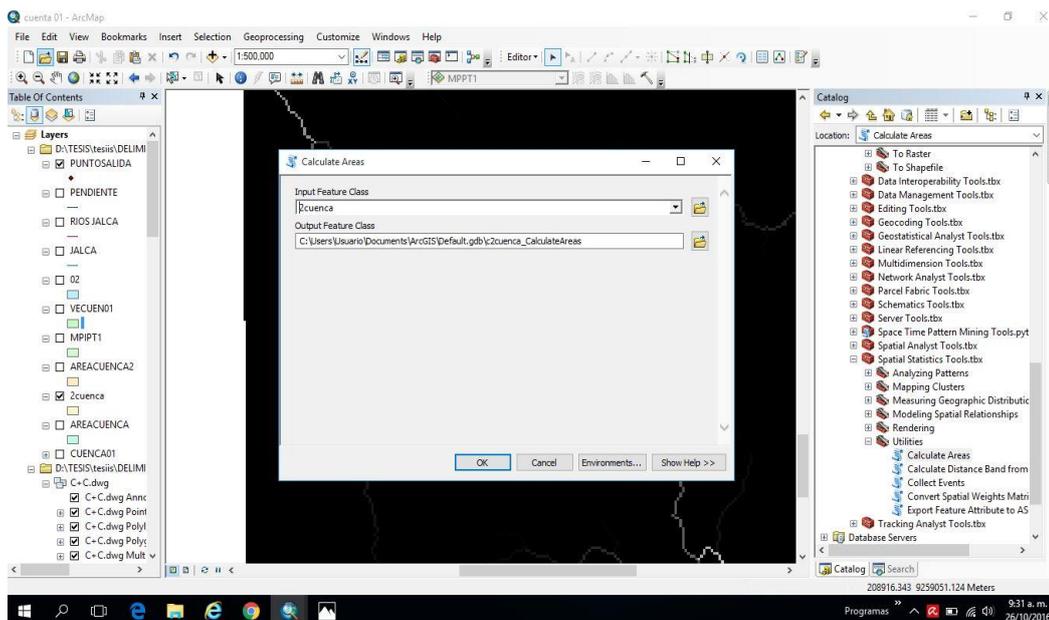


Foto 9: Creamos un shapelife Área de la cuenca

“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA, PROVINCIA CHACHAPOYAS”

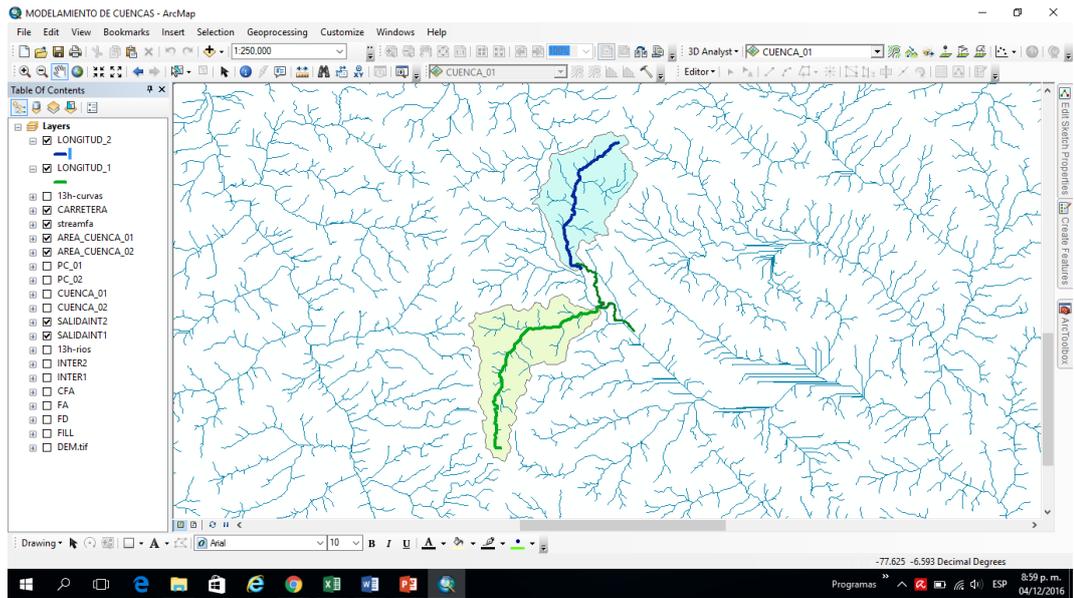


Foto 10: Calculo de longitud de los Rios

 Hec ras

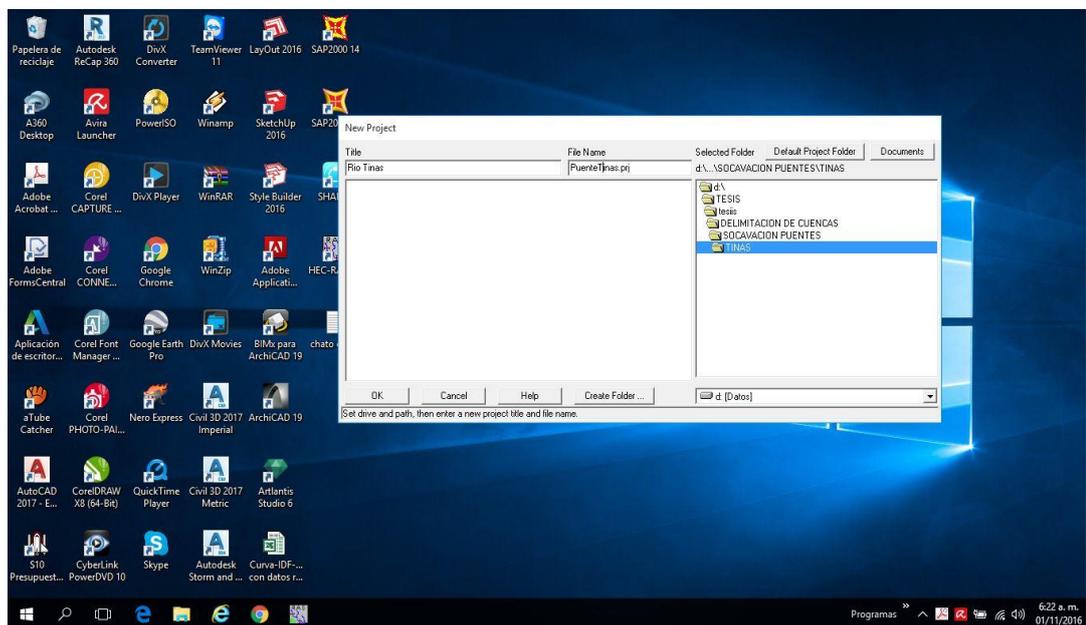


Foto 11: Creamos nuevo proyecto en Hec ras

“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA, PROVINCIA CHACHAPOYAS”

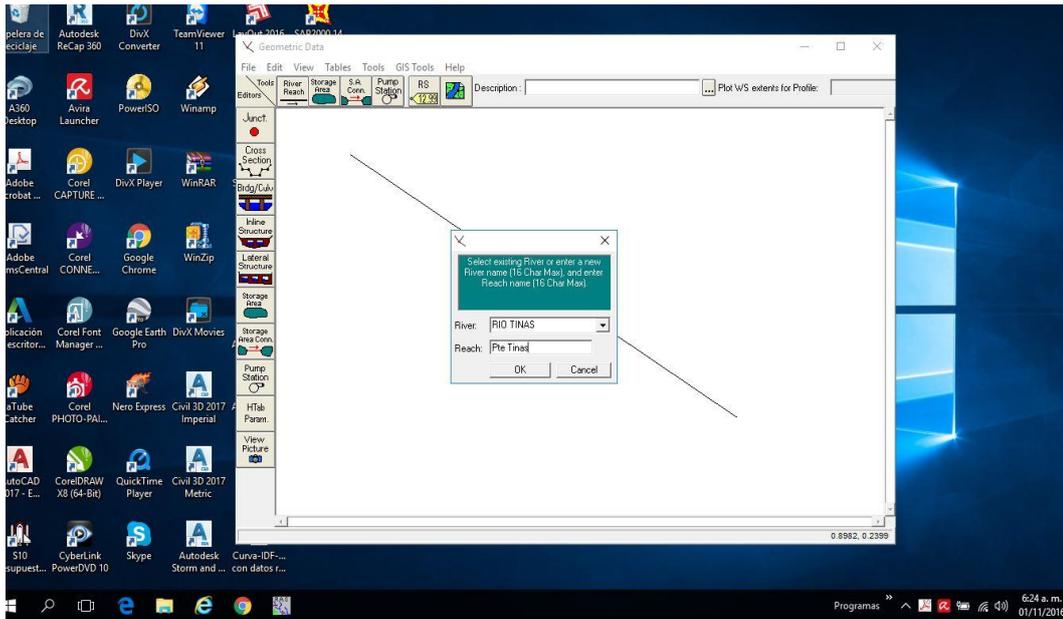


Foto 12: creamos cauce de rio y damos el sentido para aguas arriba y aguas abajo

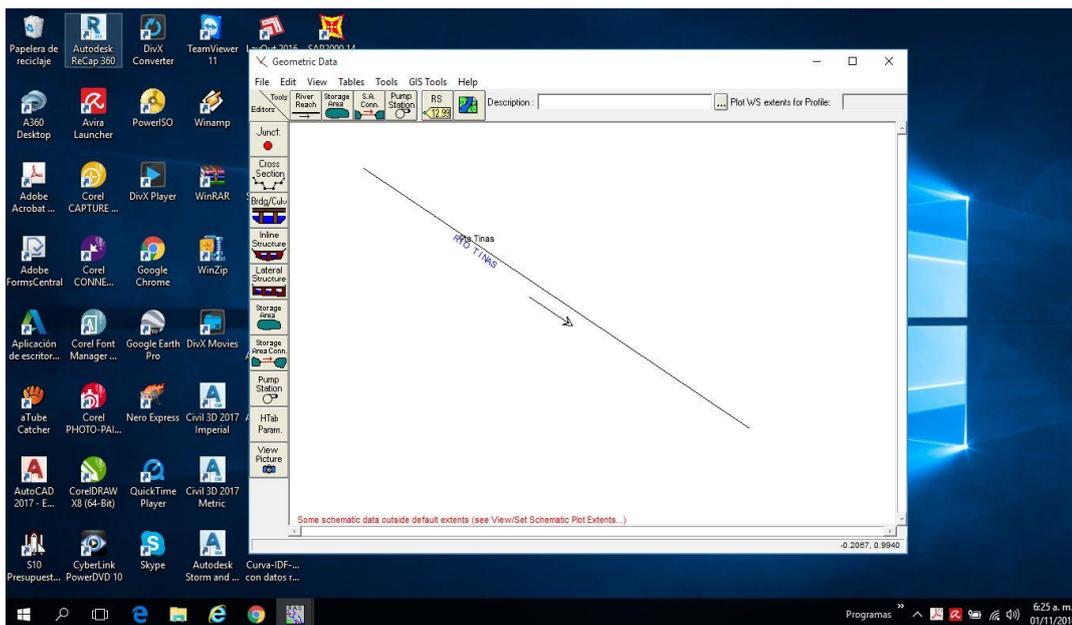


Foto 13: Cauce creado

**“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS”**

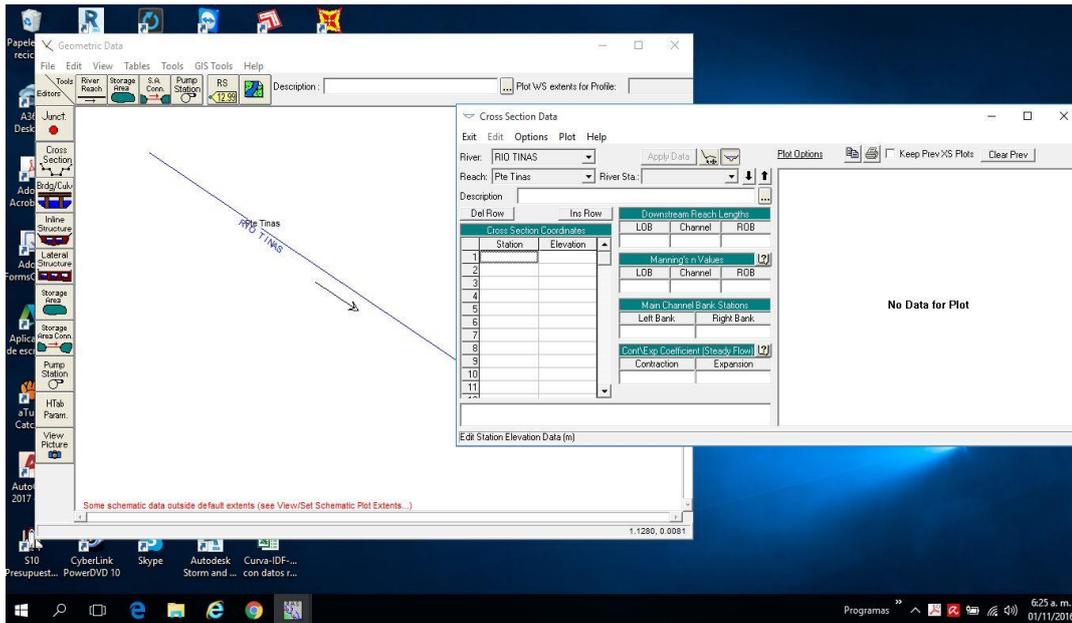


Foto 14: Ingresamos secciones

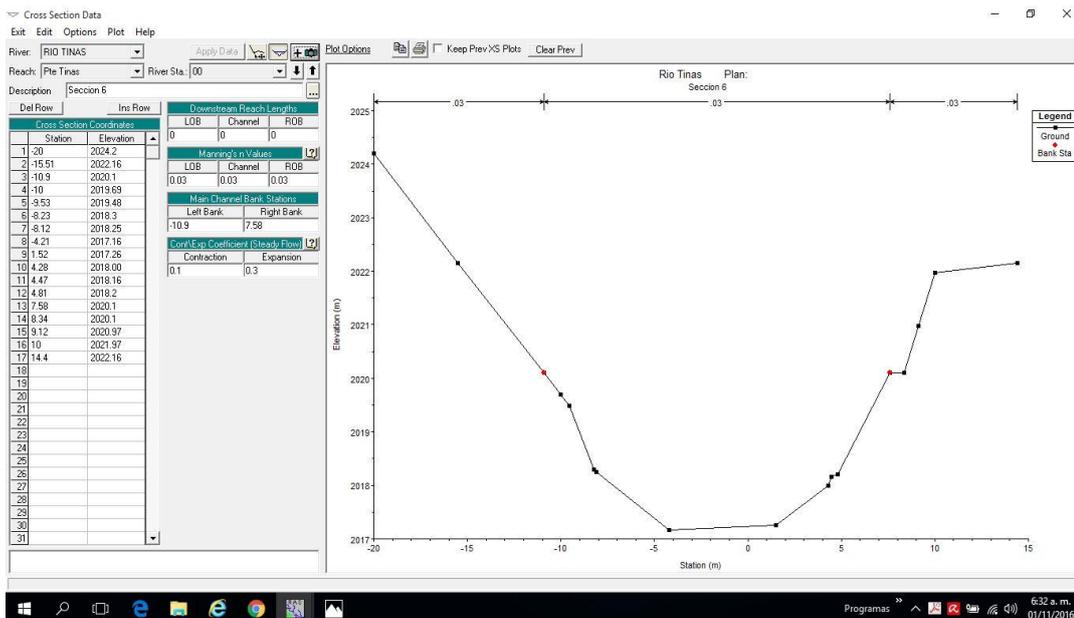


Foto 15: Primera sección

**“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS”**

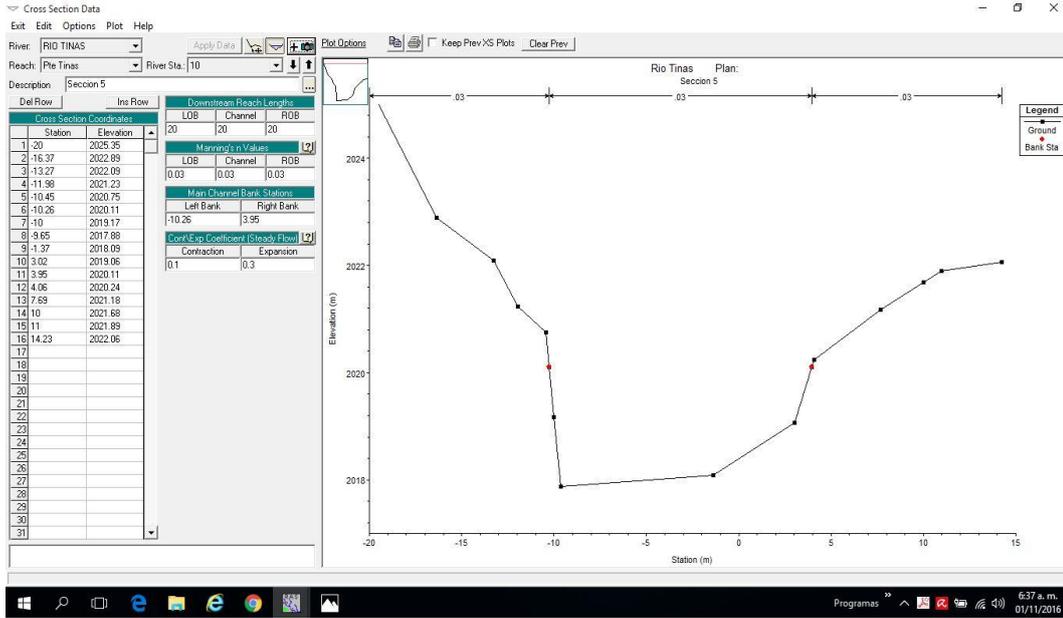


Foto 16: Segunda sección

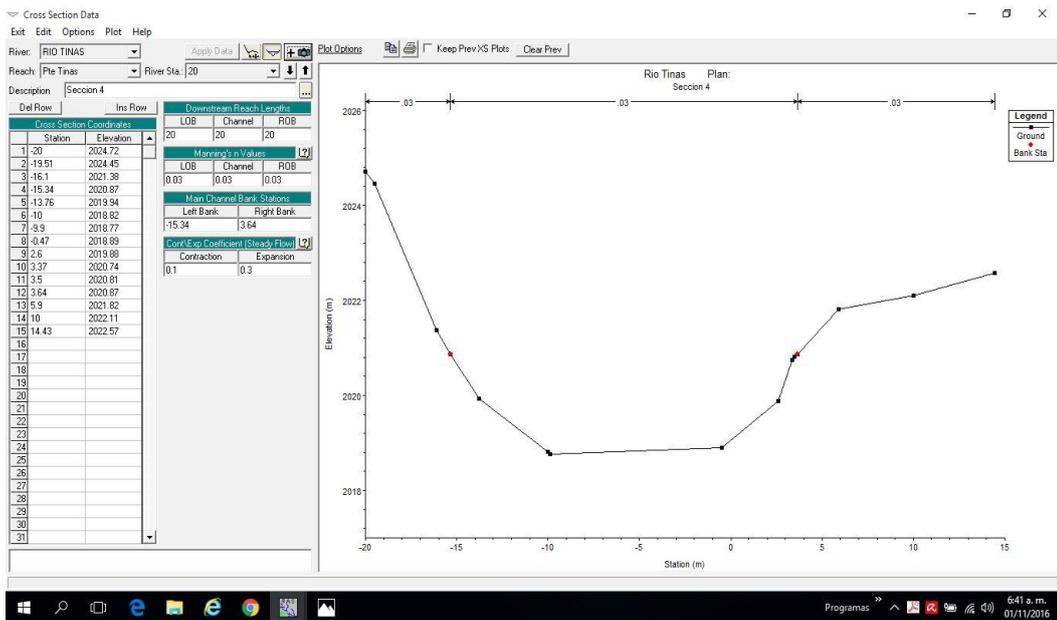


Foto 17: Tercera sección

**“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS”**

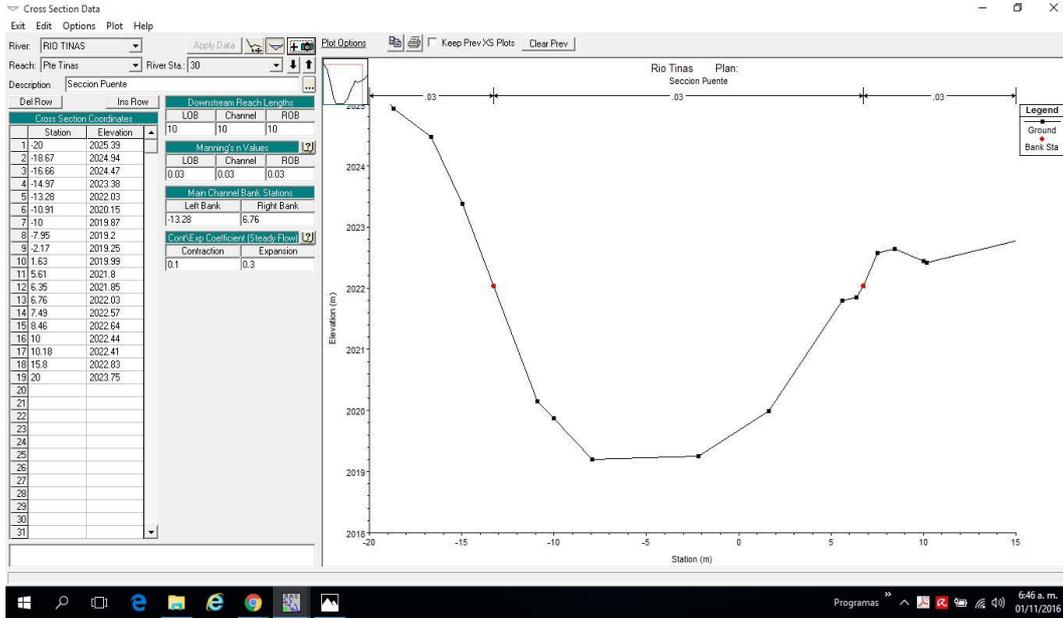


Foto 18: Cuarta sección

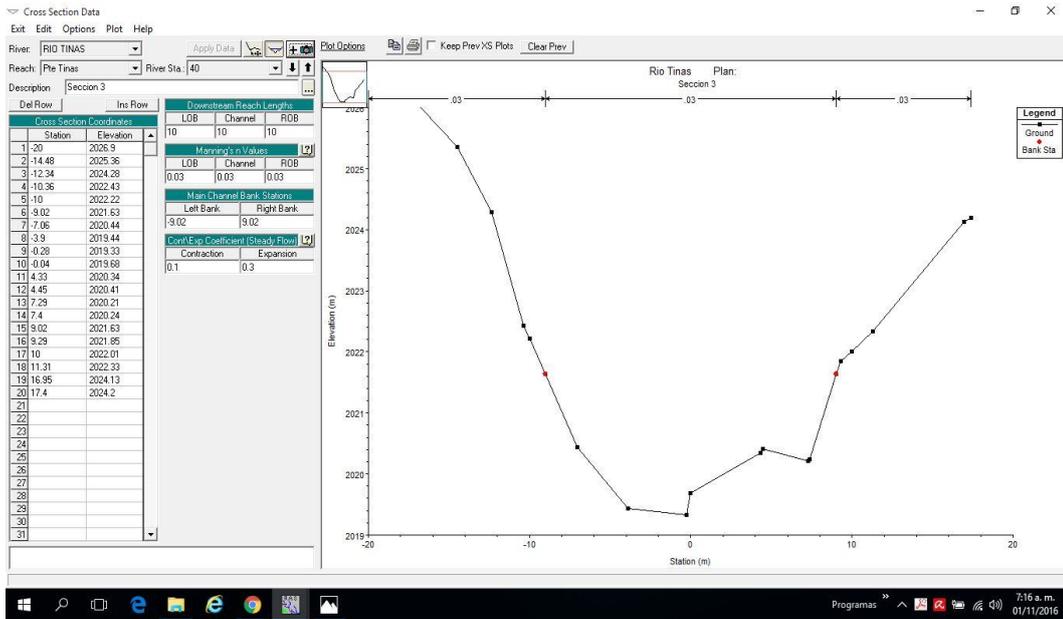


Foto 19: Quinta sección

**“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS”**

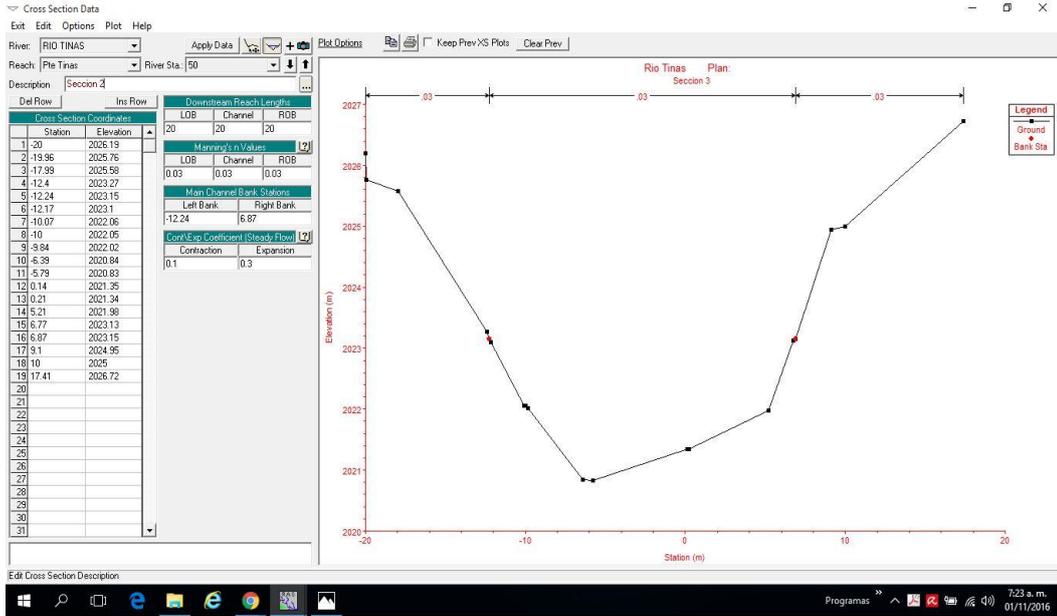


Foto 20: Sexta sección



Foto 21: cauce del rio y secciones

“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA, PROVINCIA CHACHAPOYAS”

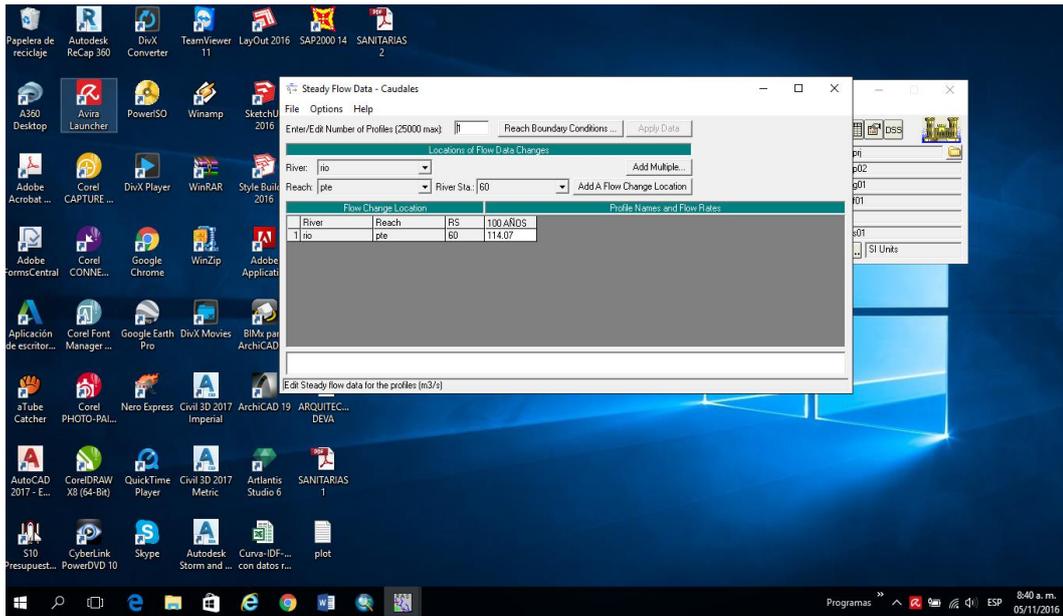


Foto 22: ingresamos el Caudal

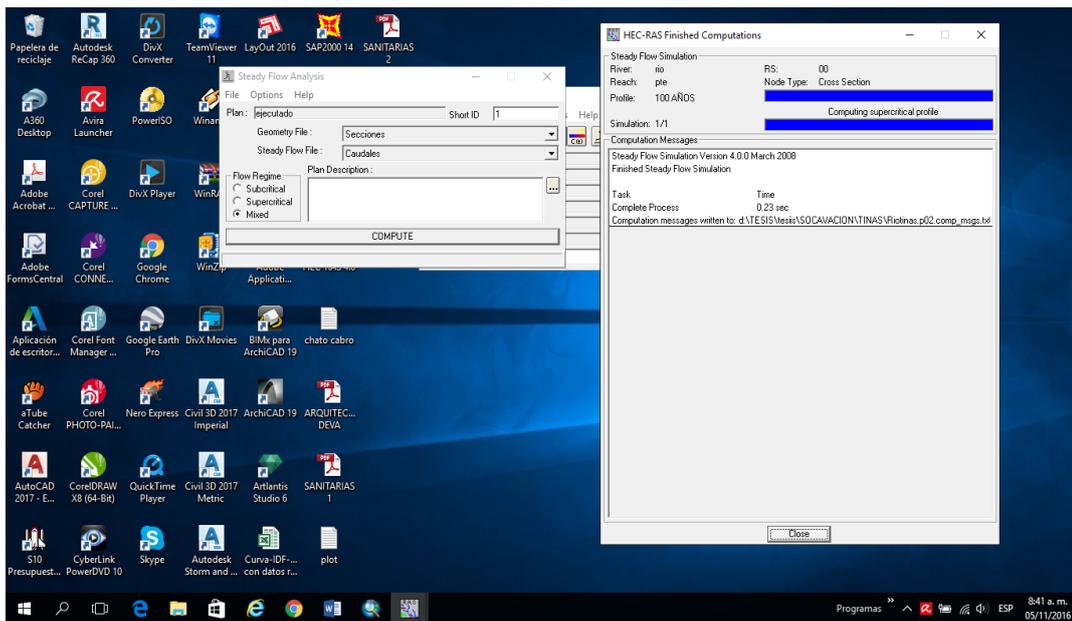


Foto 23: Corremos el programa

CAPITULO IV: RESULTADOS

4.1 Calculo de las Curvas IDF

Se ha tomado las precipitaciones máximas en 24 horas de año de la estación Chachapoyas por ser más cerca y tener la altitud más aproximada al punto de estudio.

Cuadro: DATOS MENSUALES DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 Hrs. (mm)

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Sept.	Octubre	Nov.	Dic.	Máximo
1965	7.50	23.30	15.00	14.20	11.50	10.90	9.60	3.50	19.60	21.80	29.50	10.60	29.50 Noviembre
1966	10.50	16.00	9.30	15.80	23.00	21.70	2.90	5.40	7.10	44.30	22.20	12.40	44.30 Octubre
1967	16.20	17.30	37.40	19.80	16.50	21.00	28.50	0.80	11.00	21.00	32.50	17.00	37.40 Marzo
1968	25.00	45.00	24.50	24.50	18.00	2.00	10.00	8.50	32.50	32.50	8.00	14.50	45.00 Febrero
1969	36.00	9.50	33.00	33.50	2.20	16.00	6.00	8.00	6.00	16.00	14.00	25.00	36.00 Enero
1970	20.00	9.00	20.50	16.00	9.50	13.00	7.00	5.50	9.00	17.00	20.50	30.00	30.00 Diciembre
1971	20.00	22.50	28.00	21.00	19.50	5.00	14.50	3.50	9.50	17.50	18.50	23.00	28.00 Marzo
1972	10.50	16.50	47.00	30.50	13.50	3.50	11.00	11.00	20.50	41.00	22.00	38.50	47.00 Marzo
1973	25.00	12.00	20.00	27.00	13.00	25.50	9.00	7.50	22.00	8.50	15.00	15.00	27.00 Abril
2004	14.10	22.40	31.50	18.30	8.60	16.00	14.40	7.00	13.80	17.30	19.30	18.40	31.50 Marzo
2005	5.50	16.80	19.80	18.00	30.50	1.30	2.00	5.40	20.60	21.60	21.40	14.80	30.50 Mayo
2006	21.80	27.10	44.50	22.70	5.00	4.60	9.30	3.90	11.80	42.00	24.50	18.60	44.50 Marzo
2007	18.80	10.50	33.90	13.50	13.20	1.60	13.70	17.70	8.50	25.34	26.30	26.70	33.90 Marzo
2008	15.60	34.80	9.80	8.00	13.80	13.80	3.10	7.00	12.80	41.40	14.00	11.20	41.40 Octubre
2009	18.30	53.90	23.50	48.30	5.60	2.00	8.60	7.40	3.80	36.30	14.00	5.80	53.90 Febrero
2010	35.10	29.70	21.50	32.10	10.30	14.30	24.80	1.20	8.60	7.70	12.50	14.00	35.10 Enero
2011	19.30	11.30	30.70	18.20	30.20	3.20	13.10	5.70	11.50	19.60	9.80	21.00	30.70 Marzo
MAX	36.00	53.90	47.00	48.30	30.50	25.50	28.50	17.70	32.50	44.30	32.50	38.50	53.90

Distribución de probabilidades pluviométricas mediante Gumbel

Nº	Año	Mes Max. Precip.	Precipitación (mm)	
			x_i	$(x_i - \bar{x})^2$
1	1965	Noviembre	29.50	53.38
2	1966	Octubre	44.30	56.16
3	1967	Marzo	37.40	0.35
4	1968	Febrero	45.00	67.14
5	1969	Enero	36.00	0.65
6	1970	Diciembre	30.00	46.32
7	1971	Marzo	28.00	77.54
8	1972	Marzo	47.00	103.92
9	1973	Abril	27.00	96.16
10	2004	Marzo	31.50	28.15
11	2005	Mayo	30.50	39.76
12	2006	Marzo	44.50	59.20
13	2007	Marzo	33.90	8.44
14	2008	Octubre	41.40	21.11
15	2009	Febrero	53.90	292.21
16	2010	Enero	35.10	2.91
17	2011	Marzo	30.70	37.28
17		Suma	625.7	990.7

Cálculo variables probabilísticas

$$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n} = \frac{625.7}{17} = 36.81 \text{ mm}$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{990.7}{17-1}} = 7.87 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * s = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * 7.87 = 6.14 \text{ mm}$$

$$u = \bar{x} - 0.5772 * \alpha = 36.81 - 0.5772 * 6.14 = 33.26 \text{ mm}$$

Cálculo de las Precipitaciones Diarias Máximas Probables para distintas frecuencias

$$F(x) = e^{-e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}}$$

Periodo Retorno	Variable Reducida	Precip. (mm)	Prob. de ocurrencia	Corrección intervalo fijo
Años	YT	XT'(mm)	F(xT)	XT (mm)
2	0.3665	35.5133	0.5000	40.1300
5	1.4999	42.4672	0.8000	47.9879
10	2.2504	47.0712	0.9000	53.1905
25	3.1985	52.8885	0.9600	59.7640
50	3.9019	57.2041	0.9800	64.6406
100	4.6001	61.4878	0.9900	69.4812
500	6.2136	71.3868	0.9980	80.6671

Coefficientes para las relaciones a la lluvia de duración 24 horas

Duraciones, en horas									
1	2	3	4	5	6	8	12	18	24
0.25	0.31	0.38	0.44	0.50	0.56	0.64	0.79	0.90	1.00

Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias

Tiempo de Duración	Cociente	Precipitación máxima Pd (mm) por tiempos de duración						
		2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
24 hr	X ₂₄ = 100%	40.13	47.99	53.19	59.76	64.64	69.48	80.67
18 hr	X ₁₈ = 90%	36.12	43.19	47.87	47.21	58.18	62.53	72.60
12 hr	X ₁₂ = 79%	31.70	37.91	42.02	47.21	51.07	54.89	63.73
8 hr	X ₈ = 64%	25.68	30.71	34.04	38.25	41.37	44.47	51.63
6 hr	X ₆ = 56%	22.47	26.87	29.79	33.47	36.20	38.91	45.17
5 hr	X ₅ = 50%	20.06	23.99	26.60	29.88	32.32	34.74	40.33
4 hr	X ₄ = 44%	17.66	21.11	23.40	26.30	28.44	30.57	35.49
3 hr	X ₃ = 38%	15.25	18.24	20.21	22.71	24.56	26.40	30.65
2 hr	X ₂ = 31%	12.44	14.88	16.49	18.53	20.04	21.54	25.01
1 hr	X ₁ = 25%	10.03	12.00	13.30	14.94	16.16	17.37	20.17

Intensidades de lluvia a partir de Pd, según Duración de precipitación y Frecuencia de la misma

$$I = \frac{P \text{ [mm] }}{t_{\text{duración}} \text{ [hr.]}}$$

Tiempo de duración		Intensidad de la lluvia (mm /hr) según el Periodo de Retorno						
Hr	min	2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
24 hr	1440	1.6721	1.9995	2.2163	2.4902	2.6934	2.8951	3.3611
18 hr	1080	2.0065	2.3994	2.6595	2.6230	3.2320	3.4741	4.0334
12 hr	720	2.6419	3.1592	3.5017	3.9345	4.2555	4.5742	5.3106
8 hr	480	3.2104	3.8390	4.2552	4.7811	5.1712	5.5585	6.4534
6 hr	360	3.7455	4.4789	4.9644	5.5780	6.0331	6.4849	7.5289
5 hr	300	4.0130	4.7988	5.3190	5.9764	6.4641	6.9481	8.0667
4 hr	240	4.4143	5.2787	5.8510	6.5740	7.1105	7.6429	8.8734
3 hr	180	5.0831	6.0785	6.7375	7.5701	8.1878	8.8010	10.2178
2 hr	120	6.2201	7.4381	8.2445	9.2634	10.0193	10.7696	12.5034
1 hr	60	10.0325	11.9970	13.2976	14.9410	16.1602	17.3703	20.1668

Representación matemática de las curvas Intensidad - Duración - Período de retorno:

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n}$$

Donde:

I = Intensidad máxima (mm/h)

K, m, n = factores característicos de la zona de estudio

T = período de retorno en años

t = duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min)

Realizando un cambio de variable:

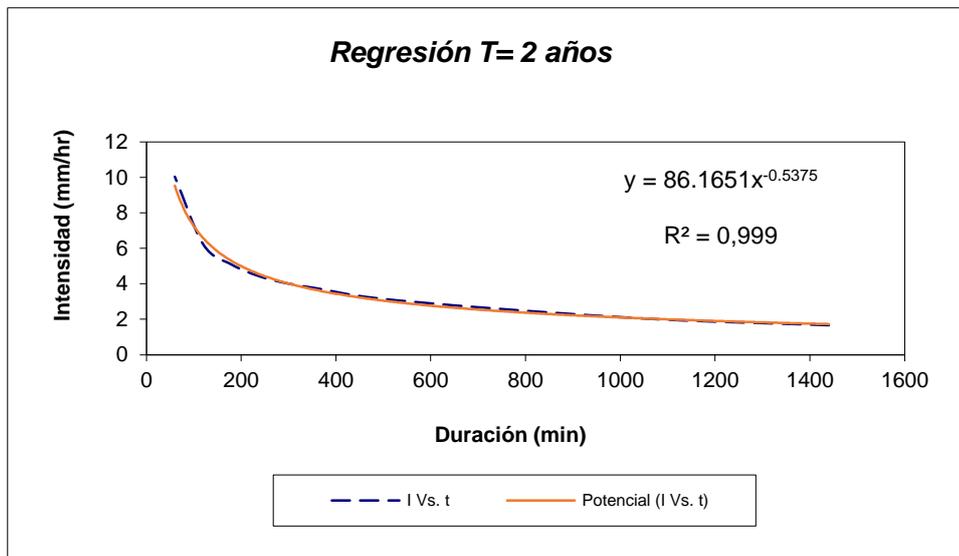
$$d = K \cdot T^m$$

Con lo que de la anterior expresión se obtiene:

$$I = \frac{d}{t^n} \Rightarrow I = d \cdot t^{-n}$$

Regresión Potencial para T = 2 Años

Periodo de retorno para T = 2 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	1.6721	7.2724	0.5141	3.7385	52.8878
2	1080	2.0065	6.9847	0.6964	4.8641	48.7863
3	720	2.6419	6.5793	0.9715	6.3917	43.2865
4	480	3.2104	6.1738	1.1664	7.2011	38.1156
5	360	3.7455	5.8861	1.3205	7.7729	34.6462
6	300	4.0130	5.7038	1.3895	7.9256	32.5331
7	240	4.4143	5.4806	1.4848	8.1379	30.0374
8	180	5.0831	5.1930	1.6259	8.4434	26.9668
9	120	6.2201	4.7875	1.8278	8.7505	22.9201
10	60	10.0325	4.0943	2.3058	9.4409	16.7637
10	4980	43.0394	58.1555	13.3028	72.6666	346.9435
Ln (d) =	4.4563	d =	86.1651	n =	-0.5375	



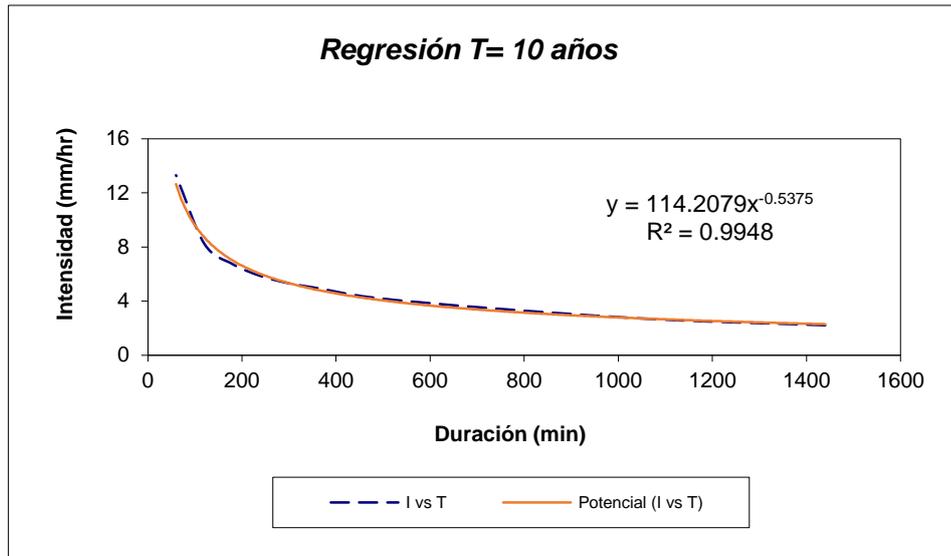
Regresión Potencial para T = 5 Años

<i>Periodo de retorno para T = 5 años</i>						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	1.9995	7.2724	0.6929	5.0390	52.8878
2	1080	2.3994	6.9847	0.8752	6.1131	48.7863
3	720	3.1592	6.5793	1.1503	7.5682	43.2865
4	480	3.8390	6.1738	1.3452	8.3051	38.1156
5	360	4.4789	5.8861	1.4994	8.8255	34.6462
6	300	4.7988	5.7038	1.5684	8.9456	32.5331
7	240	5.2787	5.4806	1.6637	9.1180	30.0374
8	180	6.0785	5.1930	1.8048	9.3720	26.9668
9	120	7.4381	4.7875	2.0066	9.6067	22.9201
10	60	11.9970	4.0943	2.4847	10.1730	16.7637
10	4980	51.4670	58.1555	15.0911	83.0662	346.9435
Ln (d) = 4.6351		d = 103.0371		n = -0.5375		

Regresión Potencial para T = 10 Años

<i>Periodo de retorno para T = 10 años</i>						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	2.2163	7.2724	0.7958	5.7876	52.8878
2	1080	2.6595	6.9847	0.9781	6.8321	48.7863
3	720	3.5017	6.5793	1.2533	8.2455	43.2865
4	480	4.2552	6.1738	1.4482	8.9406	38.1156
5	360	4.9644	5.8861	1.6023	9.4313	34.6462
6	300	5.3190	5.7038	1.6713	9.5327	32.5331
7	240	5.8510	5.4806	1.7666	9.6821	30.0374
8	180	6.7375	5.1930	1.9077	9.9065	26.9668
9	120	8.2445	4.7875	2.1095	10.0995	22.9201
10	60	13.2976	4.0943	2.5876	10.5945	16.7637
10	4980	57.0468	58.1555	16.1204	89.0522	346.9435
Ln (d) = 4.7380		d = 114.2079		n = -0.5375		

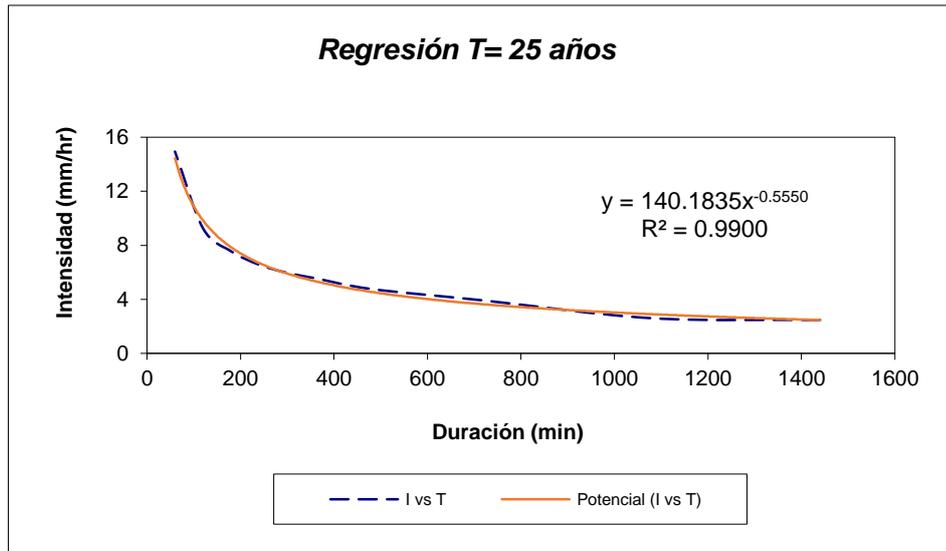
"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"



Regresión Potencial para T = 25 Años

Periodo de retorno para T = 25 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	2.4902	7.2724	0.9123	6.6350	52.8878
2	1080	2.6230	6.9847	0.9643	6.7354	48.7863
3	720	3.9345	6.5793	1.3698	9.0121	43.2865
4	480	4.7811	6.1738	1.5647	9.6600	38.1156
5	360	5.5780	5.8861	1.7188	10.1172	34.6462
6	300	5.9764	5.7038	1.7878	10.1973	32.5331
7	240	6.5740	5.4806	1.8831	10.3207	30.0374
8	180	7.5701	5.1930	2.0242	10.5116	26.9668
9	120	9.2634	4.7875	2.2261	10.6573	22.9201
10	60	14.9410	4.0943	2.7041	11.0716	16.7637
10	4980	63.7317	58.1555	17.1553	94.9182	346.9435
Ln (d) = 4.9430		d = 140.1835		n = -0.5550		

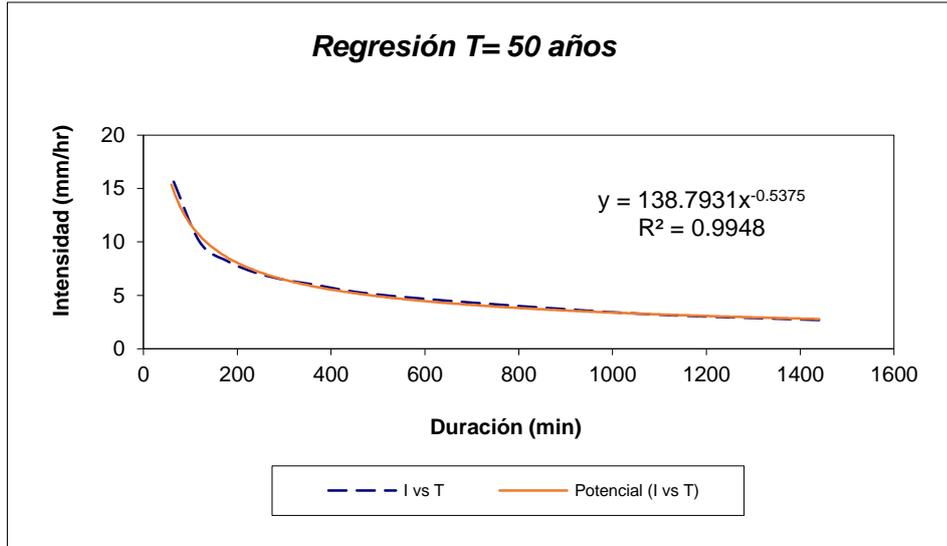
"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"



Regresión Potencial para T = 50 Años

Periodo de retorno para T = 50 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	2.6934	7.2724	0.9908	7.2054	52.8878
2	1080	3.2320	6.9847	1.1731	8.1938	48.7863
3	720	4.2555	6.5793	1.4482	9.5282	43.2865
4	480	5.1712	6.1738	1.6431	10.1442	38.1156
5	360	6.0331	5.8861	1.7973	10.5789	34.6462
6	300	6.4641	5.7038	1.8663	10.6447	32.5331
7	240	7.1105	5.4806	1.9616	10.7506	30.0374
8	180	8.1878	5.1930	2.1026	10.9190	26.9668
9	120	10.0193	4.7875	2.3045	11.0328	22.9201
10	60	16.1602	4.0943	2.7825	11.3927	16.7637
10	4980	69.3271	58.1555	18.0700	100.3904	346.9435
Ln (d) = 4.9330		d = 138.7931		n = -0.5375		

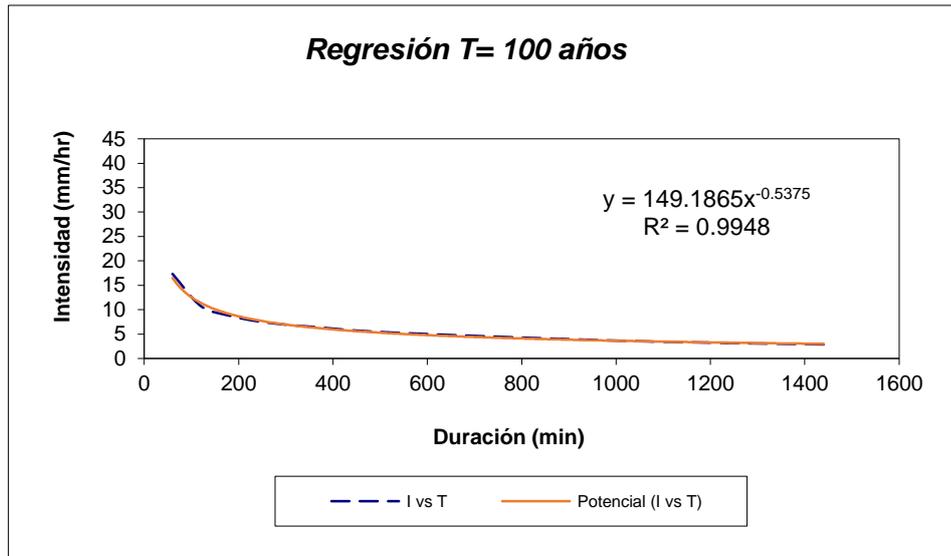
"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"



Regresión Potencial para T = 100 Años

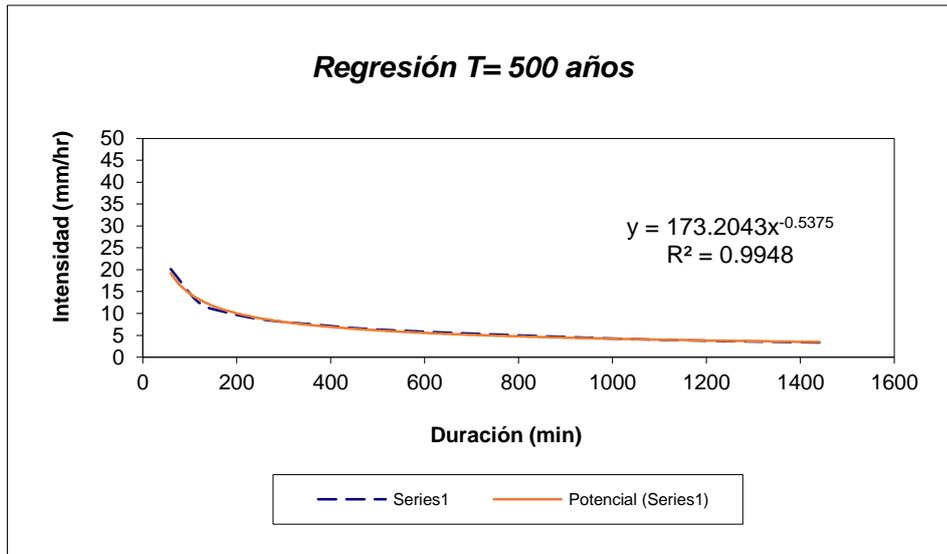
Periodo de retorno para T = 100 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	2.8951	7.2724	1.0630	7.7306	52.8878
2	1080	3.4741	6.9847	1.2453	8.6982	48.7863
3	720	4.5742	6.5793	1.5204	10.0033	43.2865
4	480	5.5585	6.1738	1.7153	10.5901	38.1156
5	360	6.4849	5.8861	1.8695	11.0039	34.6462
6	300	6.9481	5.7038	1.9385	11.0566	32.5331
7	240	7.6429	5.4806	2.0338	11.1464	30.0374
8	180	8.8010	5.1930	2.1749	11.2940	26.9668
9	120	10.7696	4.7875	2.3767	11.3786	22.9201
10	60	17.3703	4.0943	2.8548	11.6884	16.7637
10	4980	74.5186	58.1555	18.7922	104.5900	346.9435
Ln (d) = 5.0052		d = 149.1865		n = -0.5375		

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"



Regresión Potencial para T = 500 Años

Periodo de retorno para T = 500 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	3.3611	7.2724	1.2123	8.8162	52.8878
2	1080	4.0334	6.9847	1.3946	9.7409	48.7863
3	720	5.3106	6.5793	1.6697	10.9854	43.2865
4	480	6.4534	6.1738	1.8646	11.5117	38.1156
5	360	7.5289	5.8861	2.0188	11.8826	34.6462
6	300	8.0667	5.7038	2.0877	11.9080	32.5331
7	240	8.8734	5.4806	2.1831	11.9645	30.0374
8	180	10.2178	5.1930	2.3241	12.0691	26.9668
9	120	12.5034	4.7875	2.5260	12.0932	22.9201
10	60	20.1668	4.0943	3.0040	12.2996	16.7637
10	4980	86.5155	58.1555	20.2849	113.2712	346.9435
Ln (d) = 5.1545		d = 173.2043		n = -0.5375		



Resumen

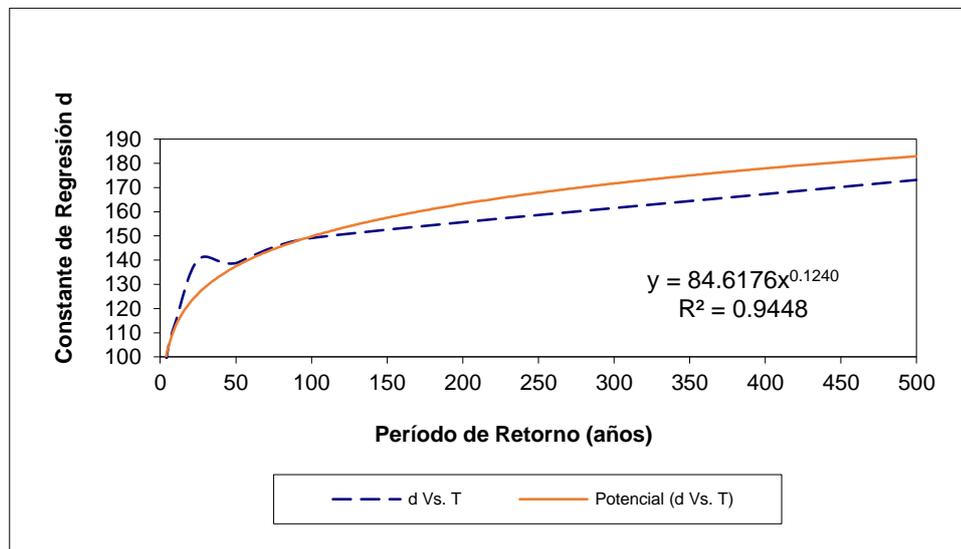
Resumen de aplicación de regresión potencial		
Periodo de Retorno (años)	Término cte. de regresión (d)	Coef. de regresión [n]
2	86.16505285108	-0.53752143702
5	103.03713754508	-0.53752143702
10	114.20792570104	-0.53752143702
25	140.18345744512	-0.55496493933
50	138.79305534897	-0.53752143702
100	149.18654973715	-0.53752143702
500	173.20432862038	-0.53752143702
Promedio =	129.25392960697	-0.54001336592

En función del cambio de variable realizado, se realiza otra regresión de potencia entre las columnas del periodo de retorno (T) y el término constante de regresión (d), para obtener valores de la ecuación:

$$d = K \cdot T^m$$

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"

Regresión potencial						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	2	86.1651	0.6931	4.4563	3.0888	0.4805
2	5	103.0371	1.6094	4.6351	7.4599	2.5903
3	10	114.2079	2.3026	4.7380	10.9097	5.3019
4	25	140.1835	3.2189	4.9430	15.9107	10.3612
5	50	138.7931	3.9120	4.9330	19.2979	15.3039
6	100	149.1865	4.6052	5.0052	23.0498	21.2076
7	500	173.2043	6.2146	5.1545	32.0330	38.6214
7	692	904.7775	22.5558	33.8650	111.7499	93.8667
Ln (K) = 4.4381		K = 84.6176		m = 0.1240		



Termino constante de regresión (K) = 84.6176

Coef. de regresión (m) = 0.1240

Coef. de regresión (n) = 0.54001

La ecuación de intensidad válida para la cuenca resulta:

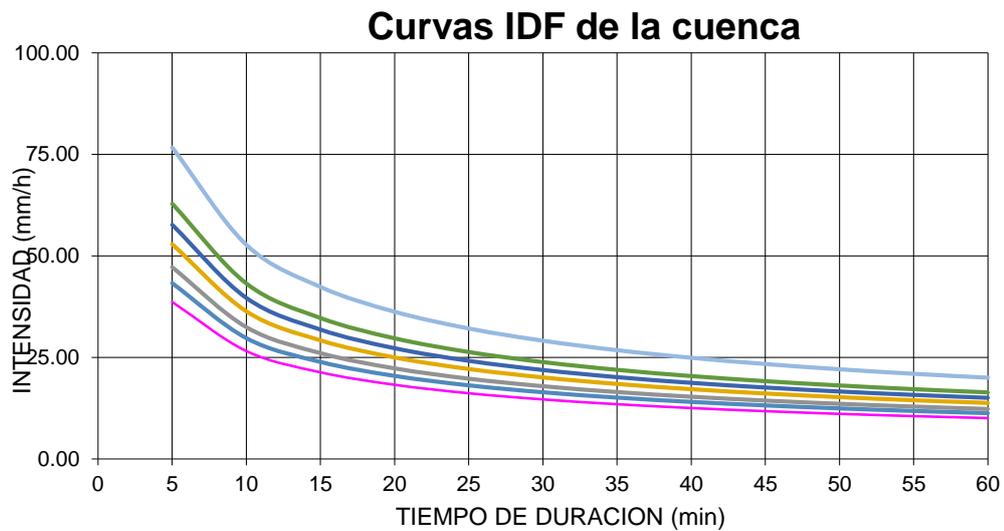
$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n}$$

$$I = \frac{84.6176 * T^{0.1240}}{t^{0.54001}}$$

Tabla de intensidades

Tabla de intensidades - Tiempo de duración												
Frecuencia	Duración en minutos											
	años	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55
2	38.67	26.59	21.36	18.29	16.21	14.69	13.52	12.58	11.80	11.15	10.59	10.11
5	43.32	29.80	23.94	20.49	18.17	16.46	15.15	14.09	13.23	12.49	11.87	11.32
10	47.21	32.47	26.09	22.33	19.80	17.94	16.51	15.36	14.41	13.62	12.93	12.34
25	52.90	36.38	29.23	25.02	22.18	20.10	18.49	17.21	16.15	15.25	14.49	13.82
50	57.64	39.65	31.85	27.27	24.17	21.91	20.16	18.75	17.60	16.62	15.79	15.07
100	62.82	43.21	34.71	29.72	26.34	23.87	21.97	20.44	19.18	18.12	17.21	16.42
500	76.70	52.75	42.38	36.28	32.16	29.15	26.82	24.95	23.42	22.12	21.01	20.05

Curvas IDF de la cuenca



4.2 Diseño de Cunetas

Estudio De Campo

Se procedió a realizar el estudio de campo, con el objetivo de analizar la zona del proyecto en sí.

Determinación de longitudes de cunetas:

N°	INICIO	FINAL	LONG. TRAMO
CUNETA 1	41+000.00	41+030.00	30.00
CUNETA 2	41+030.00	41+310.00	280.00
CUNETA 3	41+450.00	41+310.00	140.00
CUNETA 4	41+450.00	41+760.00	310.00
CUNETA 5	41+965.00	41+760.00	205.00
CUNETA 6	41+987.40	42+000.00	12.60
CUNETA 7	42+180.00	42+000.00	180.00
CUNETA 8	42+180.00	42+270.00	90.00
CUNETA 9	42+480.00	42+270.00	210.00
CUNETA 10	42+480.00	42+700.00	220.00
CUNETA 11	42+700.00	42+870.00	170.00
CUNETA 12	42+870.00	43+110.00	240.00
CUNETA 13	43+110.00	43+360.00	250.00
CUNETA 14	43+360.00	43+500.00	140.00
CUNETA 15	43+607.04	43+500.00	107.04
CUNETA 16	43+607.04	43+790.00	182.96
CUNETA 17	43+790.00	43+910.00	120.00
CUNETA 18	44+108.09	43+910.00	198.09
CUNETA 19	44+108.09	44+240.00	131.91
CUNETA 20	44+240.00	44+480.00	240.00
CUNETA 21	44+480.00	44+670.00	190.00
CUNETA 22	44+670.00	44+900.00	230.00
CUNETA 23	44+900.00	45+040.00	140.00
CUNETA 24	45+200.00	45+040.00	160.00
CUNETA 25	45+450.00	45+200.00	250.00
CUNETA 26	45+450.00	45+540.00	90.00
CUNETA 27	45+780.00	45+540.00	240.00
CUNETA 28	45+980.00	45+780.00	200.00
CUNETA 29	46+120.00	45+990.00	130.00
CUNETA 30	46+290.00	46+120.00	170.00
CUNETA 31	46+500.00	46+290.00	210.00
CUNETA 32	46+720.00	46+500.00	220.00
CUNETA 33	46+720.00	46+990.00	270.00
N°	INICIO	FINAL	LONG. TRAMO

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"

CUNETA 34	46+990.00	47+240.00	250.00
CUNETA 35	47+240.00	47+475.00	235.00
CUNETA 36	47+476.91	47+475.00	1.91
CUNETA 37	47+570.00	47+493.41	76.59
CUNETA 38	47+570.00	47+940.00	370.00
CUNETA 39	48+310.00	47+940.00	370.00
CUNETA 40	48+310.00	48+660.00	350.00
CUNETA 41	48+660.00	48+770.00	110.00
CUNETA 42	48+770.00	48+990.00	220.00
CUNETA 43	49+080.00	48+990.00	90.00
CUNETA 44	49+080.00	49+310.00	230.00
CUNETA 45	49+310.00	49+540.00	230.00
CUNETA 46	49+820.00	49+540.00	280.00
CUNETA 47	49+820.00	49+970.00	150.00
CUNETA 48	50+020.00	49+970.00	50.00
CUNETA 49	50+020.00	50+298.00	278.00
CUNETA 50	50+400.00	50+298.00	102.00
CUNETA 51	50+400.00	50+550.00	150.00
CUNETA 52	50+720.00	50+550.00	170.00
CUNETA 53	50+720.00	50+740.00	20.00
CUNETA 54	50+740.00	50+940.00	200.00
CUNETA 55	51+230.00	50+940.00	290.00
CUNETA 56	51+230.00	51+450.00	220.00
CUNETA 57	51+660.00	51+450.00	210.00
CUNETA 58	51+720.00	51+660.00	60.00
CUNETA 59	51+720.00	51+820.00	100.00
CUNETA 60	51+980.00	51+820.00	160.00
CUNETA 61	51+980.00	52+010.00	30.00
CUNETA 62	52+010.00	52+080.00	70.00
CUNETA 63	52+130.00	52+080.00	50.00
CUNETA 64	52+130.00	52+200.00	70.00
CUNETA 65	52+432.00	52+200.00	232.00
CUNETA 66	52+432.00	52+580.00	148.00
CUNETA 67	52+790.00	52+580.00	210.00
CUNETA 68	52+790.00	53+000.00	210.00

Determinamos el caudal de diseño para las cunetas

Tramo	Cotas		Longitud del curso de agua más largo		Área	Desnivel Parcial	Pendiente
	Inicial	Final	[m].	[Km].			
CUNETA 1	[m].	[m].	[m].	[Km].	[km2].	[m].	[m/m].
	2,046	2,050	50.	0.05	0.0015	4	0.0800

- **Tiempo de concentración:**

- Kirpich(1940)

$$T_c = 0.01947 * L^{0.77} * S^{-0.385}$$

L: Longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m.

$$L = 50 \text{ m}$$

S: Pendiente promedio de la cuenca, pies/pie.

$$S = 0.0800 \text{ m/m}$$

$$T_c = 0.01947 * 50^{0.77} * 0.080^{-0.385}$$

$$T_c = 1.05 \text{ min}$$

$$T_c = 0.02 \text{ hrs}$$

- **Intensidad de lluvia**

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n}$$

DATOS HIDROLÓGICOS		
K =	84.618	
m =	0.124	
n =	0.540	
T =	10	años
tc =	1.05	min
I =	109.84	mm/hr

METODO RACIONAL

$$C = 0.35$$

$$I = 109.84$$

$$A = 0.00150$$

$$Q = 0.278 * C * I * A$$

$$Q = 0.278 * 0.35 * 109.84 * 0.00150$$

$$Q = 0.02 \text{ m}^3/\text{s}$$

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00,
DISTRITO LA JALCA, PROVINCIA CHACHAPOYAS"

Tc de cuentas

N°	INICIO	FINAL	LONG. TRAMO	S	INICIO		Longitud de Ladera	FIN		Longitud de Ladera	Area (m2)	Area (km2)	Longitud (m)	Dif (m)	S (m/m)	tc (min)
					C. Inf	C. Sup		C. Inf	C. Sup							
CUNETA 1	41+000.00	41+030.00	30.00	0.12	2053	2056	50.00	2046	2050	50.00	1500	0.0015	50.00	4.00	0.08	1.05
CUNETA 2	41+030.00	41+310.00	280.00	0.08	2046	2056	50.00	1967	2030	200.00	35000	0.0350	200.00	63.00	0.32	1.80
CUNETA 3	41+450.00	41+310.00	140.00	0.09	1967	2030	200.00	1964	1999	200.00	28000	0.0280	200.00	63.00	0.32	1.80
CUNETA 4	41+450.00	41+760.00	310.00	0.10	1967	2030	200.00	1915	1949	200.00	62000	0.0620	200.00	63.00	0.32	1.80
CUNETA 5	41+965.00	41+760.00	205.00	0.07	1898	1950	195.00	1915	1949	200.00	40487.5	0.0405	200.00	52.00	0.26	1.93
CUNETA 6	41+987.40	42+000.00	12.60	0.03	1906	1950	195.00	1905	1930	195.00	2457	0.0025	195.00	44.00	0.23	2.00
CUNETA 7	42+180.00	42+000.00	180.00	0.07	1964	1912	135.00	1905	1930	195.00	29700	0.0297	195.00	25.00	0.13	2.49
CUNETA 8	42+180.00	42+270.00	90.00	0.03	1964	1912	135.00	1903	1930	150.00	12825	0.0128	150.00	27.00	0.18	1.79
CUNETA 9	42+480.00	42+270.00	210.00	0.12	1900	1938	170.00	1903	1930	150.00	33600	0.0336	170.00	38.00	0.22	1.81
CUNETA 10	42+480.00	42+700.00	220.00	0.06	1900	1938	170.00	1850	1848	65.00	25850	0.0259	170.00	38.00	0.22	1.81
CUNETA 11	42+700.00	42+870.00	170.00	0.06	1850	1848	65.00	1851	1860	175.00	20400	0.0204	175.00	9.00	0.05	3.26
CUNETA 12	42+870.00	43+110.00	240.00	0.06	1851	1860	175.00	1869	1912	190.00	43800	0.0438	190.00	43.00	0.23	1.96
CUNETA 13	43+110.00	43+360.00	250.00	0.05	1869	1912	190	1840	1869	165.00	44375	0.0444	190.00	43.00	0.23	1.96
CUNETA 14	43+360.00	43+500.00	140.00	0.12	1840	1869	165.00	1838	1857	165.00	23100	0.0231	165.00	29.00	0.18	1.94
CUNETA 15	43+607.04	43+500.00	107.04	0.04	1815	1842	175.00	1838	1857	165.00	18196.8	0.0182	175.00	27.00	0.15	2.13

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00,
DISTRITO LA JALCA, PROVINCIA CHACHAPOYAS"

CUNETA 16	43+607.04	43+790.00	182.96	0.07	1815	1842	175.00	1806	1952	200.00	34305	0.0343	200.00	146.00	0.73	1.30
CUNETA 17	43+790.00	43+910.00	120.00	0.10	1806	1952	200.00	1815	1876	185.00	23100	0.0231	200.00	146.00	0.73	1.30
CUNETA 18	44+108.09	43+910.00	198.09	0.03	1840	1920	195.00	1815	1876	170.00	36151.42 5	0.0362	195.00	80.00	0.41	1.59
CUNETA 19	44+108.09	44+240.00	131.91	0.03	1840	1920	195.00	1886	1936	190.00	25392.67 5	0.0254	195.00	80.00	0.41	1.59
CUNETA 20	44+240.00	44+480.00	240.00	0.04	1886	1936	190.00	1900	1971	150.00	40800	0.0408	190.00	71.00	0.37	1.62
CUNETA 21	44+480.00	44+670.00	190.00	0.07	1900	1971	150.00	1886	1955	180.00	31350	0.0314	180.00	71.00	0.39	1.52
CUNETA 22	44+670.00	44+900.00	230.00	0.03	1886	1955	170.00	1903	1964	175.00	39675	0.0397	175.00	69.00	0.39	1.49
CUNETA 23	44+900.00	45+040.00	140.00	0.10	1903	1964	175.00	2009	2022	90.00	18550	0.0186	175.00	61.00	0.35	1.56
CUNETA 24	45+200.00	45+040.00	160.00	0.04	2015	2025	130.00	2009	2022	90.00	17600	0.0176	130.00	13.00	0.10	2.00
CUNETA 25	45+450.00	45+200.00	250.00	0.02	2030	2036	70.00	2015	2025	130.00	25000	0.0250	130.00	10.00	0.08	2.22
CUNETA 26	45+450.00	45+540.00	90.00	0.08	2030	2036	70.00	2035	2036	40.00	4950	0.0050	70.00	6.00	0.09	1.32
CUNETA 27	45+780.00	45+540.00	240.00	0.11	1970	1994	145.00	2035	2036	40.00	22200	0.0222	145.00	24.00	0.17	1.80
CUNETA 28	45+980.00	45+780.00	200.00	0.11	1982	1994	90.00	1970	1994	145.00	23500	0.0235	145.00	24.00	0.17	1.80
CUNETA 29	46+120.00	45+990.00	130.00	0.06	1921	1939	200.00	1982	1994	90.00	18850	0.0189	200.00	18.00	0.09	2.91
CUNETA 30	46+290.00	46+120.00	170.00	0.05	1954	1968	60.00	1921	1939	200.00	22100	0.0221	200.00	18.00	0.09	2.91
CUNETA 31	46+500.00	46+290.00	210.00	0.06	2000	2004	50.00	1954	1968	60.00	11550	0.0116	60.00	14.00	0.23	0.80
CUNETA 32	46+720.00	46+500.00	220.00	0.09	2000	2014	90.00	2000	2004	50.00	15400	0.0154	90.00	14.00	0.16	1.27
CUNETA 33	46+720.00	46+990.00	270.00	0.09	2000	2014	90.00	1956	1979	100.00	25650	0.0257	100.00	23.00	0.23	1.19

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00,
DISTRITO LA JALCA, PROVINCIA CHACHAPOYAS"

CUNETA 34	46+990.00	47+240.00	250.00	0.07	1956	1979	100.00	1991	1894	50.00	18750	0.0188	100.00	23.00	0.23	1.19
--------------	-----------	-----------	--------	------	------	------	--------	------	------	-------	-------	--------	--------	-------	------	------

N°	INICIO	FINAL	LONG. TRAMO	S	INICIO		Longitud de Ladera	FIN		Longitud de Ladera	Area (m2)	Area (km2)	Longitud (m)	Dif (m)	S (m/m)	tc (min)
					C. Inf	C. Sup		C. Inf	C. Sup							
CUNETA 35	47+240.00	47+475.00	235.00	0.07	1991	1894	50.00	1870	1891	80.00	15275	0.0153	80.00	21.00	0.26	0.95
CUNETA 36	47+476.91	47+475.00	1.91	0.01	1844	1866	100.00	1870	1891	80.00	171.9	0.0002	100.00	22.00	0.22	1.21
CUNETA 37	47+570.00	47+493.41	76.59	0.04	1838	1878	50.00	1825	1861	30.00	3063.6	0.0031	50.00	40.00	0.80	0.43
CUNETA 38	47+570.00	47+940.00	370.00	0.05	1838	1878	50.00	1901	1943	135.00	34225	0.0342	135.00	42.00	0.31	1.33
CUNETA 39	48+310.00	47+940.00	370.00	0.08	1859	1920	95.00	1901	1943	135.00	42550	0.0426	135.00	61.00	0.45	1.15
CUNETA 40	48+310.00	48+660.00	350.00	0.07	1859	1920	95.00	1901	1937	100.00	34125	0.0341	100.00	61.00	0.61	0.82
CUNETA 41	48+660.00	48+770.00	110.00	0.09	1901	1937	115.00	1915	1937	100.00	11825	0.0118	115.00	36.00	0.31	1.18
CUNETA 42	48+770.00	48+990.00	220.00	0.06	1915	1937	115.00	1839	1874	85.00	22000	0.0220	115.00	35.00	0.30	1.19
CUNETA 43	49+080.00	48+990.00	90.00	0.05	1815	1834	120.00	1839	1874	85.00	9225	0.0092	120.00	35.00	0.29	1.25
CUNETA 44	49+080.00	49+310.00	230.00	0.07	1815	1834	120.00	1732	1761	95.00	24725	0.0247	120.00	29.00	0.24	1.34
CUNETA 45	49+310.00	49+540.00	230.00	0.08	1732	1761	95.00	1724	1777	105.00	23000	0.0230	105.00	53.00	0.50	0.91
CUNETA 46	49+820.00	49+540.00	280.00	0.05	1739	1767	100.00	1724	1777	105.00	28700	0.0287	105.00	53.00	0.50	0.91
CUNETA 47	49+820.00	49+970.00	150.00	0.10	1739	1767	100.00	1746	1784	105.00	15375	0.0154	105.00	38.00	0.36	1.04
CUNETA 48	50+020.00	49+970.00	50.00	0.05	1760	1784	90.00	1746	1784	105.00	4875	0.0049	105.00	38.00	0.36	1.04

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00,
DISTRITO LA JALCA, PROVINCIA CHACHAPOYAS"

CUNETA 49	50+020.00	50+298.00	278.00	0.08	1760	1784	90.00	1793	1811	110.00	27800	0.0278	110.00	24.00	0.22	1.31
CUNETA 50	50+400.00	50+298.00	102.00	0.02	1837	1847	95.00	1793	1811	110.00	10455	0.0105	110.00	18.00	0.16	1.46
CUNETA 51	50+400.00	50+550.00	150.00	0.04	1837	1847	95.00	1819	1848	125.00	16500	0.0165	125.00	29.00	0.23	1.41
CUNETA 52	50+720.00	50+550.00	170.00	0.05	1799	1837	115.00	1819	1848	125.00	20400	0.0204	125.00	38.00	0.30	1.27
CUNETA 53	50+720.00	50+740.00	20.00	0.01	1799	1837	115.00	1811	1835	115.00	2300	0.0023	115.00	38.00	0.33	1.15
CUNETA 54	50+740.00	50+940.00	200.00	0.05	1811	1835	115.00	1835	1841	150.00	26500	0.0265	150.00	24.00	0.16	1.87
CUNETA 55	51+230.00	50+940.00	290.00	0.07	1753	1757	85.00	1835	1841	150.00	34075	0.0341	150.00	6.00	0.04	3.19
CUNETA 56	51+230.00	51+450.00	220.00	0.03	1753	1757	85.00	1723	1723	65.00	16500	0.0165	85.00	4.00	0.05	1.93
CUNETA 57	51+660.00	51+450.00	210.00	0.04	1738	1741	125.00	1723	1723	65.00	19950	0.0200	125.00	3.00	0.02	3.37
CUNETA 58	51+720.00	51+660.00	60.00	0.01	1745	1757	110.00	1738	1741	125.00	7050	0.0071	125.00	12.00	0.10	1.98
CUNETA 59	51+720.00	51+820.00	100.00	0.06	1745	1757	110.00	1753	1771	120.00	11500	0.0115	120.00	18.00	0.15	1.61
CUNETA 60	51+980.00	51+820.00	160.00	0.05	1819	1866	120.00	1753	1771	120.00	19200	0.0192	120.00	47.00	0.39	1.11
CUNETA 61	51+980.00	52+010.00	30.00	0.07	1819	1866	120.00	1814	1880	125.00	3675	0.0037	125.00	66.00	0.53	1.03
CUNETA 62	52+010.00	52+080.00	70.00	0.01	1814	1880	125.00	1832	1880	125.00	8750	0.0088	125.00	66.00	0.53	1.03
CUNETA 63	52+130.00	52+080.00	50.00	0.08	1818	1882	130.00	1832	1880	125.00	6375	0.0064	130.00	64.00	0.49	1.09
CUNETA 64	52+130.00	52+200.00	70.00	0.09	1818	1882	130.00	1797	1865	185.00	11025	0.0110	185.00	68.00	0.37	1.59
CUNETA 65	52+432.00	52+200.00	232.00	0.06	1787	1836	170.00	1797	1865	185.00	41180	0.0412	185.00	68.00	0.37	1.59
CUNETA 66	52+432.00	52+580.00	148.00	0.05	1787	1836	170.00	1845	1913	190.00	26640	0.0266	190.00	68.00	0.36	1.64

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00,
DISTRITO LA JALCA, PROVINCIA CHACHAPOYAS"

CUNETA 67	52+790.00	52+580.00	210.00	0.06	1827	1879	175.00	1845	1913	190.00	38325	0.0383	190.00	68.00	0.36	1.64
CUNETA 68	52+790.00	53+000.00	210.00	0.02	1827	1879	175.00	1852	1918	200.00	39375	0.0394	200.00	66.00	0.33	1.76

DETERMINACION DE CAUDALES MAXIMOS

CAUDALES MAXIMOS									
N°	C	Intensidad						Area (Km2)	Q (m3/s)
		K	m	n	T (años)	tc (min)	I (mm/hr)		
CUNETA 1	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.05	109.84254	0.0015	0.016
CUNETA 2	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.80	82.06879	0.0350	0.279
CUNETA 3	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.80	82.06879	0.0280	0.224
CUNETA 4	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.80	82.06879	0.0620	0.495
CUNETA 5	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.93	78.85912	0.0405	0.311
CUNETA 6	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	2.00	77.37957	0.0025	0.018
CUNETA 7	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	2.49	68.79918	0.0297	0.199
CUNETA 8	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.79	82.33794	0.0128	0.103
CUNETA 9	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.81	81.76238	0.0336	0.267
CUNETA 10	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.81	81.76238	0.0259	0.206
CUNETA 11	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	3.26	59.51811	0.0204	0.118
CUNETA 12	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.96	78.26843	0.0438	0.334
CUNETA 13	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.96	78.26843	0.0444	0.338
CUNETA 14	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.94	78.74718	0.0231	0.177
CUNETA 15	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	2.13	74.79017	0.0182	0.132
CUNETA 16	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.30	97.73846	0.0343	0.326
CUNETA 17	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.30	97.73846	0.0231	0.220
CUNETA 18	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.59	87.62053	0.0362	0.308
CUNETA 19	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.59	87.62053	0.0254	0.216
CUNETA 20	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.62	86.86923	0.0408	0.345
CUNETA 21	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.52	89.84862	0.0314	0.274
CUNETA 22	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.49	90.89966	0.0397	0.351
CUNETA 23	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.56	88.60034	0.0186	0.160
CUNETA 24	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	2.00	77.33381	0.0176	0.132
CUNETA 25	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	2.22	73.22850	0.0250	0.178
CUNETA 26	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.32	96.88106	0.0050	0.047
CUNETA 27	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.80	82.06316	0.0222	0.177
CUNETA 28	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.80	82.06316	0.0235	0.188
CUNETA 29	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	2.91	63.25053	0.0189	0.116
CUNETA 30	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	2.91	63.25053	0.0221	0.136
CUNETA 31	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	0.80	127.20323	0.0116	0.143
CUNETA 32	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.27	98.77977	0.0154	0.148
CUNETA 33	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.19	102.55399	0.0257	0.256
CUNETA 34	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.19	102.55399	0.0188	0.187
CUNETA 35	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	0.95	115.65981	0.0153	0.172
CUNETA 36	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.21	101.61058	0.0002	0.002
CUNETA 37	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	0.43	177.28599	0.0031	0.053
CUNETA 38	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.33	96.39027	0.0342	0.321
CUNETA 39	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.15	104.16705	0.0426	0.431
CUNETA 40	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	0.82	125.60908	0.0341	0.417
CUNETA 41	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.18	103.16858	0.0118	0.119
CUNETA 42	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.19	102.56610	0.0220	0.220
CUNETA 43	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.25	99.87931	0.0092	0.090

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"

CUNETA 44	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.34	96.04970	0.0247	0.231
CUNETA 45	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	0.91	118.33458	0.0230	0.265
CUNETA 46	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	0.91	118.33458	0.0287	0.330
CUNETA 47	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.04	110.42596	0.0154	0.165
CUNETA 48	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.04	110.42596	0.0049	0.052
CUNETA 49	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.31	97.49408	0.0278	0.264
CUNETA 50	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.46	91.83389	0.0105	0.093
CUNETA 51	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.41	93.63503	0.0165	0.150
CUNETA 52	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.27	99.04745	0.0204	0.197
CUNETA 53	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.15	104.33481	0.0023	0.023
CUNETA 54	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.87	80.34617	0.0265	0.207
CUNETA 55	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	3.19	60.22747	0.0341	0.200
CUNETA 56	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.93	78.89272	0.0165	0.127
CUNETA 57	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	3.37	58.42457	0.0200	0.113
CUNETA 58	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.98	77.94103	0.0071	0.053
CUNETA 59	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.61	86.98289	0.0115	0.097
CUNETA 60	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.11	106.19240	0.0192	0.198
CUNETA 61	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.03	111.09395	0.0037	0.040
CUNETA 62	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.03	111.09395	0.0088	0.095
CUNETA 63	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.09	107.71795	0.0064	0.067
CUNETA 64	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.59	87.53700	0.0110	0.094
CUNETA 65	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.59	87.53700	0.0412	0.351
CUNETA 66	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.64	86.09301	0.0266	0.223
CUNETA 67	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.64	86.09301	0.0383	0.321
CUNETA 68	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	10	1.76	82.86639	0.0394	0.317

SECCIONES DE CUNETAS

	Q aporte	S	n	Y	ALTURA	ANCHO	A	R	Qmanig
CUNETA 1	0.016	0.12	0.04	0.11	0.30	0.75	0.015	0.04	0.016
CUNETA 2	0.279	0.08	0.04	0.35	0.35	0.88	0.154	0.13	0.279
CUNETA 3	0.224	0.09	0.04	0.32	0.32	0.79	0.124	0.12	0.224
CUNETA 4	0.495	0.10	0.04	0.42	0.42	1.05	0.221	0.16	0.495
CUNETA 5	0.311	0.07	0.04	0.37	0.37	0.93	0.173	0.14	0.311
CUNETA 6	0.018	0.03	0.04	0.15	0.30	0.75	0.029	0.06	0.018
CUNETA 7	0.199	0.07	0.04	0.32	0.32	0.80	0.127	0.12	0.199
CUNETA 8	0.103	0.03	0.04	0.29	0.30	0.75	0.105	0.11	0.103
CUNETA 9	0.267	0.12	0.04	0.32	0.32	0.80	0.129	0.12	0.267
CUNETA 10	0.206	0.06	0.04	0.33	0.33	0.82	0.135	0.12	0.206
CUNETA 11	0.118	0.06	0.04	0.27	0.30	0.75	0.089	0.10	0.118
CUNETA 12	0.334	0.06	0.04	0.39	0.39	0.98	0.191	0.15	0.334

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"

CUNETA 13	0.338	0.05	0.04	0.41	0.41	1.03	0.214	0.15	0.338
CUNETA 14	0.177	0.12	0.04	0.28	0.30	0.75	0.095	0.10	0.177
CUNETA 15	0.132	0.04	0.04	0.31	0.31	0.76	0.117	0.11	0.132
CUNETA 16	0.326	0.07	0.04	0.38	0.38	0.96	0.185	0.14	0.326
CUNETA 17	0.220	0.10	0.04	0.31	0.31	0.77	0.117	0.11	0.220
CUNETA 18	0.308	0.03	0.04	0.43	0.43	1.09	0.235	0.16	0.308
CUNETA 19	0.216	0.03	0.04	0.38	0.38	0.94	0.177	0.14	0.216
CUNETA 20	0.345	0.04	0.04	0.43	0.43	1.08	0.233	0.16	0.345
CUNETA 21	0.274	0.07	0.04	0.36	0.36	0.90	0.161	0.13	0.274
CUNETA 22	0.351	0.03	0.04	0.46	0.46	1.15	0.267	0.17	0.351
CUNETA 23	0.160	0.10	0.04	0.27	0.30	0.75	0.095	0.10	0.160
CUNETA 24	0.132	0.04	0.04	0.30	0.30	0.75	0.110	0.11	0.132
CUNETA 25	0.178	0.02	0.04	0.38	0.38	0.94	0.176	0.14	0.178
CUNETA 26	0.047	0.08	0.04	0.18	0.30	0.75	0.040	0.07	0.047
CUNETA 27	0.177	0.11	0.04	0.28	0.30	0.75	0.096	0.10	0.177
CUNETA 28	0.188	0.11	0.04	0.28	0.30	0.75	0.101	0.11	0.188
CUNETA 29	0.116	0.06	0.04	0.27	0.30	0.75	0.091	0.10	0.116
CUNETA 30	0.136	0.05	0.04	0.29	0.30	0.75	0.106	0.11	0.136
CUNETA 31	0.143	0.06	0.04	0.29	0.30	0.75	0.102	0.11	0.143
CUNETA 32	0.148	0.09	0.04	0.27	0.30	0.75	0.091	0.10	0.148
CUNETA 33	0.256	0.09	0.04	0.33	0.33	0.83	0.136	0.12	0.256
CUNETA 34	0.187	0.07	0.04	0.31	0.31	0.77	0.120	0.12	0.187
CUNETA 35	0.172	0.07	0.04	0.30	0.30	0.75	0.112	0.11	0.172
CUNETA 36	0.002	0.01	0.04	0.08	0.30	0.75	0.008	0.03	0.002
CUNETA 37	0.053	0.04	0.04	0.22	0.30	0.75	0.058	0.08	0.053
CUNETA 38	0.321	0.05	0.04	0.40	0.40	1.00	0.199	0.15	0.321
CUNETA 39	0.431	0.08	0.04	0.41	0.41	1.03	0.212	0.15	0.431
CUNETA 40	0.417	0.07	0.04	0.42	0.42	1.04	0.218	0.16	0.417
CUNETA 41	0.119	0.09	0.04	0.25	0.30	0.75	0.079	0.09	0.119
CUNETA 42	0.220	0.06	0.04	0.34	0.34	0.84	0.140	0.12	0.220
CUNETA 43	0.090	0.05	0.04	0.25	0.30	0.75	0.079	0.09	0.090

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"

CUNETA 44	0.231	0.07	0.04	0.33	0.33	0.83	0.138	0.12	0.231
CUNETA 45	0.265	0.08	0.04	0.34	0.34	0.86	0.147	0.13	0.265
CUNETA 46	0.330	0.05	0.04	0.42	0.42	1.04	0.215	0.15	0.330
CUNETA 47	0.165	0.10	0.04	0.28	0.30	0.75	0.096	0.10	0.165
CUNETA 48	0.052	0.05	0.04	0.20	0.30	0.75	0.051	0.08	0.052
CUNETA 49	0.264	0.08	0.04	0.34	0.34	0.85	0.145	0.13	0.264
CUNETA 50	0.093	0.02	0.04	0.31	0.31	0.78	0.121	0.12	0.093
CUNETA 51	0.150	0.04	0.04	0.32	0.32	0.81	0.131	0.12	0.150
CUNETA 52	0.197	0.05	0.04	0.34	0.34	0.84	0.142	0.13	0.197
CUNETA 53	0.023	0.01	0.04	0.20	0.30	0.75	0.050	0.07	0.023
CUNETA 54	0.207	0.05	0.04	0.34	0.34	0.85	0.144	0.13	0.207
CUNETA 55	0.200	0.07	0.04	0.31	0.31	0.79	0.124	0.12	0.200
CUNETA 56	0.127	0.03	0.04	0.31	0.31	0.76	0.117	0.11	0.127
CUNETA 57	0.113	0.04	0.04	0.28	0.30	0.75	0.099	0.11	0.113
CUNETA 58	0.053	0.01	0.04	0.31	0.31	0.78	0.123	0.12	0.053
CUNETA 59	0.097	0.06	0.04	0.25	0.30	0.75	0.078	0.09	0.097
CUNETA 60	0.198	0.05	0.04	0.34	0.34	0.84	0.142	0.13	0.198
CUNETA 61	0.040	0.07	0.04	0.17	0.30	0.75	0.037	0.06	0.040
CUNETA 62	0.095	0.01	0.04	0.34	0.34	0.86	0.149	0.13	0.095
CUNETA 63	0.067	0.08	0.04	0.21	0.30	0.75	0.053	0.08	0.067
CUNETA 64	0.094	0.09	0.04	0.23	0.30	0.75	0.065	0.08	0.094
CUNETA 65	0.351	0.06	0.04	0.40	0.40	1.00	0.200	0.15	0.351
CUNETA 66	0.223	0.05	0.04	0.35	0.35	0.87	0.153	0.13	0.223
CUNETA 67	0.321	0.06	0.04	0.39	0.39	0.99	0.194	0.15	0.321
CUNETA 68	0.317	0.02	0.04	0.47	0.47	1.17	0.275	0.17	0.317

4.3 Diseño de Alcantarillas

4.3.1 alcantarilla de paso

4.3.1.1 Determinación de caudales:

Estudio De Campo

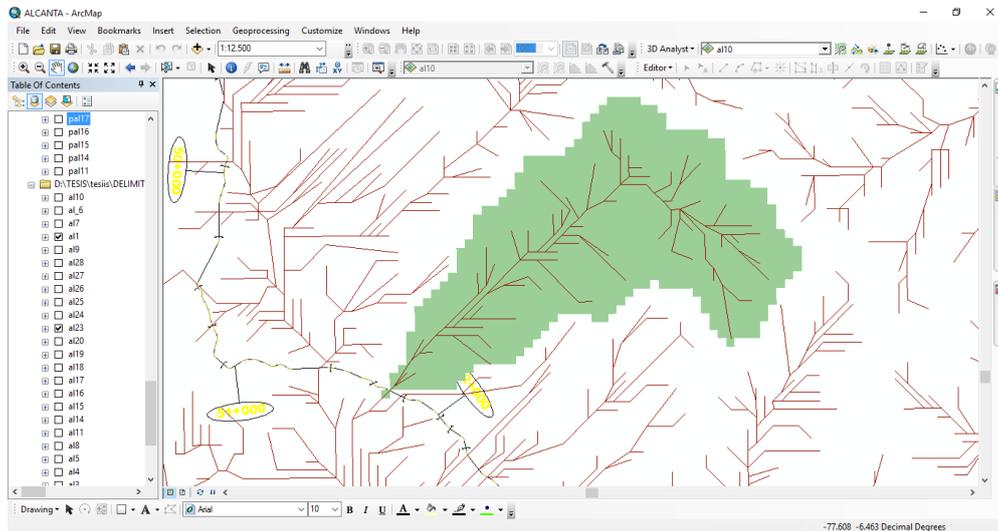
Se procedió a realizar el estudio de campo, con el objetivo de analizar la zona del proyecto en sí.

Determinación del caudal de la alcantarilla

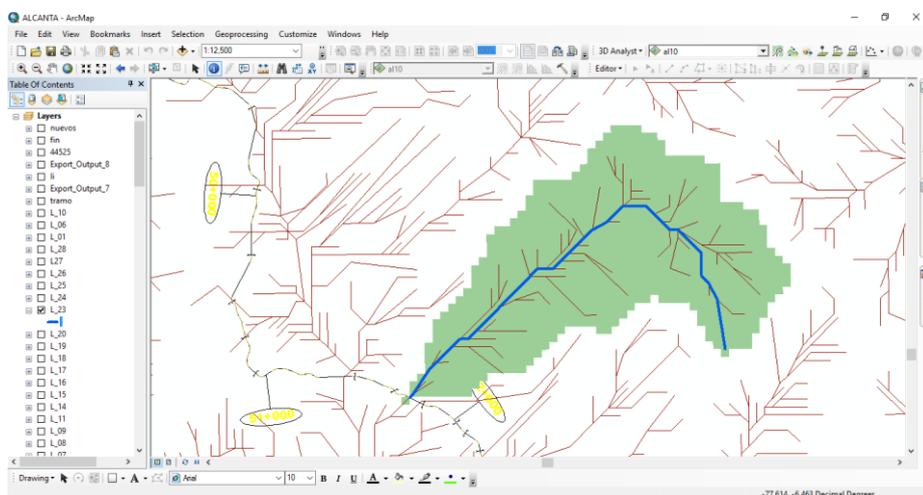
Cuencas De Drenaje

Utilizando el Plano topográfico y la carta nacional en forma con ayuda del programa Arcgis se delimito la cuenca de drenaje.

Cuenca



➤ Área de cuenca = 1252631.84176 m² = 1.25 Km²



➤ Longitud de cauce = 2415.58 ml

Calculo del tiempo de concentración:

$$Tc = 0.01947 * L^{0.76} * S^{-0.385}$$

$$Tc = 0.01947 * 2415.58^{0.76} * 0.211^{-0.385}$$

$$Tc = 14.27 \text{ min}$$

Calculo de Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h):

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n}$$

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: Cuadro 4.1.1.b: Períodos de retorno para diseño de obras de drenaje en carreteras de bajo volumen de tránsito

$$I = \frac{84.6176 * T^{0.1240}}{t^{0.54001}} \rightarrow \frac{84.6176 * 50^{0.1240}}{14.27^{0.54001}} \rightarrow 32.72327 \text{ mm/hora}$$

Estimacion del coeficiente de escorrentia:

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA > 50%	ALTA > 20%	MEDIA > 5%	SUAVE > 1%	DESPRECIABLE < 1%
Sin vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
Cultivos	Impermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Semipermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
Hierba, grama	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

Determinación del caudal de Diseño:

$$C = 0.35$$

$$I = 32.72327 \text{ mm/hr}$$

$$A = 1.25 \text{ km}^2$$

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"

$$Q = 0.278 * C * I * A$$

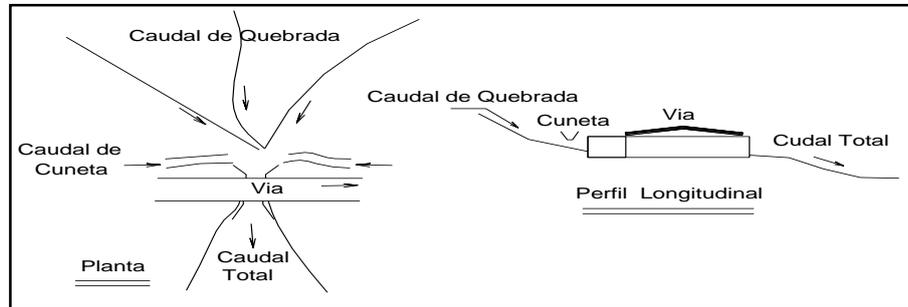
$$Q = 0.278 * 0.35 * 32.72327 * 1.25 = 3.99 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tabla de caudales de las alcantarillas N°01 – N°24

CAUDALES MAXIMOS									
N°	C	Intensidad						A (Km ²)	Q (m ³ /s)
		K	m	n	T (años)	tc (min)	I (mm/hr)		
ALCANT. N°1	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	1.73	102.12443	0.02	0.22
ALCANT. N°2	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	1.46	111.96442	0.02	0.18
ALCANT. N°3	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	2.81	78.67080	0.04	0.31
ALCANT. N°4	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	2.35	86.68780	0.18	1.50
ALCANT. N°5	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	6.44	50.27243	0.29	1.43
ALCANT. N°6	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	4.55	60.66871	0.23	1.37
ALCANT. N°7	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	3.15	74.01086	0.03	0.20
ALCANT. N°8	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	1.47	111.82345	0.01	0.15
ALCANT. N°9	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	4.56	60.59765	0.15	0.86
ALCANT. N°10	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	4.50	61.02985	0.03	0.16
ALCANT. N°11	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	3.71	67.74117	0.14	0.95
ALCANT. N°12	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	3.01	75.79506	0.03	0.21
ALCANT. N°13	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	1.81	99.92084	0.03	0.31
ALCANT. N°14	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	2.45	84.80509	0.04	0.32
ALCANT. N°15	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	2.29	87.84875	0.03	0.30
ALCANT. N°16	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	2.51	83.57682	0.04	0.33
ALCANT. N°17	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	3.63	68.52871	0.03	0.21
ALCANT. N°18	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	2.03	93.70155	0.01	0.08
ALCANT. N°19	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	14.27	32.72327	1.25	3.99
ALCANT. N°20	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	5.22	56.32450	0.09	0.47
ALCANT. N°21	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	3.40	71.00621	0.04	0.29
ALCANT. N°22	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	3.39	71.07604	0.04	0.29
ALCANT. N°23	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	6.62	49.53541	0.41	1.98
ALCANT. N°24	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	6.25	51.11850	0.16	0.80

4.3.2 Diseño hidráulico Alcantarillas de Paso y de Alivio

A.- CALCULO DE LOS CAUDALES DE DISEÑO



Cuadro de caudales que pasaran por las alcantarillas, originados por el paso de quebradas o manantiales, haciendo mayor el caudal agregado a la cuneta.

B.- DISEÑO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS

	Q ALCAN.	Q CUNETAS	Q TOTAL	Tipo Alcantarilla
ALCANT. N°1	0.220	0.016	0.236	Paso
ALCANT. N°2	0.178	0.503	0.681	Paso
ALCANT. N°3	0.308	0.806	1.114	Paso
ALCANT. N°4	1.500	0.217	1.717	Paso
ALCANT. N°5		0.370	0.370	Alivio
ALCANT. N°6		0.206	0.206	Alivio
ALCANT. N°7	1.427	0.118	1.545	Paso
ALCANT. N°8	1.365	0.334	1.699	Paso
ALCANT. N°9		0.338	0.338	Alivio
ALCANT. N°10		0.309	0.309	Alivio
ALCANT. N°11	0.202	0.326	0.528	Paso
ALCANT. N°12	0.146	0.528	0.674	Paso
ALCANT. N°13	0.860	0.216	1.076	Paso
ALCANT. N°14		0.345	0.345	Alivio
ALCANT. N°15		0.274	0.274	Alivio
ALCANT. N°16		0.351	0.351	Alivio
ALCANT. N°17		0.292	0.292	Alivio
ALCANT. N°18	0.163	0.178	0.341	Paso
ALCANT. N°19		0.224	0.224	Alivio
ALCANT. N°20		0.188	0.188	Alivio
ALCANT. N°21		0.116	0.116	Alivio
ALCANT. N°22	0.946	0.136	1.082	Paso
ALCANT. N°23		0.143	0.143	Alivio
ALCANT. N°24		0.148	0.148	Alivio

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"

ALCANT. N°25		0.256	0.256	Alivio
ALCANT. N°26		0.187	0.187	Alivio
ALCANT. N°27		0.174	0.174	Alivio
ALCANT. N°28		0.752	0.752	Alivio
ALCANT. N°29	0.206	0.417	0.623	Paso
ALCANT. N°30	0.311	0.119	0.430	Paso
ALCANT. N°31		0.309	0.309	Alivio
ALCANT. N°32		0.231	0.231	Alivio
ALCANT. N°33	0.319	0.595	0.914	Paso
ALCANT. N°34	0.296	0.218	0.514	Paso
ALCANT. N°35	0.327	0.357	0.684	Paso
ALCANT. N°36	0.205	0.347	0.552	Paso
ALCANT. N°37	0.082	0.023	0.105	Paso
ALCANT. N°38		0.407	0.407	Alivio
ALCANT. N°39		0.240	0.240	Alivio
ALCANT. N°40	3.988	0.053	4.042	Paso
ALCANT. N°41	0.471	0.296	0.767	Paso
ALCANT. N°42	0.289	0.040	0.329	Paso
ALCANT. N°43	0.295	0.161	0.456	Paso
ALCANT. N°44	1.978	0.445	2.422	Paso
ALCANT. N°45	0.801	0.544	1.346	Paso
ALCANT. N°46		0.317	0.317	Alivio

Aplicando la fórmula de MANNING:

$$Q = \frac{A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n}$$

Donde:

Q = Caudal en m³/seg.

A = Área hidráulica en m².

P = Perímetro mojado en m.

R = Radio hidráulico = A/P.

S = Pendiente de la alcantarilla.

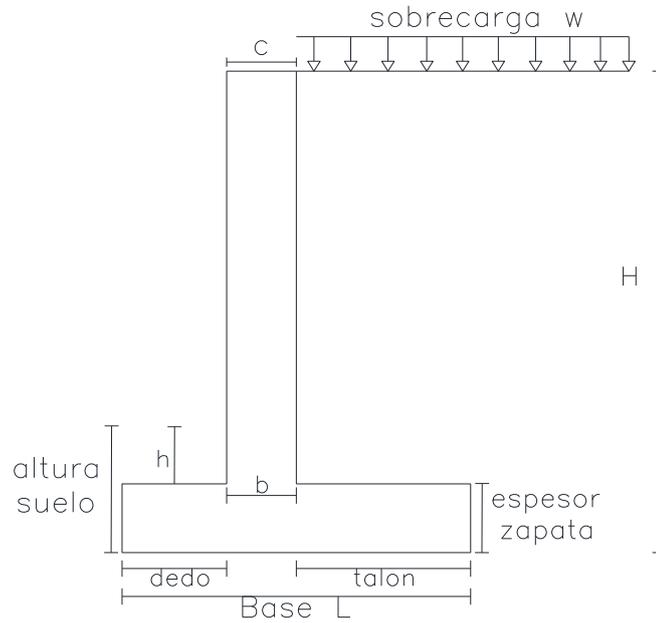
n = coeficiente de rugosidad.

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"

Tabla de resultados de las alcantarillas:

	Q TOTAL	S	n	D	Y	D (pulg)
ALCANT. N°1	0.236	0.31	0.024	0.287	0.22	24
ALCANT. N°2	0.681	0.43	0.024	0.402	0.30	24
ALCANT. N°3	1.114	0.34	0.024	0.505	0.38	24
ALCANT. N°4	1.717	0.34	0.024	0.595	0.45	24
ALCANT. N°5	0.370	0.32	0.024	0.338	0.25	24
ALCANT. N°6	0.206	0.44	0.024	0.255	0.19	24
ALCANT. N°7	1.545	0.32	0.024	0.576	0.43	24
ALCANT. N°8	1.699	0.43	0.024	0.552	0.41	24
ALCANT. N°9	0.338	0.33	0.024	0.325	0.24	24
ALCANT. N°10	0.309	0.32	0.024	0.315	0.24	24
ALCANT. N°11	0.528	0.10	0.024	0.483	0.36	24
ALCANT. N°12	0.674	0.36	0.024	0.413	0.31	24
ALCANT. N°13	1.076	0.25	0.024	0.528	0.40	24
ALCANT. N°14	0.345	0.32	0.024	0.329	0.25	24
ALCANT. N°15	0.274	0.44	0.024	0.284	0.21	24
ALCANT. N°16	0.351	0.11	0.024	0.404	0.30	24
ALCANT. N°17	0.292	0.37	0.024	0.301	0.23	24
ALCANT. N°18	0.341	0.03	0.024	0.502	0.38	24
ALCANT. N°19	0.224	0.24	0.024	0.295	0.22	24
ALCANT. N°20	0.188	0.04	0.024	0.387	0.29	24
ALCANT. N°21	0.116	0.22	0.024	0.235	0.18	24
ALCANT. N°22	1.082	0.21	0.024	0.545	0.41	24
ALCANT. N°23	0.143	0.32	0.024	0.237	0.18	24
ALCANT. N°24	0.148	0.46	0.024	0.224	0.17	24
ALCANT. N°25	0.256	0.45	0.024	0.276	0.21	24
ALCANT. N°26	0.187	0.41	0.024	0.250	0.19	24
ALCANT. N°27	0.174	0.30	0.024	0.258	0.19	24
ALCANT. N°28	0.752	0.15	0.024	0.507	0.38	24
ALCANT. N°29	0.623	0.32	0.024	0.410	0.31	24
ALCANT. N°30	0.430	0.48	0.024	0.331	0.25	24
ALCANT. N°31	0.309	0.33	0.024	0.314	0.24	24
ALCANT. N°32	0.231	0.42	0.024	0.269	0.20	24
ALCANT. N°33	0.914	0.44	0.024	0.445	0.33	24
ALCANT. N°34	0.514	0.39	0.024	0.367	0.28	24
ALCANT. N°35	0.684	0.29	0.024	0.433	0.32	24
ALCANT. N°36	0.552	0.15	0.024	0.452	0.34	24
ALCANT. N°37	0.105	0.31	0.024	0.211	0.16	24
ALCANT. N°38	0.407	0.47	0.024	0.326	0.24	24
ALCANT. N°39	0.240	0.50	0.024	0.264	0.20	24
ALCANT. N°40	4.042	0.21	0.024	0.894	0.67	36
ALCANT. N°41	0.767	0.42	0.024	0.422	0.32	24
ALCANT. N°42	0.329	0.46	0.024	0.302	0.23	24
ALCANT. N°43	0.456	0.49	0.024	0.337	0.25	24
ALCANT. N°44	2.422	0.38	0.024	0.662	0.50	36
ALCANT. N°45	1.346	0.37	0.024	0.534	0.40	24
ALCANT. N°46	0.317	0.39	0.024	0.307	0.23	24

4.3.3 DISEÑO ESTRUCTURAL



Datos:

$f'c$: 210 kg/cm²

F_y : 4200 kg/cm²

γ : 1.9 (Peso específico del relleno)

H : 1.5m

Sobrecarga: 0 tn/m²

Angulo de fricción (de acuerdo al tipo de suelo):

	Tipos de Suelos.	Ángulo de Fricción Interna en grados.	Cohesión C.
Granulares o no Cohesivos	Arena suelta	30	
	Arena de Compacidad media	32,5	
	Arena densa	35	
	Grava	35	
	Grava arenosa heterogenea	35	
	Bloques de piedra escolleras (sin presencia de arena)	35	
Suelos Cohesivos	Arcilla semidura	15	0,25
	Arcillas firmes	16	0,1
	Arcillas Blandas	17	0
	Arcilla arenosa firme	22,5	0,05
	Arcilla arenosa blanda	23,5	0
	Limo firme	24,5	0,02
	Limo blando	25,5	0
	Arcilla orgánica, limo y cieno, no fibroso	10	0
	Turba	15	0

Ø: 35°

Coeficiente de Fricción:

COEFICIENTES DE FRICCIÓN ENTRE SUELO Y CONCRETO	
Concreto o mampostería contra arena limosa media a gruesa, grava limosa	$\mu=0.55$
Concreto o mampostería contra grava limpia, arena gruesa	$\mu=0.45$
Limo no plástico	$\mu=0.35$
Roca sólida sana	$\mu=0.60$

$\mu: 0.45$

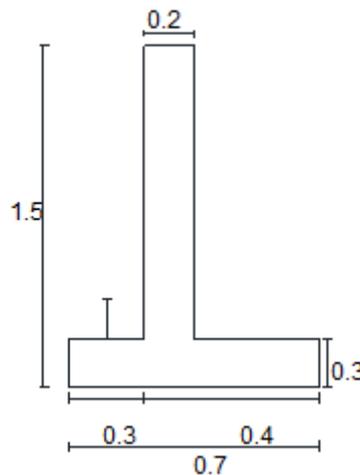
Predimensionamiento:

Espesor zapata	0.13	0.3
c	0.13	0.2
b	0.13	0.2
Base	1.00	0.7
Dedo	0.33	0.3
Talón	0.54	0.4

Nota:

- ✓ $B = (2/3) H$
- ✓ $c=H/10$ o 0.3 el mayor de los dos
- ✓ Espesor zapata= $H/10$
- ✓ $b=H/12$
- ✓ Dedo= $1/3$ del ancho de la base

CALCULO DE LOS EMPUJES



EMPUJE ACTIVO

$$K_a = \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_{v0}} = \frac{1 - \text{sen } \phi'}{1 + \text{sen } \phi'} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right)$$

$$\phi = 0.611 \text{ rad}$$

$$1 - \text{Sen } \phi = 0.426$$

$$1 + \text{Sen } \phi = 1.574$$

$$K_a = 0.426/1.574 = 0.271$$

La resolución analítica de la búsqueda del empuje máximo da a lugar:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$E_a = 0.5 \cdot 0.271 \cdot 1.9 \cdot 1.5^2$$

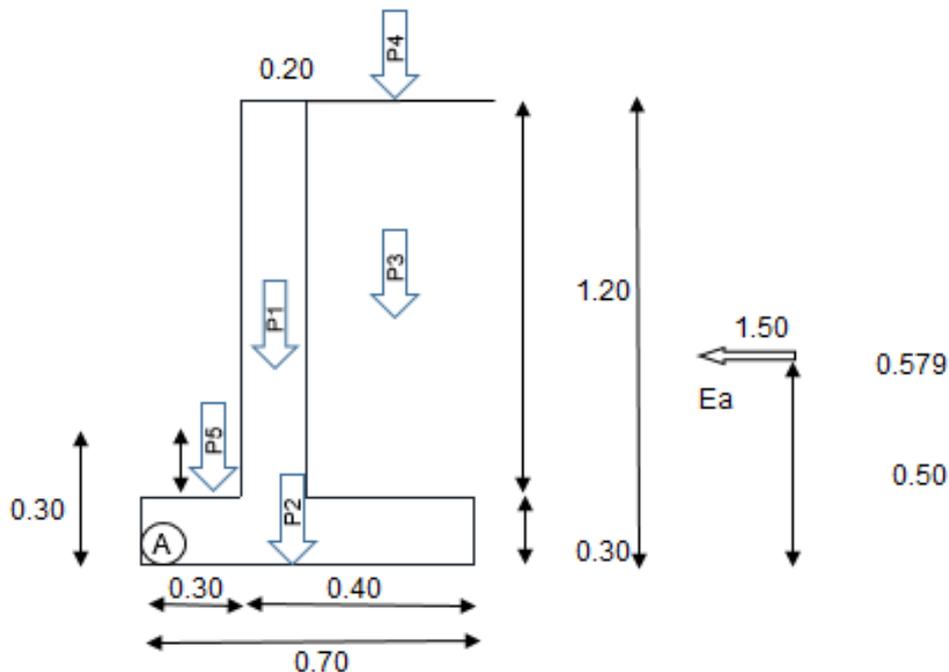
$$E_a = 0.579$$

Punto de aplicación = H/3

$$P_a = 1.5/3$$

$$P_a = 0.5$$

ANALISI DE ESTABILIDAD



FUERZA (TN/MT)		XA (M)	Mav	Mah
	V	H	Momento vert	Mto hor
	kg/m	kg/m	kg*m	kg*m
P1	0.76		0.30	
P2	0.66		0.23	
P3	0.60		0.30	
P4	0.00		0.00	
P5	0.00		0.00	
Ea		1.06	Mo=	0.53
Esobrecarga		0.00		0.00
	2.02	1.06	0.84	0.53

Factor de seguridad

Volcamiento: **F.S** $(0.84+0.53)/0.53 = 2.57 > 2 \dots\text{OK}$

Aplicación resultante pto. A $(0.84-0.53)/2.02 = 0.15 \text{ m}$

Deslizamiento: **F.S** $0.909/0.579 = 1.56 > 1.5 \dots\text{OK}$

$$b/3 = 0.70/3 = 0.23\text{m}$$

$$2b/3 = 2*0.70/3 = 0.47\text{m}$$

PRESION DE SUELO

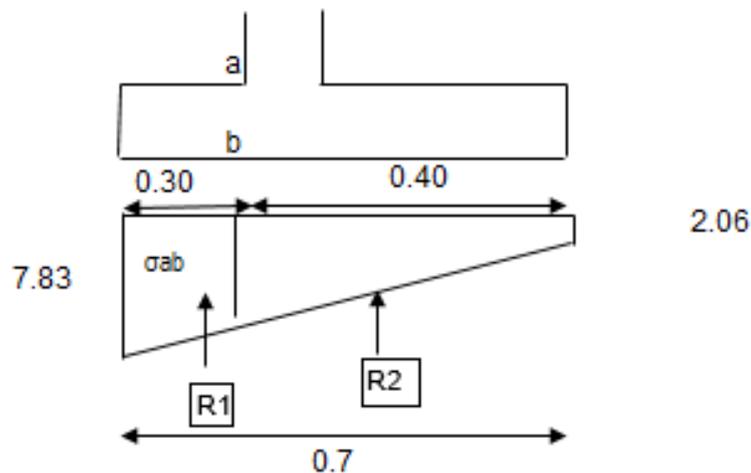
$$\sigma_{\text{admissible}} = 2\text{kg/cm}^2 = 20 \text{ tn/m}^2$$

$$e = (0.70/2) - 0.15 = 0.20\text{m}$$

$$\sigma_1 = (2.02/0.70) * (1 + ((6*0.20)/0.70)) = 7.83$$

$$\sigma_2 = (2.02/0.70) * (1 - ((6*0.20)/0.70)) = -2.06$$

$$\sigma_u = 20$$



$$\sigma_{ab} = (((7.83-2.06)*0.40)/0.70)+2.06 = 5.36$$

$$R1 = 0.5*(7.83+5.36)*0.30 = 1.98$$

$$R2 = (5.36+2.06)*0.5*0.40 = 1.48$$

$$\Sigma fv = 1.98+1.48 = 3.46$$

$$Kp = 1.41$$

ESFUERZO ESTUCTURAL

PANTALLA

$$Ea = 0.5*Ka*\gamma*H^2 = 0.37 \text{ tn/m} \quad h/3 = 1.20/3 = 0.40$$

$$Es = \text{sobrecarga}*Ka*(H) = 0 \text{ tn/m} \quad h/2 = 1.20/2 = 0.60$$

Cortante:

$$Vu = 1.7*(Ea+Es) = 0.4865 \text{ tn/m}$$

$$\Phi_{vc} = (0.85*0.53*RAIZ(fc)) = 6.528 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = (0.20-0.06)*100 = 14 \text{ cm}$$

$$vu = (0.486*1000)/(100*14) = 0.348 \text{ kg/cm}^2$$

$$vu < \Phi_{vc} = 0.348 < 6.528 \text{ OK}$$

Flexión:

$$CV = 1.75*1.05 = 1.8375 \quad CM = 1.25*1.05 = 1.3125$$

$$\text{Densidad del concreto} = 2.4$$

$$Mu = 1.8375*0.37*0.4/1.05 = 0.185357 \text{ tn-m}$$

$$\rho = 0.00025$$

$$\rho_{min} = 0.00333$$

$$As_{temp} = 3.60 - (2 \text{ caras})$$

$$\rho_{diseño} = 0.00333$$

$$As = 14*100*0.00333 = 4.67 \text{ cm}^2$$

θ	As-cm2
6.4	0.32
9.5	0.71
12.7	1.27
15.9	1.99
19.1	2.87
22.2	3.87

**Dimensiones
Nominales de las
barras de Refuerzo**

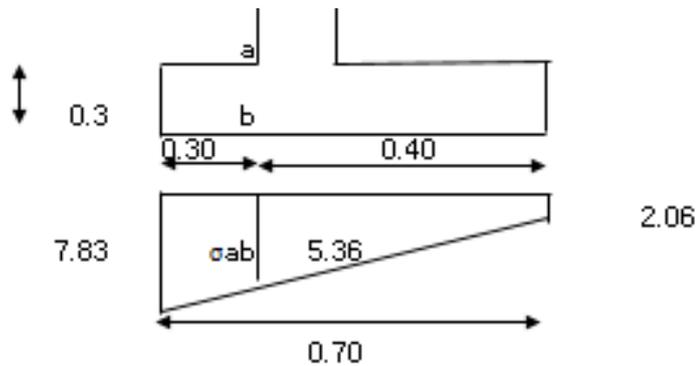
Refuerzo vertical

	separación	use S @
Ø6.4	6.89	6.00
Ø9.5	15.19	15.00
Ø12.7	27.15	27.00
Ø15.9	42.55	42.00
Ø19.1	61.40	61.00
Ø22.2	82.94	82.00

**Refuerzo horizontal
(retracción)**

c/cara	1.80	cm2
	separación	use s @
Ø9.5	39.37899	39
Ø12.7	70.37604	70
Ø15.9	110.30917	110
Ø19.1	159.17839	159

DEDO



$d = 24$

$V_{a-b} = 1.602$

$M_u = 0.273 \text{ tn-m}$

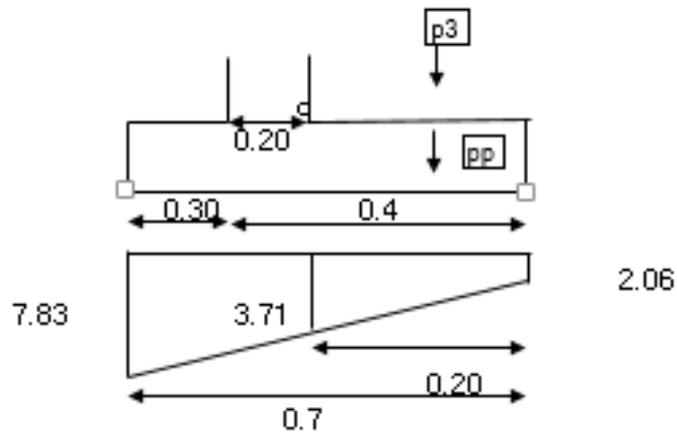
$V_u = 0.67$

$v_u < \phi v_c = 0.67 < 6.528 \dots \text{OK}$

N	separación	use S @
Øuse S @	4.02124	4.0
Ø6.4	8.86027	9.0
Ø9.5	15.83461	16.0
Ø12.7	24.81956	25.0
Ø15.9	35.81514	36.0
Ø19.1	48.38445	48.0

Asdiseño = 8.00

TALON



$d = 24$

$\sigma_{ce} = 3.71$

$V_u = 0.21$

$v_u = 0.09 \text{ kg/cm}^2$

$v_u < \phi v_c = 0.09 < 6.528 \dots\dots \text{OK}$

$M_u = 0.01 \text{ tn-m}$

$\rho_{min} = 0.00333$

$\rho_{diseño} = 0.0033$

$A_{sdiseño} = 8.00$

N	separación	use S @
Ø6.4	4.02124	4.0
Ø9.5	8.86027	9.0
Ø12.7	15.83461	16.0
Ø15.9	24.81956	25.0
Ø19.1	35.81514	36.0
Ø22.2	48.38445	48.0

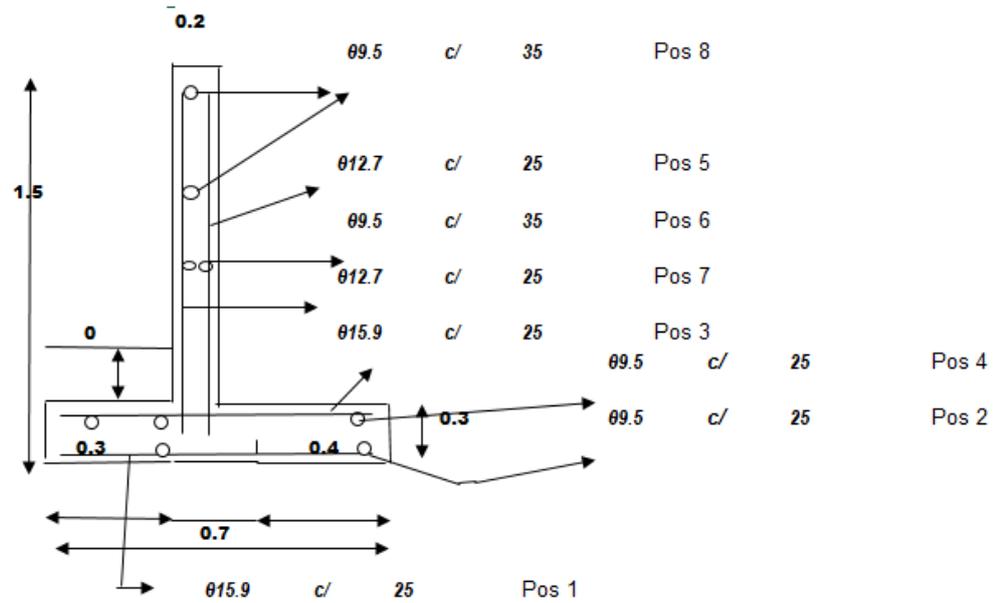
ρ_{min}	0.0033	
A_{smin}	4.67	
Ø12.7	27.1	27
Ø15.9	42.5	42
Ø19.1	61.4	61

refuerzo horizontal

$\rho \quad 5.40 \quad \text{cm}^2$

$c/\text{cara} \quad 2.70 \quad \text{cm}^2$

N	separación	use S @
Ø9.5	26.25266	26
Ø12.7	46.91736	47
Ø15.9	73.53945	74



4.4 Diseño de Puentes

4.4.1 Diseño Hidráulico

Hidrografía

Los ríos La Tinajas y Quiramachay que cruzan la carretera La Jalca-Nueva Esperanza-Distrito La Jalca, Chachapoyas-Amazonas tienen un curso de agua permanente que proviene de la cuenca de la parte alta.

Estudio De Campo

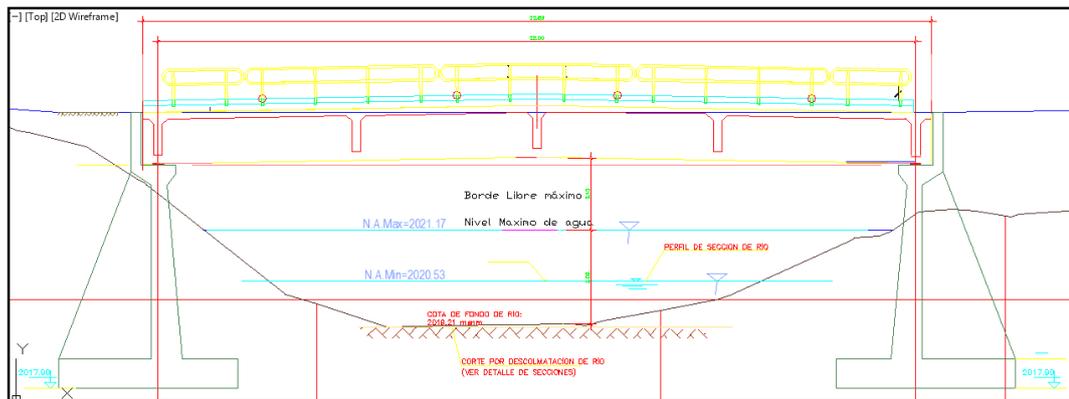
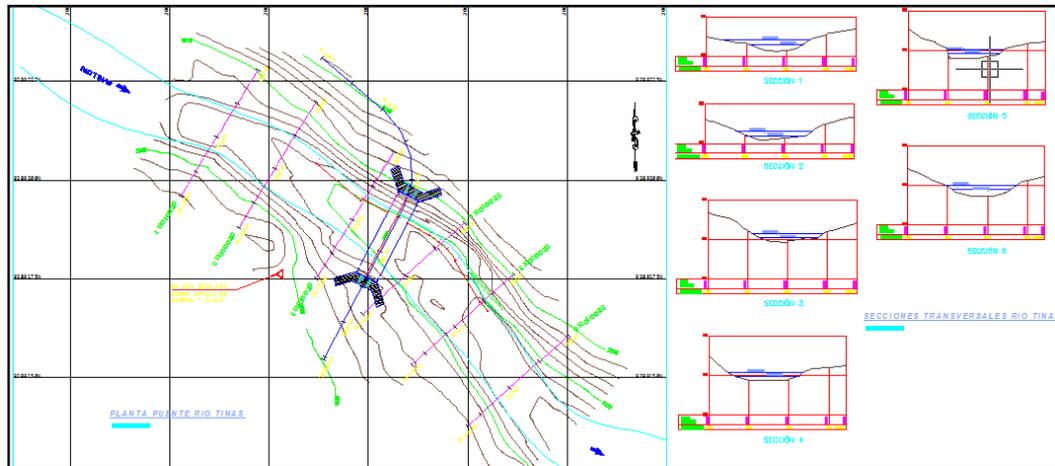
Se procedió a realizar el estudio de campo, con el objetivo de analizar la zona del proyecto en sí.

Se procedió a realizar el levantamiento topográfico del río aguas arriba y aguas abajo del eje del puente, en gabinete se determinó la planta, secciones y perfil del río información que servirá para la modelación hidráulica del río.

“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS”

Determinación del caudal de diseño del Puente tinas

Levantamiento topográfico del Río La Tinas

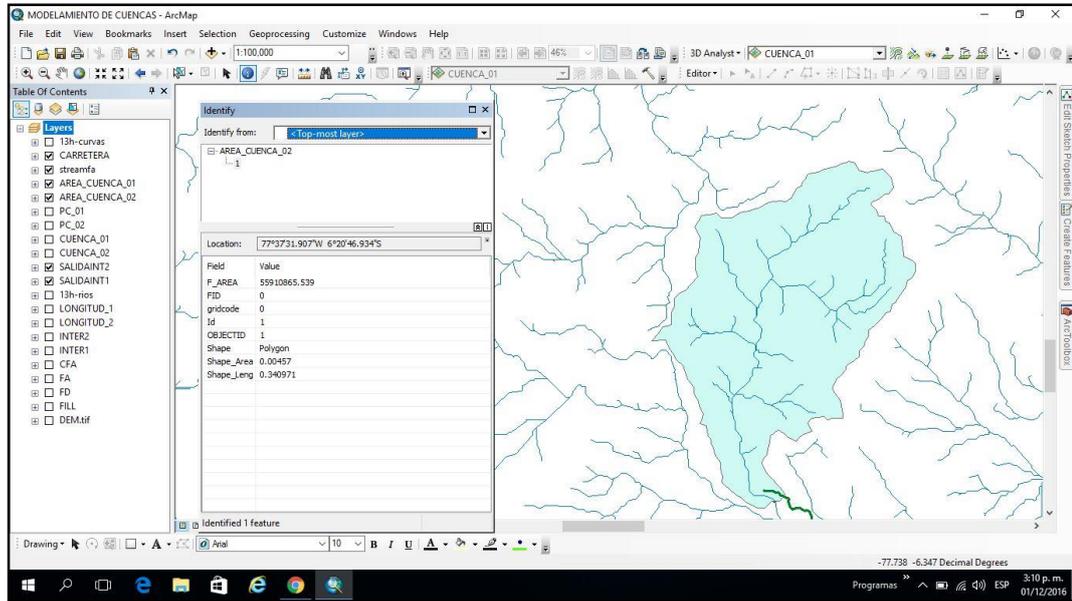


CUENCAS DE DRENAJE

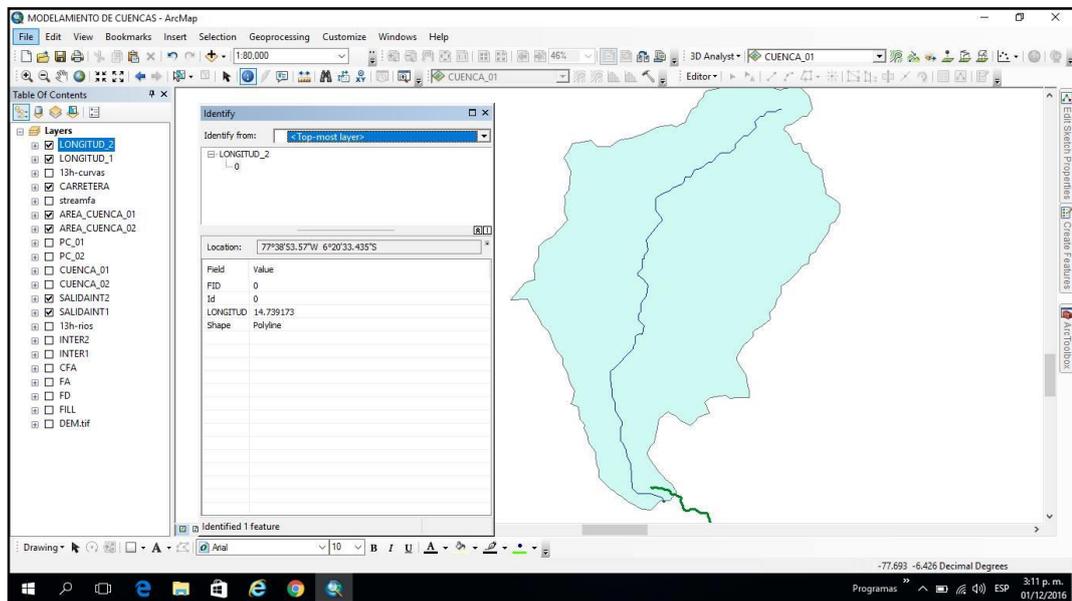
Utilizando el Plano topográfico y la carta nacional en forma con ayuda del programa Arc gis se delimito la cuenca de drenaje.

“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA, PROVINCIA CHACHAPOYAS”

Cuenca del Río La Tinas



➤ Área de cuenca = 55.911 Km²



➤ Longitud de cauce = 14739.17 ml.

Determinación del Caudal Máximo Puente Tinas:

A).- Método Racional Modificado de temez:

$$Q = 0.278 * C * I * A * K$$

Donde:

Q: Descarga máxima de diseño (m³/s)

C: Coeficiente de escorrentía para el intervalo en el que se produce l.

I: Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h)

A: Área de la cuenca (Km²)

K: Coeficiente de Uniformidad.

Cálculo del tiempo de concentración:

Tramo	Cotas		Longitud del curso de agua más largo		Área	Desnivel Parcial	Pendiente
	Inicial	Final	[m].	[Km].			
TINAS	[m].	[m].	[m].	[Km].	[km ²].	[m].	[m/m].
	2711	1823	14739.17	14.74	55.911	888	0.0602

$$Tc = 0.3 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76}$$

$$Tc = 0.3(14.74/0.006^{0.25})^{0.76}$$

$$Tc = 3.95 \text{ hrs}$$

Donde:

L= Longitud del cauce mayor (km)

S= Pendiente promedio del cauce mayor (m/m)

Coeficiente de Uniformidad:

$$K = 1 + \frac{tc^{1.25}}{tc^{1.25} + 14} = 1 + \frac{3.95^{1.25}}{3.95^{1.25} + 14}$$

$$K = 1.28$$

Tc= Tiempo de concentración (horas)

Coeficiente de simultaneidad o Factor reductor (k_A):

$$Ka = 1 - \frac{\log(A)}{15} = 1 - \frac{\log(55.91)}{15}$$
$$Ka = 0.88$$

Donde:

A: Área de la cuenca (Km²)

Precipitación máxima corregida sobre la cuenca (P):

$$P = Ka * Pd = 0.88 * 69.48$$

$$P = 61.39 \text{ mm}$$

Donde:

K_A: Factor reductor

P_d: Precipitación máxima diaria (mm)

Intensidad de Precipitación (I):

$$I = \left(\frac{P}{24}\right) * (11)^{\frac{28^{0.1} - Tc^{0.1}}{28^{0.1} - 1}} = \left(\frac{61.39}{24}\right) * (11)^{\frac{28^{0.1} - 3.955^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}$$
$$I = 11.51$$

Donde:

P: Precipitación máxima corregida (mm)

T_c: Tiempo de concentración (horas)

Coficiente de Escorrentía (C):

$$C = \frac{(Pd - Po) * (Pd + 23 * Po)}{(Pd + 11 * Po)^2}$$

Donde:

P_d: Precipitación máxima diaria (mm)

P_o: Umbral de escorrentía = (5000/CN) - 50

CN: Número de curva

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

$$P_o = \frac{5000}{CN} - 50 = \frac{5000}{72} - 50 = 19.44 \text{ mm}$$

$$C = \frac{(P_d - P_o) * (P_d + 23 * P_o)}{(P_d + 11 * P_o)^2}$$

$$C = \frac{(69.48 - 19.44) * (69.48 + 23 * 19.44)}{(69.48 + 11 * 19.44)^2}$$

$$C = 0.32$$

Caudal máximo:

$$Q = 0.278 * C * I * A * K$$

$$Q = 0.278 * 0.32 * 11.51 * 55.91 * 1.28$$

$$Q = 74.03 \text{ m}^3/\text{seg}$$

B).- Método Hidrograma Triangular:

$$Q_p = 0.208 * \frac{A * P_e}{t_p}$$

Donde:

Qp: Caudal máximo o pico, en m³/s

A: Área de la cuenca, en Km²

Pe: Altura de precipitación en exceso, en mm

Tp: Tiempo pico, en hr.

Determinamos la precipitación efectiva (Pe):

$$Pe = \frac{(P - ia)^2}{P + 0.8 * S} = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8 * S}$$

Donde:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10; Ia = 0.20s$$

Pe: precipitación efectiva, en pulgadas

P: precipitación de diseño, en pulgadas

S: abstracción inicial

CN: número hidrológico o número de curva

$$S = \frac{1000}{72} - 10 = 3.89$$

$$Pe = \frac{(2.74 - 0.2 * 3.89)^2}{2.74 + 0.8 * 3.89}$$

$$Pe = 0.66 \text{ plg} = 16.65 \text{ mm}$$

Cálculo del tiempo de concentración (Tc):

$$Tc = 0.01947 * L^{0.76} * S^{-0.385}$$

$$Tc = 0.01947 * 14739.17^{0.76} * 0.06^{-0.385}$$

$$Tc = 1.55 \text{ hrs.}$$

Calculo de la duración en exceso (de):

Para cuencas grandes:

$$de = 2 * \sqrt{tc}$$

Para cuencas pequeñas:

$$de = tc$$

$$de = 1.55$$

El tiempo de retraso se calcula con la siguiente ecuación (tr):

$$tr = 0.6 * tc$$

$$tr = 0.6 * 1.55 = 0.93$$

El tiempo pico se calcula con la ecuación:

$$tp = \frac{de}{2} + tr = \frac{1.55}{2} + 0.93$$

$$tp = 1.71$$

El tiempo pico se calcula con la ecuación:

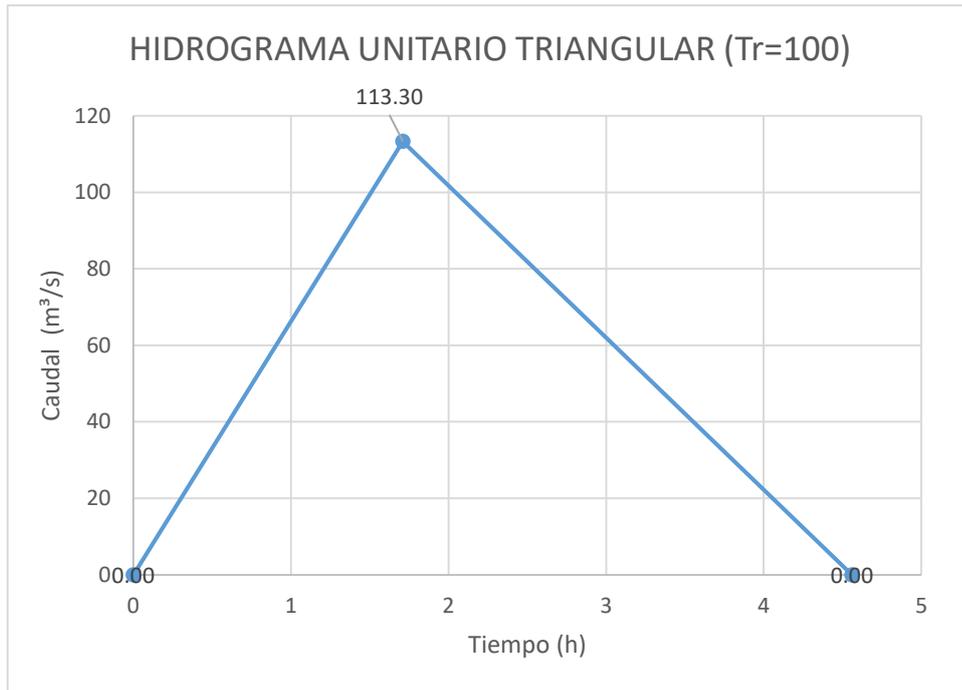
$$tb = 2.67 * tp$$

$$tb = 2.67 * 1.70 = 4.56$$

El caudal pico se calcula con la ecuación:

$$Qp = 0.208 * \frac{55.91 * 16.65}{1.71}$$

$$Qp = 113.30 \text{ m}^3/\text{seg}$$



C).- Método Creager:

$$Q_{max} = (C1 + C2) * \log(T) * A^{m*A^{-n}}$$

Donde:

Q_{max}: caudal máximo para un periodo de retorno T seleccionado,
en m³/s

A: área de la cuenca aportante, en km²

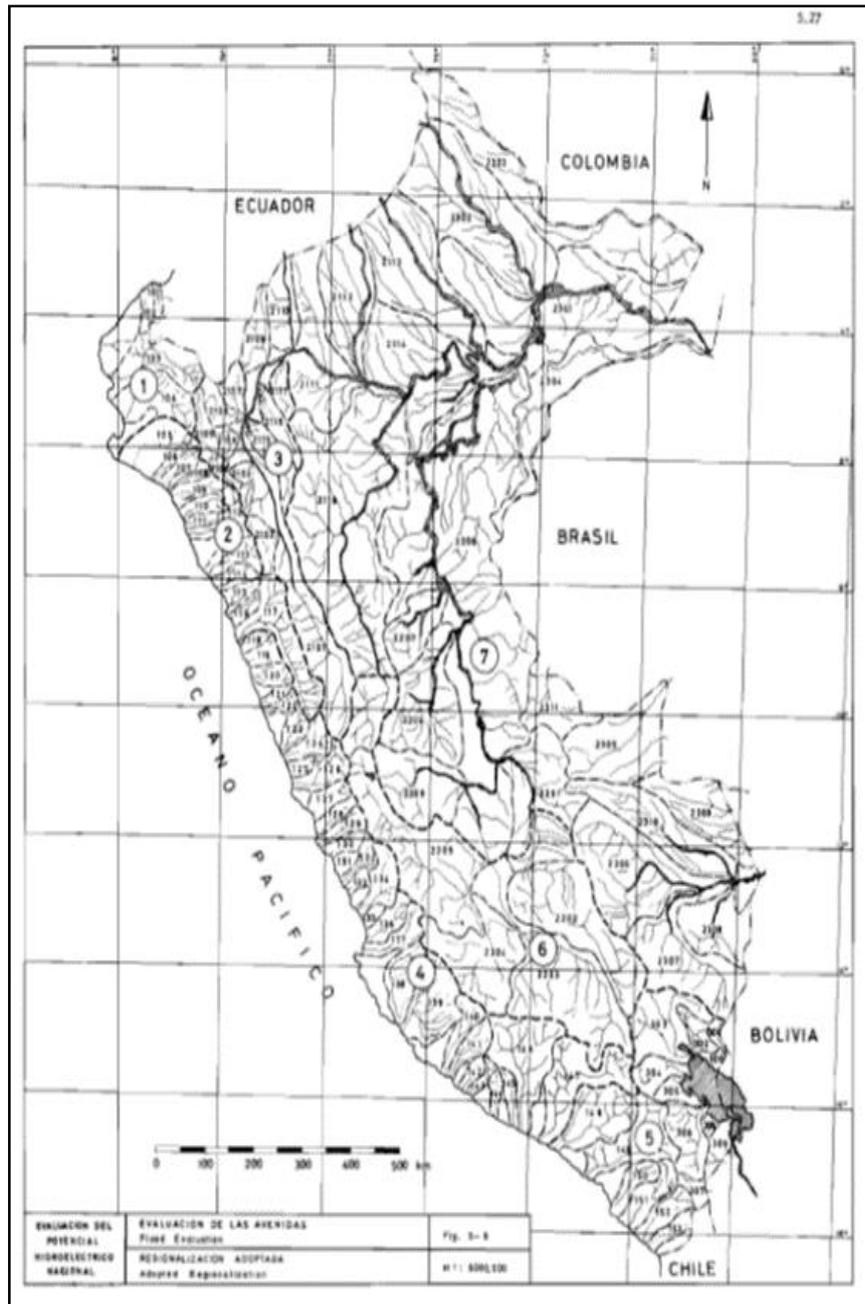
T: periodo de retorno, en años

C₁, C₂: coeficientes adimensionales de escala, por regiones
hidráulicas

m,n: exponentes adimensionales, por regiones hidráulicas

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"

Determinación de la región Hidráulica:



Calculo de los coeficientes y exponentes de acuerdo a la región:

Región	C ₁	C ₂	m	n
1	1.01	4.37	1.02	0.04
2	0.10	1.28	1.02	0.04
3	0.27	1.48	1.02	0.04
4	0.09	0.36	1.24	0.04
5	0.11	0.26	1.24	0.04
6	0.18	0.31	1.24	0.04
7	0.22	0.37	1.24	0.04

“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS”

$$C1 = 0.27$$

$$C2 = 1.48$$

$$m = 1.02$$

$$n = 0.04$$

$$Q_{max} = (C1 + C2) * \log(T) * A^{m*A^{-n}}$$

$$T = 100 \text{ años}$$

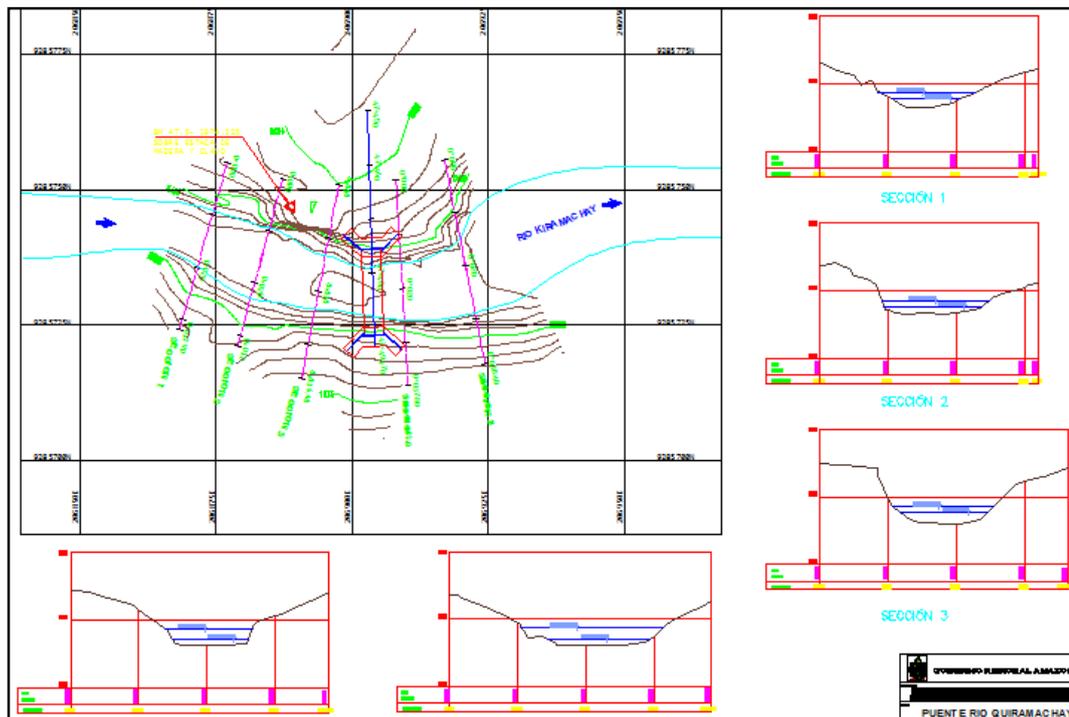
$$A = 55.91$$

$$Q_{max} = (0.27 + 1.48) * \log(100) * 55.91^{1.02*136.28^{-0.04}}$$

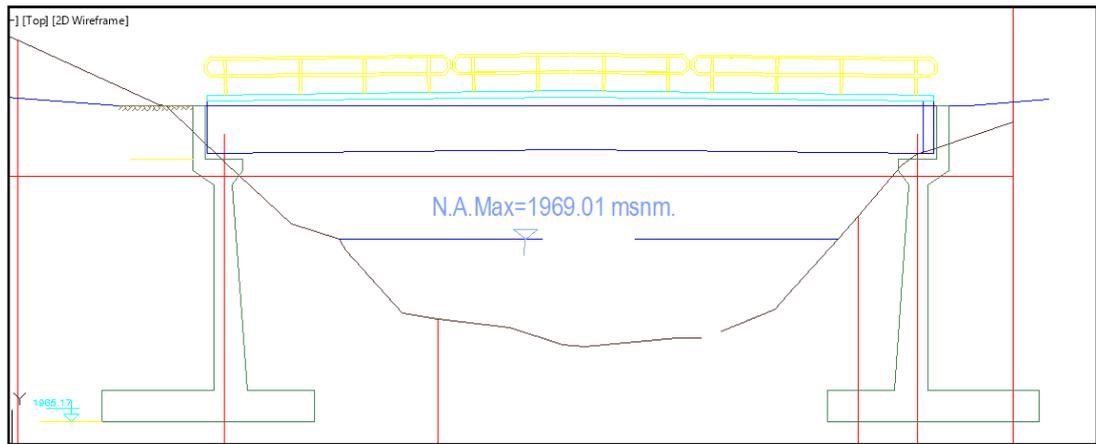
$$Q_{max} = 115.22 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Determinación del caudal de diseño del Puente Quiramachay

Levantamiento topográfico del Río La Quiramachay



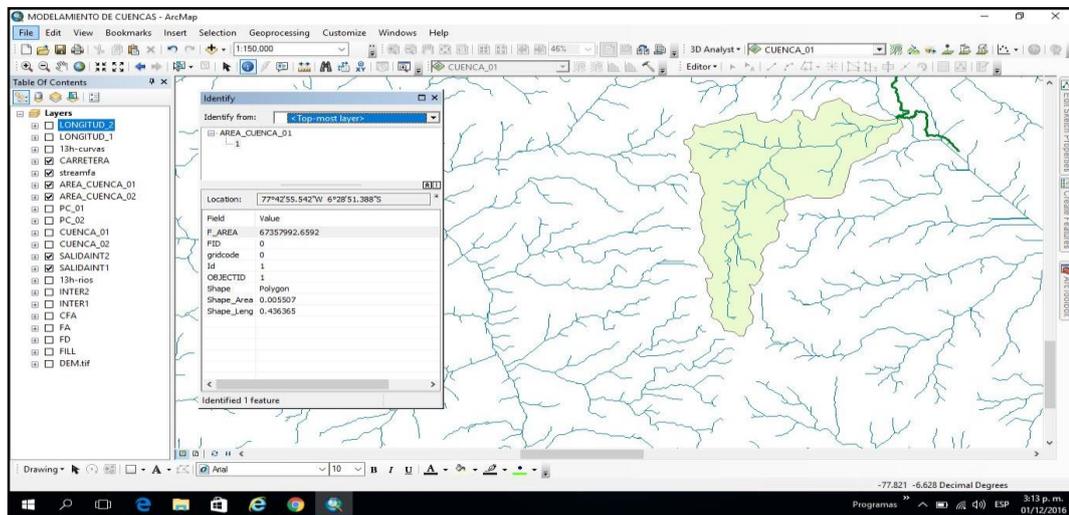
“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS”



CUENCAS DE DRENAJE

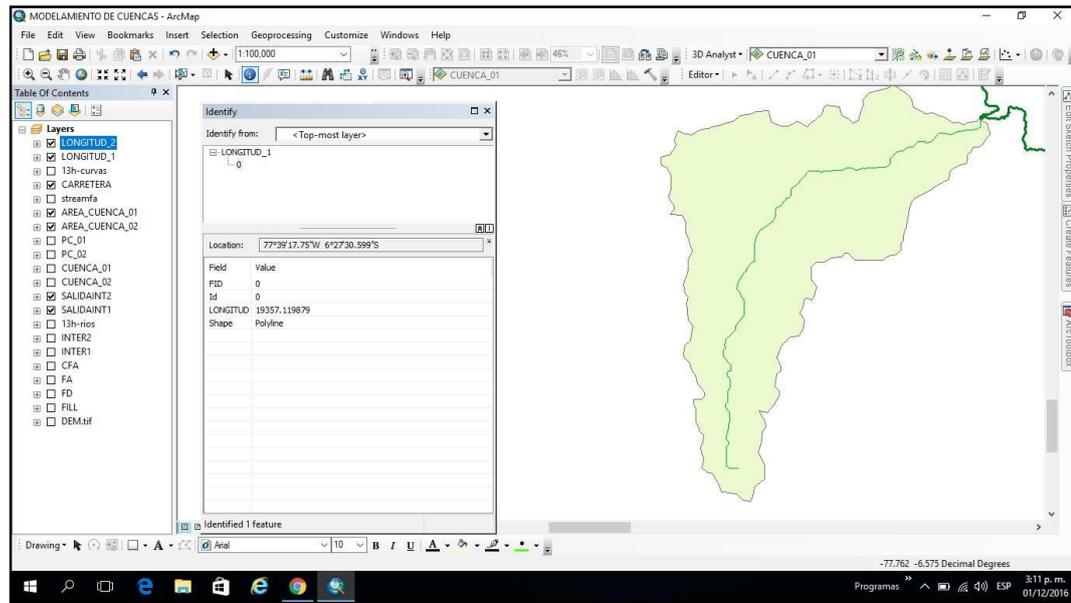
Utilizando el Plano topográfico y la carta nacional en forma con ayuda del programa Arcgis se delimito la cuenca de drenaje.

Cuenca del Río La Quiramachay



➤ Área de cuenca = 47.36 Km²

“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS”



➤ Longitud de cauce = 519357.12 ml.

Determinación del Caudal Máximo Puente Quirimanchay:

A).- Método Racional Modificado de temez:

$$Q = 0.278 * C * I * A * K$$

Donde:

Q: Descarga máxima de diseño (m3/s)

C: Coeficiente de escorrentía para el intervalo en el que se produce

I: Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h)

A: Área de la cuenca (Km2)

K: Coeficiente de Uniformidad.

Cálculo del tiempo de concentración:

Tramo	Cotas		Longitud del curso de agua más largo		Área	Desnivel Parcial	Pendiente
	Inicial	Final	[m].	[Km].			
Quirimanchay	[m].	[m].	[m].	[Km].	[km2].	[m].	[m/m].
	3287	1752	19357.12	19.36	47.360	1535	0.0793

$$Tc = 0.3 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76}$$

$$Tc = 0.3(19.36/0.08^{0.25})^{0.76}$$

$$Tc = 4.62 \text{ hrs}$$

Donde:

L= Longitud del cauce mayor (km)

S= Pendiente promedio del cauce mayor (m/m)

Coefficiente de Uniformidad:

$$K = 1 + \frac{tc^{1.25}}{tc^{1.25} + 14} = 1 + \frac{4.62^{1.25}}{4.62^{1.25} + 14}$$
$$K = 1.33$$

Tc= Tiempo de concentración (horas)

Coefficiente de simultaneidad o Factor reductor (ka):

$$Ka = 1 - \frac{\log(A)}{15} = 1 - \frac{\log(47.36)}{15}$$
$$Ka = 0.89$$

Donde:

A: Área de la cuenca (Km²)

Precipitación máxima corregida sobre la cuenca (P):

$$P = Ka * Pd = 0.89 * 69.48$$
$$P = 61.72 \text{ mm}$$

Donde:

Ka: Factor reductor

Pd: Precipitación máxima diaria (mm)

Intensidad de Precipitación (I):

$$I = \left(\frac{P}{24}\right) * (11)^{\frac{28^{0.1} - Tc^{0.1}}{28^{0.1} - 1}} = \left(\frac{61.72}{24}\right) * (11)^{\frac{28^{0.1} - 4.62^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}$$
$$I = 10.38$$

Donde:

P: Precitación máxima corregida (mm)

Tc: Tiempo de concentración (horas)

Coeficiente de Escorrentía (C):

$$C = \frac{(Pd - Po) * (Pd + 23 * Po)}{(Pd + 11 * Po)^2}$$

Donde:

Pd: Precitación máxima diaria (mm)

Po: Umbral de escorrentía = (5000/CN) - 50

CN: Número de curva

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

$$Po = \frac{5000}{CN} - 50 = \frac{5000}{72} - 50 = 19.44 \text{ mm}$$

$$C = \frac{(Pd - Po) * (Pd + 23 * Po)}{(Pd + 11 * Po)^2}$$

$$C = \frac{(69.48 - 19.44) * (69.48 + 23 * 19.44)}{(69.48 + 11 * 19.44)^2}$$

$$C = 0.32$$

Caudal máximo:

$$Q = 0.278 * C * I * A * K$$

$$Q = 0.278 * 0.32 * 10.38 * 47.36 * 1.33$$

$$Q = 58.36 \text{ m}^3/\text{seg}$$

B).- Método Hidrograma Triangular:

$$Q_p = 0.208 * \frac{A * P_e}{t_p}$$

Donde:

Q_p: Caudal máximo o pico, en m³/s

A: Área de la cuenca, en Km²

P_e: Altura de precipitación en exceso, en mm

T_p: Tiempo pico, en hr.

Determinamos la precipitación efectiva (P_e):

$$P_e = \frac{(P - ia)^2}{P + 0.8 * S} = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8 * S}$$

Donde:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10; \quad Ia = 0.20s$$

P_e: precipitación efectiva, en pulgadas

P: precipitación de diseño, en pulgadas

S: abstracción inicial

CN: número hidrológico o número de curva

$$S = \frac{1000}{72} - 10 = 3.89$$

$$P_e = \frac{(2.74 - 0.2 * 3.89)^2}{2.74 + 0.8 * 3.89}$$

$$P_e = 0.66 \text{ plg} = 16.65 \text{ mm}$$

Cálculo del tiempo de concentración (Tc):

$$Tc = 0.01947 * L^{0.76} * S^{-0.385}$$
$$Tc = 0.01947 * 19357.12^{0.76} * 0.08^{-0.385}$$
$$Tc = 1.72 \text{ hrs.}$$

Calculo de la duración en exceso (de):

Para cuencas grandes:

$$de = 2 * \sqrt{tc}$$

Para cuencas pequeñas:

$$de = tc$$

$$de = 1.72$$

El tiempo de retraso se calcula con la siguiente ecuación (tr):

$$tr = 0.6 * tc$$
$$tr = 0.6 * 1.72 = 1.03$$

El tiempo pico se calcula con la ecuación:

$$tp = \frac{de}{2} + tr = \frac{1.72}{2} + 1.03$$
$$tp = 1.90$$

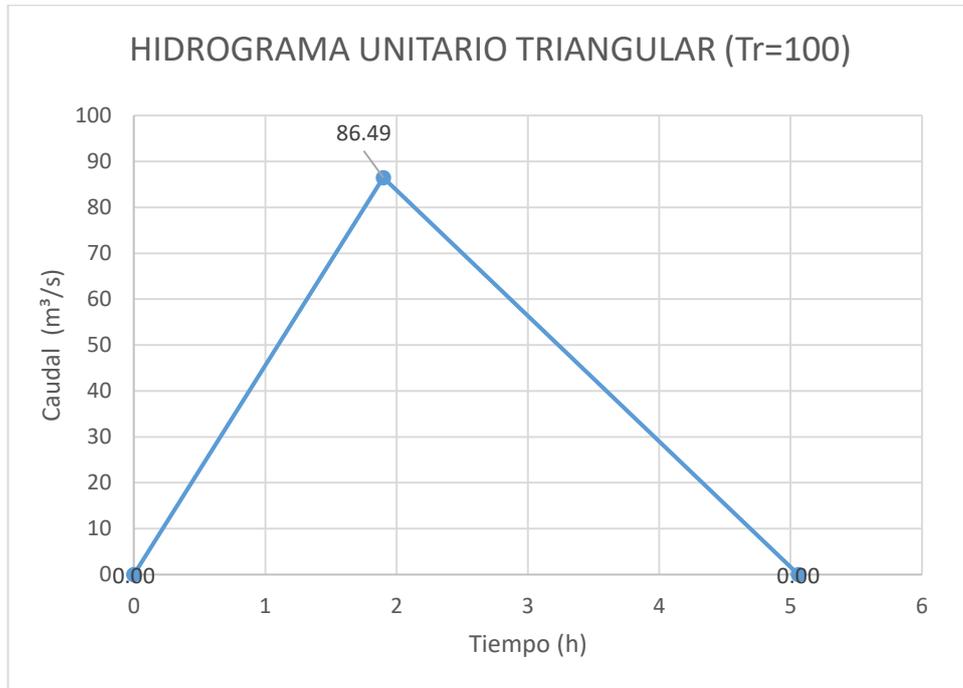
El tiempo pico se calcula con la ecuación:

$$tb = 2.67 * tp$$
$$tb = 2.67 * 1.90 = 5.06$$

El caudal pico se calcula con la ecuación:

$$Qp = 0.208 * \frac{47.36 * 16.65}{1.90}$$

$$Qp = 86.49 \text{ m}^3/\text{seg}$$



C).- Método Creager:

$$Q_{max} = (C1 + C2) * \log(T) * A^{m*A^{-n}}$$

Donde:

Qmax: caudal máximo para un periodo de retorno T seleccionado,
en m³/s

A: área de la cuenca aportante, en km²

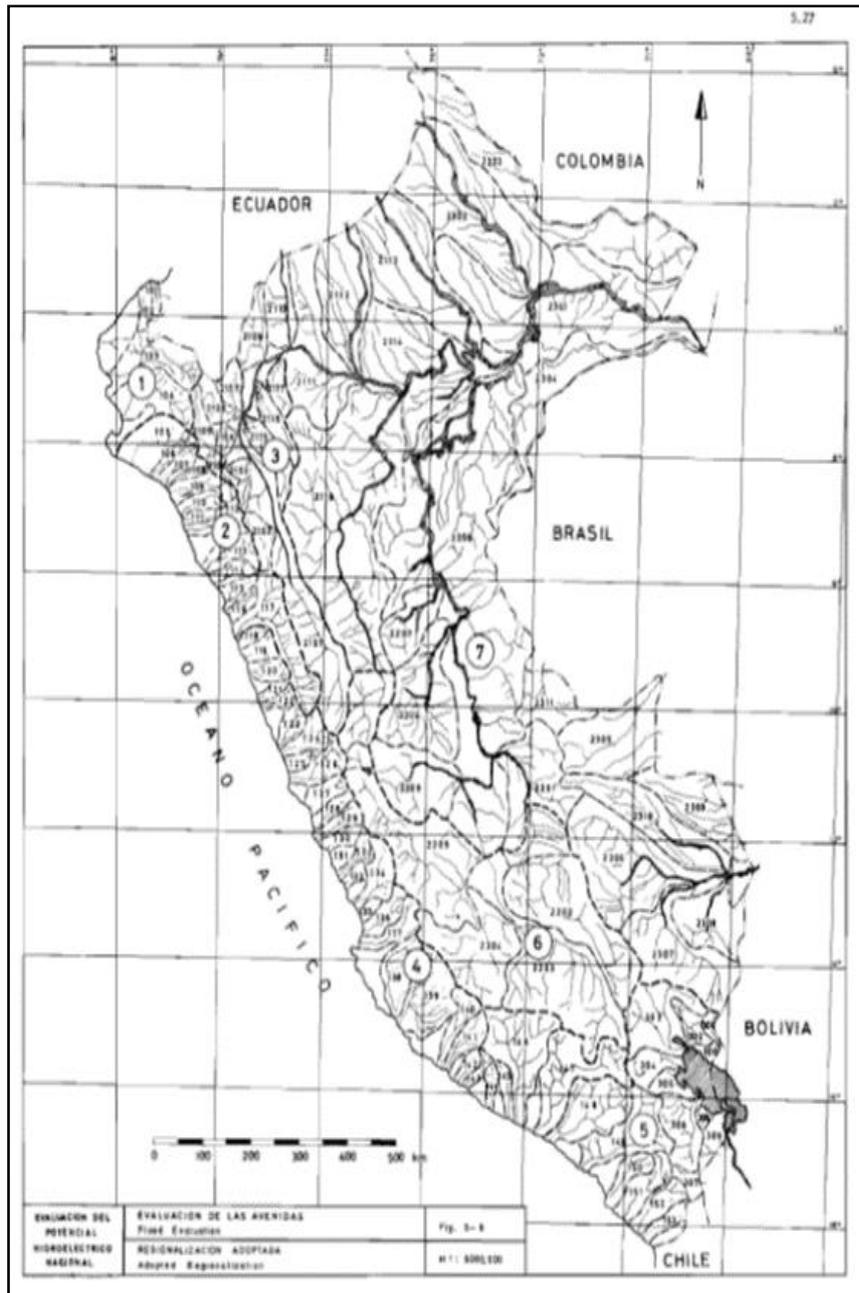
T: periodo de retorno, en años

C1, C2: coeficientes adimensionales de escala, por regiones
hidráulicas

m,n: exponentes adimensionales, por regiones hidráulicas

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"

Determinación de la región Hidráulica:



Calculo de los coeficientes y exponentes de acuerdo a la región:

Región	C ₁	C ₂	m	n
1	1.01	4.37	1.02	0.04
2	0.10	1.28	1.02	0.04
3	0.27	1.48	1.02	0.04
4	0.09	0.36	1.24	0.04
5	0.11	0.26	1.24	0.04
6	0.18	0.31	1.24	0.04
7	0.22	0.37	1.24	0.04

$$C1 = 0.27$$

$$C2 = 1.48$$

$$m = 1.02$$

$$n = 0.04$$

$$Q_{max} = (C1 + C2) * \log(T) * A^{m*A^{-n}}$$

$$T = 100 \text{ años}$$

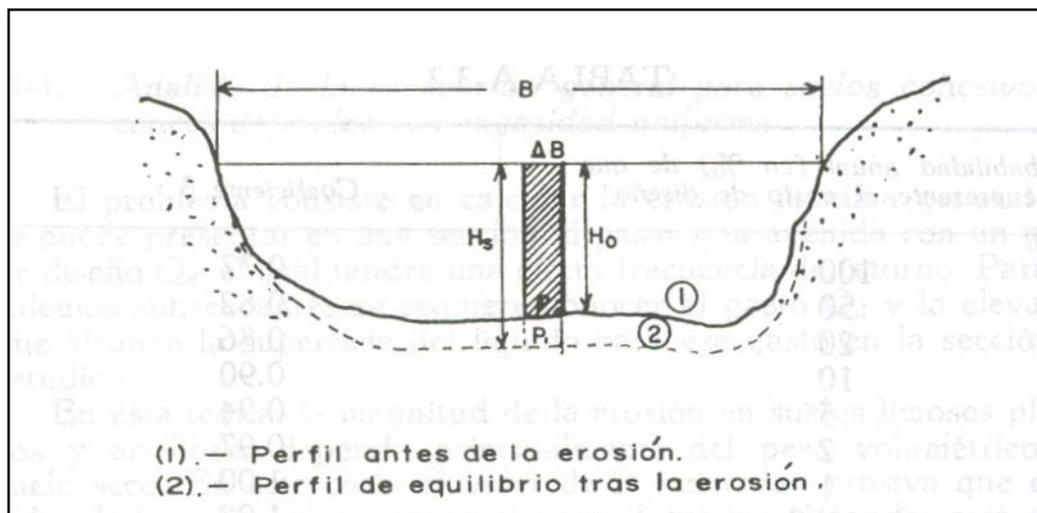
$$A = 47.36$$

$$Q_{max} = (0.27 + 1.48) * \log(100) * 47.36^{1.02*47.36^{-0.04}}$$

$$Q_{max} = 102.01 \text{ m}^3/\text{seg}$$

4.4.2 Socavación de los Puentes

Cálculos de socavación general en suelos no cohesivos:



✓ **Puente Tinajas:**

La profundidad de socavación se deduce aplicando la condición de equilibrio, esto es:

$$V_e = V_r$$

Donde:

V_r : velocidad de la corriente capaz de producir arrastre.

V_e : velocidad que se necesita para que el fondo se degrade (erosione).

$$V_e = 0.68 * \beta * dm^{0.28} * H_s^x$$

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"

$$Vr = \frac{a * Ho^{5/3}}{Hs}$$

Igualando se obtiene:

$$\frac{a * Ho^{5/3}}{Hs} = 0.68 * \beta * dm^{0.28} * Hs^x$$

Donde:

a: Coeficiente dado por la siguiente ecuación:

$$a = \frac{Qd}{Hm^{5/3} * Be * u}$$

Hm: tirante medio de la sección, el cual se obtiene dividiendo el área hidráulica entre el ancho efectivo, Be.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min.Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
pte	60	100 AÑOS	115.22	2021.34	2023.92	2023.92	2024.76	0.013125	4.16	30.14	19.53	0.90
pte	55*	100 AÑOS	115.22	2021.09	2023.52	2023.52	2024.34	0.015155	4.05	29.80	19.59	0.95
pte	50	100 AÑOS	115.22	2020.83	2023.16	2023.16	2023.98	0.015445	4.06	29.74	19.15	0.96
pte	45*	100 AÑOS	115.22	2020.08	2022.45	2022.45	2023.28	0.016437	4.04	29.23	18.76	0.98
pte	40	100 AÑOS	115.22	2019.33	2022.16	2021.74	2022.64	0.009459	3.08	37.43	20.49	0.73
pte	35	Bridge										
pte	30	100 AÑOS	115.22	2019.20	2021.48	2021.48	2022.31	0.016288	4.06	29.09	17.51	0.97
pte	20	100 AÑOS	115.22	2018.77	2020.78	2020.78	2021.61	0.016468	4.04	29.14	18.64	0.98
pte	15*	100 AÑOS	115.22	2018.33	2020.50	2020.50	2021.39	0.015916	4.20	28.25	16.62	0.97
pte	10	100 AÑOS	115.22	2017.88	2020.20	2020.20	2021.17	0.017135	4.38	26.80	14.31	0.99
pte	5*	100 AÑOS	115.22	2017.52	2019.89	2019.89	2020.82	0.015200	4.34	27.88	15.81	0.96
pte	00	100 AÑOS	115.22	2017.16	2019.49	2019.49	2020.41	0.015420	4.30	27.98	16.23	0.97

$$Qd = 115.22m^3/seg$$

$$V = 4.06m/seg$$

$$A = 29.09 m^2$$

$$Be = 17.51 m$$

$$Hm = \frac{29.09}{17.51} = 1.66$$

Los valores de μ a adoptar se indican en la tabla siguiente:

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"

Velocidad media en la sección, en m/seg	Longitud libre entre dos pilas (claro), en metros												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

$$\mu = 0.934$$

$$a = \frac{155.22}{1.66^{5/3} * 17.51 * 0.93} = 3.023$$

Ho: profundidad máxima de la sección antes de la erosión.

$$H_o = H_m * 1.20 = 1.66 * 1.20 = 1.99$$

β , beta: el coeficiente β se obtiene de la tabla de la referencia antes señalada. β es función de la probabilidad anual (en %) de que se presente el gasto o caudal de diseño.

Probabilidad anual (en %) de que se presente el caudal de diseño	Periodo de Retorno (T, años)	Coeficiente β
100	1	0.77
50	2	0.82
20	5	0.86
10	10	0.90
5	20	0.94
2	50	0.97
1	100	1.00
0.3	333	1.03
0.2	500	1.05
0.1	1000	1.07

$$\beta = 1.00$$

dm: diámetro medio (en mm) de los granos del fondo.

x: exponente la variable que depende del diámetro del material y que se encuentra en la tabla A-3.3 de la referencia anteriormente señalada.

d (mm)	x	d (mm)	x
0.05	0.43	40	0.30
0.15	0.42	60	0.29
0.5	0.41	90	0.28
1	0.40	140	0.27
1.5	0.39	190	0.26
2.5	0.38	250	0.25
4	0.37	310	0.24
6	0.36	370	0.23
8	0.35	450	0.22
10	0.34	570	0.21
15	0.33	750	0.20
20	0.32	1000	0.19
25	0.31		

$$dm = 3.40$$

$$x = 0.374$$

Remplazando en la ecuación General:

$$\frac{a * Ho^{5/3}}{Hs} = 0.68 * \beta * dm^{0.28} * Hs^x$$

$$\frac{3.023 * 1.99^{5/3}}{Hs} = 0.68 * 1 * 3.4^{0.28} * Hs^{0.374}$$

De la expresión anterior se despeja Hs y con ello se deduce la profundidad de socavación:

$$Hs = 5.33$$

$$Prof. \text{ de socavacion} = Hs - Ho = 5.33 - 1.99$$

$$Prof. \text{ de socavacion} = 3.34 \text{ m}$$

Puente Quiramanchay:

La profundidad de socavación se deduce aplicando la condición de equilibrio, esto es:

$$V_e = V_r$$

Donde:

Vr: velocidad de la corriente capaz de producir arrastre.

Ve: velocidad que se necesita para que el fondo se degrade (erosione).

$$V_e = 0.68 * \beta * dm^{0.28} * H_s^x$$

$$V_r = \frac{a * H_o^{5/3}}{H_s}$$

Igualando se obtiene:

$$\frac{a * H_o^{5/3}}{H_s} = 0.68 * \beta * dm^{0.28} * H_s^x$$

Donde:

a: Coeficiente dado por la siguiente ecuación:

$$a = \frac{Qd}{Hm^{5/3} * Be * u}$$

Hm: tirante medio de la sección, el cual se obtiene dividiendo el área hidráulica entre el ancho efectivo, Be.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m³/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Froude #	Chl
Pte. Quiramanchay	50	100 AÑOS	94.25	1966.58	1969.31		1969.86	0.009074	3.27	29.26	15.80	0.73	
Pte. Quiramanchay	45*	100 AÑOS	94.25	1966.54	1969.36		1969.76	0.005804	2.79	34.17	16.44	0.59	
Pte. Quiramanchay	40	100 AÑOS	94.25	1966.49	1969.40		1969.69	0.004029	2.43	39.29	17.31	0.49	
Pte. Quiramanchay	35*	100 AÑOS	94.25	1966.19	1969.38		1969.66	0.003468	2.35	40.52	16.51	0.46	
Pte. Quiramanchay	30	100 AÑOS	94.25	1965.89	1969.37	1968.15	1969.63	0.003069	2.28	41.82	16.14	0.44	
Pte. Quiramanchay	25	Bridge											
Pte. Quiramanchay	20	100 AÑOS	94.25	1965.91	1968.47	1968.47	1969.40	0.019539	4.28	22.04	11.84	1.00	
Pte. Quiramanchay	10	100 AÑOS	94.25	1966.19	1968.26	1968.26	1969.18	0.020682	4.25	22.20	12.23	1.01	
Pte. Quiramanchay	5*	100 AÑOS	94.25	1966.13	1968.01	1968.01	1968.78	0.019475	3.90	24.15	15.77	1.01	
Pte. Quiramanchay	00	100 AÑOS	94.25	1966.06	1967.72	1967.72	1968.41	0.019596	3.66	25.73	19.09	1.01	

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"

$$Qd = 94.25 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$V = 4.28 \text{ m}/\text{seg}$$

$$A = 20.04 \text{ m}^2$$

$$Be = 11.84 \text{ m}$$

$$Hm = \frac{22.04}{11.84} = 1.86$$

Los valores de μ a adoptar se indican en la tabla siguiente:

COEFICIENTE DE CONTRACCIÓN, μ													
Velocidad media en la sección, en m/seg	Longitud libre entre dos pilas (claro), en metros												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

$$\mu = 0.91$$

$$a = \frac{94.25}{1.86^{5/3} * 11.84 * 0.91} = 3.105$$

Ho: profundidad máxima de la sección antes de la erosión.

$$Ho = Hm * 1.20 = 1.78 * 1.10 = 2.05$$

β , beta: el coeficiente β se obtiene de la tabla de la referencia antes señalada. β es función de la probabilidad anual (en %) de que se presente el gasto o caudal de diseño.

Probabilidad anual (en %) de que se presente el caudal de diseño	Periodo de Retorno (T, años)	Coefficiente β
100	1	0.77
50	2	0.82
20	5	0.86
10	10	0.90
5	20	0.94
2	50	0.97
1	100	1.00
0.3	333	1.03
0.2	500	1.05
0.1	1000	1.07

$$\beta = 1.00$$

dm: diámetro medio (en mm) de los granos del fondo.

x: exponente variable que depende del diámetro del material y que se encuentra en la tabla A-3.3 de la referencia anteriormente señalada.

d (mm)	x	d (mm)	x
0.05	0.43	40	0.30
0.15	0.42	60	0.29
0.5	0.41	90	0.28
1	0.40	140	0.27
1.5	0.39	190	0.26
2.5	0.38	250	0.25
4	0.37	310	0.24
6	0.36	370	0.23
8	0.35	450	0.22
10	0.34	570	0.21
15	0.33	750	0.20
20	0.32	1000	0.19
25	0.31		

$$dm = 6.15$$

$$x = 0.374$$

Remplazando en la ecuación General:

$$\frac{a * Ho^{5/3}}{Hs} = 0.68 * \beta * dm^{0.28} * Hs^x$$

$$\frac{3.105 * 2.05^{5/3}}{Hs} = 0.68 * 1 * 3.40^{0.28} * Hs^{0.374}$$

De la expresión anterior se despeja Hs y con ello se deduce la profundidad de socavación:

$$H_s = 5.61$$

$$\text{Prof. de socavacion} = H_s - H_o = 5.61 - 2.05$$

$$\text{Prof. de socavacion} = 3.56 \text{ m}$$

4.4.3 Diseño estructural

4.4.3.1 Puente Tinas

DISEÑO PUENTE VIGA – LOSA

A.- Predimensionamiento (Puente Simplemente Apoyado)

- Luz de puente (L):

$$L = 22 \text{ m}$$

- Peralte de viga (H):

$$H = \frac{L}{15} = 1.47 \text{ m} \qquad H = \frac{L}{12} = 1.83 \text{ m} \qquad H = 0.07 * L$$

$$= 1.54 \text{ m}$$

Tomamos como peralte de la viga **H = 1.50 m**

- Espesor de losa (t):

$$t(\text{mm}) = \frac{1.2(S + 3000)}{30} = \frac{1.2(1900 + 3000)}{30} = 196 \text{ mm} = 19.60 \text{ cm}$$

$$t(\text{min}) = 175 \text{ mm} = 17.50 \text{ cm}$$

Como espesor de la losa asumimos:

$$t(\text{m}) = 0.20 \text{ m}$$

MEDIDAS ASUMIDAS:

Ancho de vía:	A=	3.60
Longitud vereda:	c=	0.65
Ancho de viga	bw=	0.60
	f=	1.30
espesor de losa	t=	0.20
	g=	0.20
	n=	0.05
espesor del asfalto	e=	0.03
separación vigas	S=	1.90
	a=	0.50
	i=	0.45

	u=	0.20
	z=	0.05
barandas	p=	0.10
	q=	0.15
Número de vigas diafragmas		5.00
Ancho diafragmas vigas	ad=	0.25
Peralte diafragmas vigas	hd=	1.25

$$S' = S + bw = 1.90 + 0.60 = 2.50 \text{ m}$$

$$bw = 0.02 * L * \sqrt{S'} = 0.02 * 22 * \sqrt{2.50} = 0.696 \text{ m}$$

$$bw \geq 2 * t \rightarrow 0.96 \text{ m} \geq 2 * 0.20 \rightarrow 0.96 \text{ m} \geq 0.40 \text{ m (Cumple)}$$

$$hd \geq 0.5 * H \rightarrow 1.25 \text{ m} \geq 0.5 * 1.50 \text{ m} \rightarrow 1.25 \text{ m} \geq 0.75 \text{ m (Cumple)}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.4 * f'_c = 0.4 * 280 = 112 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 0.4 * f'_y = 0.4 * 4200 = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = \frac{f_s}{f_c} = \frac{1680}{112} = 15$$

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15000 * \sqrt{f'_c} = 15000 * \sqrt{280} = 250998.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \geq 6 \rightarrow \frac{2000000}{250998.01} \geq 6 \rightarrow 7.968 \geq 6 \text{ (Cumple)}$$

Usamos:

$$n = 8$$

$$k = \frac{n}{n+r} = \frac{8}{8+15} = 0.348$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.348}{3} = 0.884$$

$$f_c * j * k = 112 * 0.884 * 0.348 = 34.44 \text{ kg/cm}^2$$

B.- Diseño de la Losa

Metrado de Cargas

- $Peso\ Propio = (1m) * (t) * \left(2.40 \frac{tn}{m^3}\right) = (1m) * (0.20m) * \left(2.40 \frac{tn}{m^3}\right) = 0.48 \frac{tn}{m}$
- $Asfalto = (1m) * (e) * \left(2.00 \frac{tn}{m^3}\right) = (1m) * (0.05m) * \left(2.00 \frac{tn}{m^3}\right) = 0.10 \frac{tn}{m}$
- $Wd = \text{Peso propio} + \text{Asfalto} = 0.48 + 0.10 = 0.58 \frac{tn}{m}$

Momentos por peso propio

- $Md = Wd * \frac{s^2}{10} = 0.58 * \frac{1.9^2}{10} = 0.21 \text{ tn} - m/m$

Modificación por Número de Vías Cargadas

Se puede observar que el ancho de la sección del puente es de 3.60 mts, por lo tanto el número de vías es de 1, por que se afectara la carga por un factor que es de 1.2 Entonces se debe de amplificar la carga por este factor (1.2 * P)

Momento por sobrecarga

- $Pr = 16.31 \text{ Klb} * 0.4535 \frac{ton}{klb} = 7.40 \text{ tn}$

Carga viva modificada:

- $Pr = 1.2 * 7.4 \text{ tn} = 8.88 \text{ tn}$

Momentos por Sobrecarga

- $Ml = \frac{s+2''}{32''} * Pr = \frac{1.9+0.61}{9.75} * 8.88 = 2.29 \text{ tn} - m/m$

Momentos por Impacto

$$I = 0.33$$

- $Mi = 0.33 * Ml = 0.33 * 2.29 = 0.754 \text{ tn} - m/m$

Verificación del Peralte

Hallando los momentos por servicio:

- $Ms = Md + Ml + Mi = 0.21 + 2.29 + 0.75 = 3.25 \text{ tn} - m/m$

El peralte mínimo es:

$$d \text{ req.} = \sqrt{\frac{2 * Ms}{f_c * j * k * b}} = \sqrt{\frac{2 * 3.25 * 100000}{34.44 * 100}} = 13.738 \text{ cm}$$

Considerando recubrimiento de 1" y suponiendo el empleo de fierro de $f=3/8"$ (0.95 cm), el peralte será como máximo:

Recubrimiento = 2.54 cm

Estribo (3/8") = 0.95cm

$$d \text{ asum.} = t - \text{rec.} - \frac{\text{est.}}{2} = 20 - 2.54 - \frac{0.95}{2} = 16.984 \text{ cm}$$

- Se debe cumplir:

$$d \text{ asum.} \geq d \text{ req.} \rightarrow 16.984 \text{ cm} \geq 13.738 \text{ cm}$$

Tomamos: $d = 16.984 \text{ cm}$

Diseño por Servicio

$$A_s = \frac{M_s}{f_s * j * d} = \frac{3.25 * 100000}{1680 * 0.884 * 16.984} = 12.884 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Verificando la cuantía mínima:

$$A_s \text{ min.} = \frac{14 * b * d}{f_y} = \frac{14 * 100 * 16.984}{4200} = 5.661 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

- Se debe cumplir:

$$A_s \text{ min.} < A_s \rightarrow 5.661 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < 12.884 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Tomamos: $A_s = 12.884 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 5/8":

$$A_f = 1.979$$

$$@ = \frac{A_f * b}{A_t} = \frac{1.979 * 100}{12.884} = 15.361 \text{ cm}$$

$$@ = 1.5 * t = 1.5 * 0.20 = 30.00 \text{ cm}$$

$$@ = 45.00 \text{ cm}$$

El menor de los tres:

Usar acero de 5/8" @ 15.00cm

DISEÑO POR ROTURA

Usaremos los factores de Carga y Combinación según el Estado Limite Siguiente:

RESISTENCIA I: Combinación básica de carga relacionada con el uso vehicular normal sin considerar el viento

1 Acero Principal

1.1 Acero positivo y negativo

$$Mu = 0.95(1.25 * Md + 1.75(Ml + Mi))$$

$$Mu = 0.95(1.25 * 0.21 + 1.75(2.29 + 0.75)) = 5.303 \text{ tn} - \text{m}$$

$Mu = f * f'c * b * d^2 * w * (1 + \frac{w}{1.70})$, Donde f es 0.90 para Flexión y tracción de Concreto Armado.

Despejando (w):

$$w1 = \frac{\left(1.7 + \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * Mu}{f * f'c * b * d^2}}\right)}{2}$$

$$w1 = \frac{\left(1.7 + \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * 5.303 * 100000}{0.90 * 280 * 100 * 16.984^2}}\right)}{2} = 1.623$$

$$w2 = \frac{\left(1.7 - \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * Mu}{f * f'c * b * d^2}}\right)}{2}$$

$$w2 = \frac{\left(1.7 - \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * 5.303 * 100000}{0.90 * 280 * 100 * 16.984^2}}\right)}{2} = 0.076$$

Dónde:

$$w = \frac{r * fy}{f'c}$$

Despejando “r”:

$$r = \frac{w * f'c}{fy}$$

$$r1 = \frac{w1 * f'c}{fy} = \frac{1.623 * 280}{4200} = 0.108 \text{ cm}^2$$

$$r2 = \frac{w2 * f'c}{fy} = \frac{0.076 * 280}{4200} = 0.005 \text{ cm}^2$$

$$As = r * b * d$$

$$As1 = r * b * d = 0.108 * 100 * 16.984 = 183.83 \text{ cm}^2$$

$$As2 = r * b * d = 0.005 * 100 * 16.984 = 8.650 \text{ cm}^2$$

$$As +/- = 8.650 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{8.65 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 1.53$$

Verificando la cuantía mínima:

$$As \text{ min.} = \frac{14 * b * d}{fy} = \frac{14 * 100 * 16.984}{4200} = 5.661 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

- Se debe cumplir:

$$As \text{ min.} < As \rightarrow 5.661 \frac{\text{cm}^2}{m} < 8.650 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

Tomamos: $As=8.65 \frac{\text{cm}^2}{m}$

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 5/8":

$$Af = 1.979$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{1.979 * 100}{8.65} = 22.88 \text{ cm}$$

$$@ = 1.5 * t = 1.5 * 0.20 = 30.00 \text{ cm}$$

$$@ = 45.00 \text{ cm}$$

El menor de los tres:

Usar acero de 5/8" @ 20.00cm

2 Acero por distribución

$$As d = a * As p$$

Dónde:

As p: Acero principal positivo

S: Luz libre entre las caras de vigas, en m.

a: Porcentaje de acero principal positivo

$$a = \frac{3480}{\sqrt{5}} \leq 67\% \rightarrow \frac{3480}{\sqrt{1900}} \leq 67\% \rightarrow 79.84\% \leq 67\% \text{ (No cumple)}$$

Entonces tomaremos de valor $a=67\%$

$$As\ d = a * As\ p = 67\% * 8.65 = 5.795 \frac{cm^2}{m}$$

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 1/2":

$$Af = 1.267$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{1.267 * 100}{5.795} = 21.863\ cm$$

Usar acero de 1/2" @ 20.00cm

Nota: Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal positivo (inferior)

3.0 Acero de temperatura y contracción

Siempre que no exista otro refuerzo

$$As\ t \geq 1/8 \frac{pulg^2}{pie} \rightarrow As\ t \geq 2.646 \frac{cm^2}{m}$$

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 3/8":

$$Af = 0.713$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{0.713 * 100}{2.646} = 26.948\ cm$$

$$@ = 3 * t = 1.5 * 0.20 = 60.00\ cm$$

$$@ = 45.00\ cm$$

El menor de los tres:

Usar acero de 3/8" @ 25.00cm

Nota: Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal Negativo (superior)

C.- Diseño de tramo en voladizo

DISEÑO POR FLEXION

Metrado de Cargas

SECCION	MEDIDAS	MEDIDAS	CARGA (Tn)	DISTANCIA (m)	MOMENTO (Tn-m/m)
1	0.45*0.20	i*g	0.216	0.725	0.157
2	0.20*0.25	u*(g+n)	0.120	0.400	0.048
3	0.05*0.25/2	z*(g+n)/2	0.015	0.283	0.004
4	0.50*0.20	a*t	0.240	0.250	0.060
5	Asf:0.25*0.025	(a-z-u)*e	0.013	0.125	0.002
6	Pasam:0.25*0.15	p*q	0.036	0.725	0.026
7	Post:(0.25+0.2)/2*0.65*0.2/2.179		0.032	0.813	0.026
				Md=	0.323

Momento por sobrecarga:

Refuerzo perpendicular al tráfico:

$$Ml = Pr * \frac{X}{E}$$

Dónde:

Pr= Peso de la rueda amplificado por el factor de la vía

E= Ancho efectivo

X= Distancia de ruerda a empotramiento

X1= Distancia de la ruerda al sardinel (1') = 0.30m

$$X = a - (z + u) - X1 = 0.50 - (0.20 + 0.5) - 0.30 = -0.05 \text{ m}$$

$$E = 0.8333 * X + 1140 = 0.8333 * (-0.05) + 1140 = 1139.95\text{mm} = 1.14\text{m}$$

$$Pr = 3.59 * 1.2 = 4.31 \text{ tn}$$

$$\text{➤ } Ml = Pr * \frac{X}{E} = 4.31 * \frac{-0.05}{1.14} = -0.189 \text{ Tn} - \text{m/m}$$

Momentos por Impacto

$$I = 0.33$$

$$\text{➤ } Mi = 0.33 * Ml = 0.33 * -0.189 = -0.062 \text{ Tn} - \text{m/m}$$

Diseño por Servicio

$$Ms = Md + Ml + Mi = 0.323 - 0.189 - 0.063 = 0.071 \text{ tn} - \text{m/m}$$

$$As = \frac{Ms}{fs * j * d} = \frac{0.071 * 100000}{1680 * 0.884 * 16.984} = 0.283 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Verificando la cuantía mínima:

$$As_{min.} = \frac{14 * b * d}{fy} = \frac{14 * 100 * 16.984}{4200} = 5.661 \frac{cm^2}{m}$$

- Se debe cumplir:

$$As_{min.} < As \rightarrow 5.661 \frac{cm^2}{m} < 12.884 \frac{cm^2}{m} \text{ (no cumple)}$$

Tomamos: $As = 5.661 \frac{cm^2}{m}$

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 5/8":

$$Af = 1.979$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{1.979 * 100}{5.661} = 34.96 \text{ cm}$$

$$@ = 1.5 * t = 1.5 * 0.20 = 30.00 \text{ cm}$$

$$@ = 45.00 \text{ cm}$$

El menor de los tres:

Usar acero de 5/8" @ 30.00cm

Nota: Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal (superior)

1 Acero Principal

1.1 Acero positivo y negativo

$$Mu = 0.95(1.25 * Md + 1.75(Ml + Mi))$$

$$Mu = 0.95(1.25 * 0.323 + 1.75(-0.189 - 0.063)) = -0.035 \text{ tn} - \text{ m}$$

$$Mu = f * f'c * b * d^2 * w * (1 + \frac{w}{1.70}), \text{ Donde } f \text{ es } 0.90 \text{ para Flexión y tracción}$$

de Concreto Armado.

Despejando (w):

$$w1 = \frac{\left(1.7 + \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * Mu}{f * f'c * b * d^2}}\right)}{2}$$

$$w1 = \frac{\left(1.7 + \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * -0.036 * 100000}{0.90 * 280 * 100 * 16.984^2}}\right)}{2} = 1.7005$$

$$w2 = \frac{\left(1.7 - \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * Mu}{f * f'c * b * d^2}}\right)}{2}$$

$$w2 = \frac{\left(1.7 - \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * 5.303 * 100000}{0.90 * 280 * 100 * 16.984^2}}\right)}{2} = -0.0005$$

Dónde:

$$w = \frac{r * fy}{f'c}$$

Despejando "r":

$$r = \frac{w * f'c}{fy}$$

$$r1 = \frac{w1 * f'c}{fy} = \frac{1.7 * 280}{4200} = 0.113 \text{ cm}^2$$

$$r2 = \frac{w2 * f'c}{fy} = \frac{-0.0005 * 280}{4200} = -0.000033 \text{ cm}^2$$

$$As = r * b * d$$

$$As1 = r * b * d = 0.113 * 100 * 16.984 = 192.535 \text{ cm}^2$$

$$As2 = r * b * d = -0.000033 * 100 * 16.984 = -0.056 \text{ cm}^2$$

$$As +/- = -0.056 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{-0.056 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = -0.01$$

Verificando la cuantía mínima:

$$As \text{ min.} = \frac{14 * b * d}{fy} = \frac{14 * 100 * 16.984}{4200} = 5.661 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

- Se debe cumplir:

$$As \text{ min.} < As \rightarrow 5.661 \frac{\text{cm}^2}{m} < -0.056 \frac{\text{cm}^2}{m} \text{ (NO CUMPLE)}$$

**❖ SE HARAN PASAR LAS BARRAS DE ACERO NEGATIVO DEL
TRAMO INTERIOR**

Tomamos: $As=8.65 \frac{\text{cm}^2}{m}$ (Acero principal)

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 5/8":

$$Af = 1.979$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{1.979 * 100}{8.65} = 22.88 \text{ cm}$$

$$@ = 1.5 * t = 1.5 * 0.20 = 30.00 \text{ cm}$$

$$@ = 45.00 \text{ cm}$$

El menor de los tres:

Usar acero de 5/8" @ 20.00cm

2 Acero por distribución

$$As d = a * As p$$

Dónde:

As p: Acero principal positivo

L: luz efectiva del volado (2*a), en m.

a: Porcentaje de acero principal positivo

$$a = \frac{3480}{\sqrt{L}} \leq 67\% \rightarrow \frac{3480}{\sqrt{2 * 0.5 * 1000}} \leq 67\% \rightarrow 110.05\% \\ \leq 67\% \text{ (No cumple)}$$

Entonces tomaremos de valor a=67%

$$As d = a * As p = 67\% * 8.65 = 5.795 \frac{cm^2}{m}$$

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 1/2":

$$Af = 1.267$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{1.267 * 100}{5.795} = 21.863 \text{ cm}$$

Usar acero de 1/2" @ 20.00cm

Nota: Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal positivo (inferior)

3.0 Acero de temperatura y contracción

Siempre que no exista otro refuerzo

$$As t \geq 1/8 \frac{pulg^2}{pie} \rightarrow As t \geq 2.646 \frac{cm^2}{m}$$

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 3/8":

$$Af = 0.713$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{0.713 * 100}{2.646} = 26.948 \text{ cm}$$

$$@ = 3 * t = 1.5 * 0.20 = 60.00 \text{ cm}$$

$$@ = 45.00 \text{ cm}$$

El menor de los tres:

Usar acero de 3/8" @ 25.00cm

Nota: Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal Negativo (superior)

D.- Diseño de veredas

DISEÑO POR FLEXION

Metrado de Cargas

SECCION	MEDIDAS	MEDIDAS	CARGA (Tn)	DISTANCIA (m)	MOMENTO (Tn-m/m)
1	0.45*0.20	i*g	0.216	0.275	0.059
6	Pasam:0.25*0.15	p*q	0.036	0.375	0.014
7	Post:(0.25+0.2)/2*0.65*0.2/2.1 79		0.032	0.413	0.013
		VD=	0.284	MD=	0.086

Momento por sobrecarga:

Debido a carga horizontal sobre poste y peatones

$$Ml = M_{post} + M_{peat.}$$

$$M_{post} = P' * \left(0.70 - \frac{0.25}{2} + \frac{0.15}{2}\right)$$

$$M_{peat.} = \frac{s}{c} * \left(0.40 * \frac{0.4}{2}\right)$$

Dónde:

$$P' = C * \frac{P}{2}$$

$$P \text{ S/C} = 1000 \text{ lb} = 4.5359 \text{ ton}$$

$$C = 1.00$$

$$P' = C * \frac{P}{2} = 1 * \frac{4.5359}{2} = 2.268 \text{ ton}$$

Debido a la distribuc. de los postes se toma el 80%

$$M_{post} = 2.268 * \left(0.70 - \frac{0.25}{2} + \frac{0.15}{2}\right) = 1.474 = 0.8 = \mathbf{1.179 \text{ tn} - m/m}$$

$$P_{eat. S/C} = 73.70 \text{ lb/pulg}^2 = 0.36 \text{ tn/m}^2$$

La sobrecarga también se afecta por el factor de vía que es de 1.2

$$P_{eat. \frac{S}{C}} = 0.36 * 1.2 = 0.432 \text{ tn/m}^2$$

$$M_{peat.} = 0.432 * \left(0.40 * \frac{0.4}{2}\right) = \mathbf{0.035 \text{ tn} - m/m}$$

$$\mathbf{Ml = M_{post} + M_{peat.} = 1.179 + 0.035 = 1.214 \text{ tn} - m/m}$$

Verificación del Peralte

Hallando los momentos por servicio:

$$\text{➤ } \mathbf{M_s = M_d + M_l + M_i = 0.086 + 1.214 + 0 = 1.30 \text{ tn} - m/m}$$

El peralte mínimo es:

$$d_{req.} = \sqrt{\frac{2 * M_s}{f_c * j * k * b}} = \sqrt{\frac{2 * 1.30 * 100000}{34.44 * 100}} = 8.689 \text{ cm}$$

Considerando recubrimiento de 3 cm y suponiendo el empleo de fierro de $f=1/2"$ (1,27 cm), el peralte será como máximo:

$$\text{Recubrimiento} = 3.00 \text{ cm}$$

$$\text{Estribo } (1/2") = 1.27 \text{ cm}$$

$$d_{asum.} = t - \text{rec.} - \frac{\text{est.}}{2} = 20 - 3 - \frac{1.27}{2} = 16.365 \text{ cm}$$

- Se debe cumplir:

$$d_{asum.} \geq d_{req.} \rightarrow 16.365 \text{ cm} \geq 13.738 \text{ cm} \text{ (Cumple)}$$

Tomamos: $d = 16.365 \text{ cm}$

Diseño por Servicio

$$A_s = \frac{M_s}{f_s * j * d} = \frac{1.30 * 100000}{1680 * 0.884 * 16.365} = 5.349 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

Verificando la cuantía mínima:

$$A_s \text{ min.} = \frac{14 * b * d}{f_y} = \frac{14 * 100 * 16.365}{4200} = 5.455 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

- Se debe cumplir:

$$As_{min.} < As \rightarrow 5.455 \frac{cm^2}{m} < 5.349 \frac{cm^2}{m} \quad (\text{NO CUMPLE})$$

Tomamos: $As=5.455 \frac{cm^2}{m}$

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 5/8":

$$Af = 1.979$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{1.979 * 100}{5.455} = 36.279 \text{ cm}$$

$$@ = 1.5 * t = 1.5 * 0.20 = 30.00 \text{ cm}$$

$$@ = 45.00 \text{ cm}$$

El menor de los tres:

Usar acero de 5/8" @ 30.00cm

DISEÑO POR ROTURA

Usaremos los factores de Carga y Combinación según el Estado Limite Siguiente:

RESISTENCIA I: Combinación básica de carga relacionada con el uso vehicular normal sin considerar el viento

1 Acero Principal

1.1 Acero positivo y negativo

$$Mu = 1.25 * (Md + 1.75(Ml + Mi))$$

$$Mu = 1.25 * (0.086 + 1.75(1.214 + 0)) = 2.232 \text{ tn} - \text{m}$$

$Mu = f * f'c * b * d^2 * w * (1 + \frac{w}{1.70})$, Donde f es 0.90 para Flexión y tracción de Concreto Armado.

Despejando (w):

$$w1 = \frac{\left(1.7 + \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * Mu}{f * f'c * b * d^2}} \right)}{2}$$

$$w1 = \frac{\left(1.7 + \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * 2.232 * 100000}{0.90 * 280 * 100 * 16.365^2}} \right)}{2} = 1.66626$$

$$w2 = \frac{\left(1.7 - \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * Mu}{f * f'c * b * d^2}}\right)}{2}$$

$$w2 = \frac{\left(1.7 - \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * 5.303 * 100000}{0.90 * 280 * 100 * 16.984^2}}\right)}{2} = 0.03374$$

Dónde:

$$w = \frac{r * fy}{f'c}$$

Despejando “r”:

$$r = \frac{w * f'c}{fy}$$

$$r1 = \frac{w1 * f'c}{fy} = \frac{1.66626 * 280}{4200} = 0.111084 \text{ cm}^2$$

$$r2 = \frac{w2 * f'c}{fy} = \frac{0.03374 * 280}{4200} = 0.002250 \text{ cm}^2$$

$$As = r * b * d$$

$$As1 = r * b * d = 0.111084 * 100 * 16.365 = 181.789 \text{ cm}^2$$

$$As2 = r * b * d = 0.002250 * 100 * 16.365 = 3.681 \text{ cm}^2$$

$$As +/- = 3.681 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{3.681 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 0.65$$

Verificando la cuantía mínima:

$$As \text{ min.} = \frac{14 * b * d}{fy} = \frac{14 * 100 * 16.365}{4200} = 5.455 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

- Se debe cumplir:

$$As \text{ min.} < As \rightarrow 5.455 \frac{\text{cm}^2}{m} < 3.681 \frac{\text{cm}^2}{m} \text{ (NO CUMPLE)}$$

Tomamos: As=5.455 $\frac{\text{cm}^2}{m}$

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 5/8":

$$Af = 1.979$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{1.979 * 100}{5.455} = 36.279 \text{ cm}$$

$$@ = 1.5 * t = 1.5 * 0.20 = 30.00 \text{ cm}$$

$$@ = 45.00 \text{ cm}$$

El menor de los tres:

Usar acero de 5/8" @ 30.00cm

2 Acero por distribución

$$As d = a * As p$$

Dónde:

As p: Acero principal positivo

L: luz efectiva del volado (2*a), en m.

a: Porcentaje de acero principal positivo

$$a = \frac{3480}{\sqrt{L}} \leq 67\% \rightarrow \frac{3480}{\sqrt{2 * 0.45 * 1000}} \leq 67\% \rightarrow 116\% \leq 67\% \text{ (No cumple)}$$

Entonces tomaremos de valor a=67%

$$As d = a * As p = 67\% * 5.455 = 3.655 \frac{cm^2}{m}$$

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 3/8":

$$Af = 0.713$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{0.713 * 100}{3.655} = 19.508 \text{ cm}$$

Usar acero de 3/8" @ 20.00cm VER EN EXCEL

Nota: Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal positivo (inferior)

3.0 Acero de temperatura y contracción

Siempre que no exista otro refuerzo

$$As t \geq 1/8 \frac{pulg^2}{pie} \rightarrow As t \geq 2.646 \frac{cm^2}{m}$$

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 3/8":

$$Af = 0.713$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{0.713 * 100}{2.646} = 26.948 \text{ cm}$$

$$@ = 3 * t = 1.5 * 0.20 = 60.00 \text{ cm}$$

$$@ = 45.00 \text{ cm}$$

El menor de los tres:

Usar acero de 3/8" @ 25.00cm

Nota: Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal Negativo (superior)

CHEQUEO POR CORTANTE

$$V_u = 1.25 * V_d + 1.75(V_l + V_i)$$

$$V_d = 0.284 \text{ tn/m}$$

$$V_l = 0.173 \text{ tn/m}$$

$$V_u = 1.25 * 0.284 + 1.75(0.173 + 0) = 0.651$$

Fuerza cortante que absorbe el concreto:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = \frac{0.53 * \sqrt{280} * 100 * 16.365}{1000} = 14.513 \text{ tn/m}$$

$$fV_c > V_u \rightarrow 0.85(14.513) \frac{\text{tn}}{\text{m}} > 0.651 \frac{\text{tn}}{\text{m}} \text{ (CUMPLE)}$$

E.- Diseño de viga principal

DISEÑO POR FLEXION

Metrado de Cargas

1.- Momento por peso propio

ELEMENTO	MEDIDAS	MEDIDAS	CARGA (Tn / m)
losa =	0.20*(0.75+0.5+1.90/2)	t*(a+bw+S/2)*2.40 tn/m ³	0.984
viga =	1.3*0.6	f*bw*2.40 tn/m ³	1.872
asfalto =	0.025*3.6/2*2.0	e*A/2*2.00 tn/m ³	0.180
vereda =	0.65*0.20	c*g*2.40 tn/m ³	0.312
volado =	0.20*0.05+0.05*(0.20+0.05)/2	u*n+z*(g+n)/2*2.4 tn/m ³	0.039
pasamanos =		p*q*2.4 tn/m ³	0.036
postes =	(0.25+0.20)/2*0.65*0.2/2.179		0.032
Acera (extraord.)=		c*0.40 tn/m ²	0.260
		Wd=	3.715

Según BARET, cálculo de n:

d1 = distancia entre eje delantero e intermedio (14')=4.30m

d2 = distancia entre eje intermedio y posterior (14' - 30')=4.30m

n = distancia del centro de luz a la sección donde se produce el Momento Flector Máximo según Baret.

❖ Según baret

Si $d1 = d2 = 14'$

$$n = \frac{4 * d2 - d1}{18} = \frac{4 * 4.3 - 4.3}{18} = 0.717$$

$$X = \frac{L}{2} - n = \frac{22}{2} - 0.717 = 10.283 \text{ m}$$

❖ Si se realiza el cálculo a la distancia X del apoyo izquierdo:

$$X = \frac{L}{2} = 11 \text{ m}$$

Peso propio por cada viga diafragma (W1) =

$$W1 = hd * ad * \frac{S}{2} * 2.4 = 0.25 * 1.25 * \frac{1.9}{2} * 2.4 = 0.713 \text{ ton}$$

Momento por viga diafragma (Mvd):	Mvd	Por Baret Mvd (tn-m)		d2 = 14', L ≥	d2 = 30', L ≥	A x m de la izq. Mvd (Tn-m)
Si son 3 vigas diafrag	$W1*(L-2*n)/4$	3.663				3.919
Si son 4 vigas diafrag	$W1*(L/3)$	5.225	$L \geq 6*n$	4.267	10.770	5.225
Si son 5 vigas diafrag	$W1*(L-n)/2$	7.582	$L \geq 4*n$	2.845	7.180	7.838
Si son 6 vigas diafrag	$W1*(3L/5)$	9.405	$L \geq 10*n$	7.112	17.949	9.405
Si son 7 vigas diafrag	$W1*(3*L-2*n)/4$	11.501	$L \geq 6*n$	4.267	10.770	

Momento por peso propio de viga diafragma (Mvd):

Usamos Momento por diafragma

❖ Por Baret: Mvd= 7.582 Tn-m

❖ En centro de Luz: Mvd= 7.838 Tn-m

Momento por peso propio (Mpp):

❖ Por Baret:

$$M_{pp} = \frac{wd * \left(\frac{L}{2} - n\right) * \left(\frac{L}{2} + n\right)}{2} = \frac{3.715 * \left(\frac{22}{2} - 0.717\right) * \left(\frac{22}{2} + 0.717\right)}{2}$$

$$= 223.817 \text{ tn} - \text{m}$$

❖ En centro de Luz:

$$M_{pp} = \frac{wd * (L - X) * X}{2} = \frac{3.715 * (22 - 11) * 11}{2} = 224.771 \text{ tn} - \text{m}$$

Momento Total Carga Muerta (Md) = Mvd + Mpp

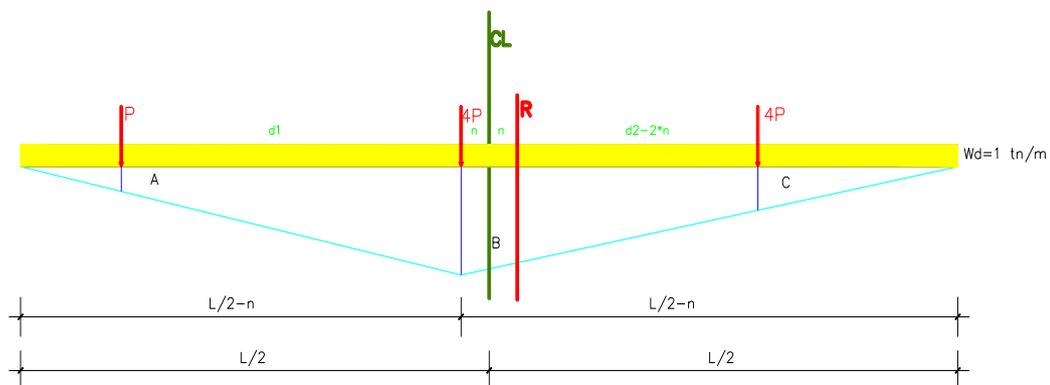
❖ Por Baret:

$$M_d = M_{vd} + M_{pp} = 7.852 + 223.817 = 231.669 \text{ tn} - \text{m}$$

❖ En centro de Luz:

$$M_d = M_{vd} + M_{pp} = 7.838 + 224.771 = 232.609 \text{ tn} - \text{m}$$

2.0 MOMENTO POR SOBRECARGA



Donde:

$$B = \frac{\left(\frac{L}{2} - n\right) * \left(\frac{L}{2} + n\right)}{L}$$

$$A = \frac{\left(\frac{L}{2} + n\right) * \left(\frac{L}{2} - n - d_1\right)}{L}$$

$$C = \frac{\left(\frac{L}{2} - n\right) * \left(\frac{L}{2} + n - d_2\right)}{L}$$

2.1.- SOBRECARGA HL – 93

Dónde:

$$P = 8157.00 \text{ lb} = 3.70 \text{ tn (por 2 vigas)}$$

❖ Por Baret:

$$M_{sc} = \frac{P}{L} * \left[9 * \frac{L^2}{4} - \left(\frac{d1}{2} + 2 * d2 \right) * L + (4 * n * d2 - n * d1 - 9 * n^2) \right]$$

$$M_{sc} = \frac{1.85}{22} * \left[9 * \frac{22^2}{4} - \left(\frac{4.3}{2} + 2 * 4.3 \right) * 22 \right. \\ \left. + (4 * 0.717 * 4.3 - 0.717 * 4.3 - 9 * 0.717^2) \right]$$

$$M_{sc} = 72.077 \text{ tn} - m$$

❖ En centro de Luz:

Si $X \leq d1$:

$$M_{sc} = \frac{P * X}{L} * [(9 * L) - (9 * X) - d1 - (5 * d2)]$$

Si $d1 < X \leq L - d2$:

$$M_{sc} = \frac{P}{L} * [(L - X) * (9 * X - d1) - (4 * d2 * X)]$$

Si $L - d2 < X \leq L$:

$$M_{sc} = \frac{P * (L - X)}{L} * [(9 * X) - d1 - (5 * d2)]$$

Remplazando:

$$M_{sc} = \frac{P}{L} * [(L - X) * (9 * X - d1) - (4 * d2 * X)]$$

$$M_{sc} = \frac{1.85}{22} * [(22 - 11) * (9 * 11 - 4.3) - (4 * 4.3 * 11)]$$

$$M_{sc} = 71.688 \text{ tn} - m$$

Cálculo del coeficiente de concentración de cargas:

$$CCc = 1 + \frac{A - 10'}{bw + s} = 1 + \frac{3.6 - 10 * 0.3048}{0.60 + 1.90} = 1.221$$

Momento modificado por sobrecarga (Msc):

❖ Por Baret:

$$Msc = 72.077 * 1.221 = 87.991 \text{ tn} - m$$

❖ En centro de Luz:

$$Msc = 71.688 * 1.221 = 87.516 \text{ tn} - m$$

Momento por carga distribuida (Md)

$$Md = \frac{W * L^2}{8} = \frac{1 * 22^2}{8} = 60.5 \text{ tn} - m$$

Momento Total (Msc+Md)

$$Msc + Md = 87.991 + 60.5 = \mathbf{148.491 \text{ tn} - m}$$

$$Msc + Md = 87.516 + 60.5 = \mathbf{148.016 \text{ tn} - m}$$

2.2.- CARGAS POR EJE TANDEM

Dónde:

$$P = 24691.36 \text{ lb} = 11.20 \text{ tn}$$

$$dt = 4' = 4 * 0.3048 = 1.20 \text{ m}$$

❖ Por Baret:

$$\begin{aligned} Msc &= P * \left(\frac{L}{2} - n\right) * \frac{L + 2 * n - dt}{L} \\ &= 11.20 * \left(\frac{22}{2} - 0.717\right) * \frac{22 + 2 * 0.717 - 1.2}{22} \end{aligned}$$

$$Msc = 116.395 \text{ tn} - m$$

❖ En centro de Luz:

Si $X \leq L/2$:

$$Msc = P * \frac{X}{L} * (2 * L - 2 * X - dt)$$

Si $L/2 < X \leq L$:

$$Msc = P * \frac{L - X}{L} * (2 * X - dt)$$

Reemplazando:

$$M_{sc} = P * \frac{X}{L} * (2 * L2 * X - dt) = 11.2 * \frac{11}{22} * (2 * 22 - 2 * 11 - 1.2) \\ = 116.48 \text{ tn} - m$$

Por cada viga:

❖ Por Baret:

$$M_{sc} = \frac{116.395}{2} = 58.197 \text{ tn} - m$$

❖ En centro de Luz:

$$M_{sc} = \frac{116.48}{2} = 58.240 \text{ tn} - m$$

Momento por carga distribuida (Md)

$$M_d = \frac{W * L^2}{8} = \frac{1 * 22^2}{8} = 60.5 \text{ tn} - m$$

Momento Total (Msc+Md)

$$M_{sc} + M_d = 58.197 + 60.5 = \mathbf{118.697 \text{ tn} - m}$$

$$M_{sc} + M_d = 58.240 + 60.5 = \mathbf{118.74 \text{ tn} - m}$$

➤ Tomando el mayor momento

Nota: Momento a tomarse será el de Camión + Carga distribuida.

$$M_{sc} + M_d = 87.991 + 60.5 = \mathbf{148.491 \text{ tn} - m}$$

$$M_{sc} + M_d = 87.516 + 60.5 = \mathbf{148.016 \text{ tn} - m}$$

Momentos por Impacto

$$I = 0.33$$

❖ Por Baret:

$$M_i = 0.33 * (M_{sc} + M_d) = 0.33 * 148.491 = 49.002 \text{ Tn} - m$$

❖ En centro de Luz:

$$M_i = 0.33 * (M_{sc} + M_d) = 0.33 * 148.016 = 48.845 \text{ Tn} - m$$

DISEÑO POR SERVICIO

Determinamos b:

$$\checkmark \quad b \leq \frac{L}{4} \rightarrow b = \frac{22}{4} = 5.5m$$

$$\checkmark \quad \frac{b-bw}{2} \leq 8t \rightarrow b = 16t - bw = 16 * 0.2 + 0.6 = 3.8m$$

$$\checkmark \quad \frac{b-bw}{2} \leq \frac{S}{2} \rightarrow b = S + bw = 1.9 + 0.6 = 2.5m$$

El menor de los tres:

$$b = 2.5m$$

Asumiremos para efecto de diseño:

$$d = 137cm$$

DISEÑO POR ROTURA

$$Mu = 0.95(1.25 * Md + 1.75(Ml + Mi))$$

❖ Por Baret:

$$Mu = 0.95 * (1.25 * 231.399 + 1.75(148.491 + 49.002)) = 603.118 \text{ Tn} - m$$

❖ En centro de Luz:

$$Mu = 0.95 * (1.25 * 232.609 + 1.75(148.016 + 48.845)) = 603.505 \text{ Tn} - m$$

Tomamos el mayor:

$$Mu = 603.505 \text{ Tn} - m$$

$Mu = f * f'c * b * d^2 * w * (1 + \frac{w}{1.70})$, Donde f es 0.90 para Flexión y tracción de Concreto Armado.

Despejando (w):

$$w1 = \frac{\left(1.7 + \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * Mu}{f * f'c * b * d^2}} \right)}{2}$$

$$w1 = \frac{\left(1.7 + \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * 603.505 * 100000}{0.90 * 280 * 250 * 137^2}} \right)}{2} = 1.64732$$

$$w2 = \frac{\left(1.7 - \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * Mu}{f * f'c * b * d^2}} \right)}{2}$$

$$w2 = \frac{\left(1.7 - \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * 603.505 * 100000}{0.90 * 280 * 250 * 137^2}} \right)}{2} = 0.05267$$

Dónde:

$$w = \frac{r * fy}{f'c}$$

Despejando “r”:

$$r = \frac{w * f'c}{fy}$$

$$r1 = \frac{w1 * f'c}{fy} = \frac{1.64732 * 280}{4200} = 0.109822 \text{ cm}^2$$

$$r2 = \frac{w2 * f'c}{fy} = \frac{0.05267 * 280}{4200} = 0.003511 \text{ cm}^2$$

$$As = r * b * d$$

$$As1 = r * b * d = 0.109822 * 250 * 137 = 3761.402 \text{ cm}^2$$

$$As2 = r * b * d = 0.003511 * 250 * 137 = 120.264 \text{ cm}^2$$

$$As +/ - = 120.264 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{120.264 * 4200}{0.85 * 280 * 250} = 8.489 \text{ cm}$$

Distribución del Acero

Si consideramos acero de 1”:

$$Area = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$Diametro = 2.50 \text{ cm}$$

$$\# \text{ barras} = \frac{As}{Af} = \frac{120.264}{5.07} = 23.72 = 24 \text{ barras en 3 capas}$$

$$Area \text{ de las 24 barras} = 121.68 \text{ cm}^2$$

✓ La distancia entre barras paralelas será no menor que:

$$1.5 * \text{diametro de la barra} = 1.5 * 2.5 = 3.75 \text{ cm}$$

$$1.5 * T.M. \text{ agredado} = 1.5 * 2.5 = 3.75 \text{ cm}$$

$$\text{distancia entre barras} = 3.75 \text{ cm}$$

$$\text{recubrimiento lateral (1.5")} = 3.75 \text{ cm}$$

$$\text{Diámetro del estribo (3/8")} = 0.95 \text{ cm}$$

➤ Ancho mínimo de la viga b:

$$b = 2 * rec + 2 * diam. estrib. + (\#barras - 1) * dist. barras + \#barras \\ * diam. barras$$

$$b = 2 * 3.75 + 2 * 0.95 + (24 - 1) * 3.75 + 24 * 2.5 = 155.65 \text{ cm}$$

Nota: Esto considerando solo una capa

VERIFICACIONES

Verificación de peralte:

Hallando los momentos por servicio:

❖ Por Baret:

$$M_s = M_d + M_l + M_i = 231.399 + 148.491 + 49.002 = 428.892 \text{ tn} - \text{m/m}$$

❖ En centro de Luz:

$$M_s = M_d + M_l + M_i = 232.609 + 148.016 + 48.845 = 429.470 \text{ tn} - \text{m/m}$$

Tomamos el mayor:

$$M_s = 429.470 \text{ tn} - \text{m/m}$$

El peralte mínimo es:

$$d_{req.} = \sqrt{\frac{2 * M_s}{f_c * j * k * b}} = \sqrt{\frac{2 * 429.47 * 100000}{34.44 * 250}} = 99.881 \text{ cm}$$

$$d_{asum.} = H - 13 = 150 - 13 = 137 \text{ cm}$$

• Se debe cumplir:

$$d_{asum.} \geq d_{req.} \rightarrow 137.00 \geq 99.881 \text{ cm} \text{ (CUMPLE)}$$

Verificando la cuantía:

Calculo de la cuantía balanceada:

$$\rho_b = \frac{0.85 * f'_c * b_1}{f_y} * \frac{0.003 * E_s}{0.003 * E_s + f_y} \\ = \frac{0.85 * 280 * 0.85}{4200} * \frac{0.003 * 2000000}{0.003 * 2000000 + 4200}$$

$$\rho_b = 0.02833$$

Siendo:

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b = 0.75 * 0.02833 = 0.02125$$

La cuantía de la viga es:

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{121.68}{250 * 137} = 0.00355$$

$$\rho_{min} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} = 0.7 * \frac{\sqrt{280}}{4200} = 0.00278$$

Se debe cumplir:

$$\rho > \rho_{min} \rightarrow 0.00355 > 0.00278 \text{ (CUMPLE)}$$

$$\rho < \rho_{max} \rightarrow 0.00355 < 0.02125 \text{ (CUMPLE)}$$

Para no verificar deflexiones:

$$\rho_{max} = 0.18 * \frac{f'c}{f_y} = 0.18 * \frac{280}{4200} = 0.0012$$

Se debe cumplir:

$$\rho < \rho_{max} \rightarrow 0.00355 < 0.0012 \text{ (CUMPLE)}$$

Verificando el eje neutro:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b} = \frac{121.68 * 4200}{0.85 * 280 * 250} = 8.589 \text{ cm}$$

$$t = 20.00 \text{ cm}$$

$$a \leq t \rightarrow 8.589 \leq 20.00 \text{ cm (CUMPLE)}$$

Verificando por Fatiga en servicio:

$$M_f = 0.75 * (M_l + M_i) = 0.75 * (148.491 + 49.002) = 148.12 \text{ tn} - \text{m}$$

$$f_s \text{ max} = \frac{M_a}{A_s * j * d} = \frac{148.12 * 100000}{121.68 * 0.884 * 137} = 1005.061 \text{ kg/cm}$$

Momento mínimo por servicio:

$$M_{min} = M_d \rightarrow M_{min} = 232.608 \text{ tn} - \text{m}$$

$$f_{s \text{ min}} = \frac{Md}{As * j * d} = \frac{232.608 * 100000}{121.68 * 0.884 * 137} = 1578.354 \text{ kg/cm}$$

Rango de esfuerzos actuantes:

$$Df = f_{s \text{ max}} - f_{s \text{ min}} = 1005.061 - 1578.354 = -573.292 \text{ kg/cm}$$

Rango de esfuerzos admisibles:

$$f_{ad} = 1470 - 0.33 * f_{s \text{ min}} + 551.2 \left(\frac{r}{h}\right)$$

Se puede asumir que: $\left(\frac{r}{h}\right) = 0.3$

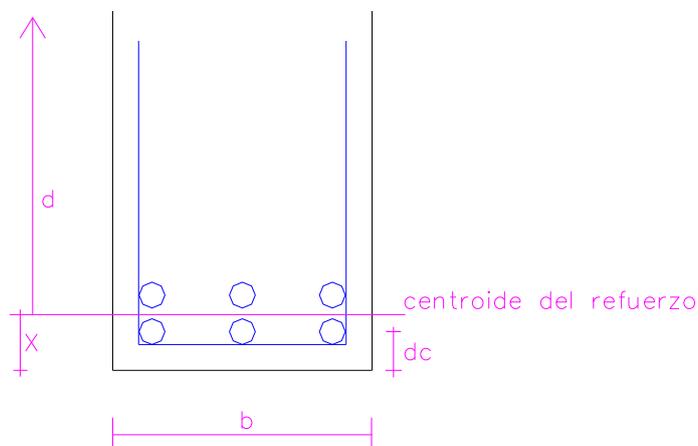
$$f_{ad} = 1470 - 0.33 * 1578.354 + 551.2 * (0.3) = 1114.503 \text{ kg/cm}$$

Se debe cumplir:

$$f_{ad} > Df \rightarrow 1114.503 > -573.292 \text{ (CUMPLE)}$$

Verificando por Agrietamiento:

Esfuerzo máximo admisible:



Esfuerzo máximo admisible

$$\text{Exposición moderado} \rightarrow Z = 30000.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Exposición severa} \rightarrow Z = 23000.00 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (USADO)}$$

$$\text{Recubrimiento}(2") = 5.08 \text{ cm}$$

$$\text{Estribo}(1/2") = 1.27 \text{ cm}$$

$$dc = 5.08 + 1.27 + \frac{2.54}{2} = 7.62 \text{ cm}$$

$$X = 12.00 \text{ cm}$$

$$A = \frac{2 * X * bw}{\#barras} = \frac{2 * 12 * 0.60 * 100}{24} = 60$$

$$f_{s \text{ max}} = \frac{Z}{\sqrt[3]{dc * A}} = \frac{23000}{\sqrt[3]{7.62 * 60}} = 2985.56 \text{ Kg/ cm}^2$$

$$f_{s \text{ act}} < f_{s \text{ max}} \rightarrow 1005.061 < 2985.56 \text{ (CUMPLE)}$$

Verificando por Corte:

Si se realiza el cálculo a la distancia X del apoyo izquierdo:

$$\text{Centro de Luz} \rightarrow X = \frac{L}{2} = \frac{22}{2} = 11 \text{ m}$$

$$V_{dpp} = wd * \frac{L - 2 * X}{2} = 3.715 * \frac{22 - 2 * 11}{2} = 0 \text{ tn}$$

$$V_{dvd} = w1 * \left(\frac{\#diafr.}{2} - \left(\frac{\#diafr.}{2} \right) + 1 \right) = 0.713 * \left(\frac{5}{2} - \left(\frac{5}{2} \right) + 1 \right) = 1.069 \text{ tn}$$

$$V_d = V_{dpp} + V_{dvd} = 0 + 1.069 = 1.069$$

POR SOBRECARGA HL – 93

$$V_l = \frac{P}{L} * ((4C_{cc1} + 5C_{cc}) * (L - X) - C_{cc} * d1 - 5 * C_{cc} * d2)$$

Si $x = 0$:

$$C_{cc1} = 1, \text{ sino } C_{cc1} = C_{cc}, \quad C_{cc1} = 1.221$$

$$V_l = \frac{3.7}{22} * ((4 * 1.221 + 5 * 1.221) * (22 - 11) - 1.221 * 4.3 - 5 * 1.221 * 4.3)$$

$$V_l = 15.029 \text{ tn}$$

POR SOBRECARGA EQUIVALENTE

Si $x < L/2$:

$$Vl eq = Pv * \frac{L - X}{L} + W * \frac{L - 2 * X}{2}$$

Dónde:

$$Pv = 26000 \text{ lb} = 11.794 \text{ tn}$$

$$W = 645 \text{ lb/pie} = 0.96 \text{ tn/m}$$

$$Vl eq = 11.794 * \frac{22 - 11}{22} + 0.96 * \frac{22 - 2 * 11}{2} = 5.897 \text{ tn}$$

Por cada viga:

$$\frac{Vl eq}{2} = \frac{5.897}{2} = 2.949 \text{ tn}$$

POR SOBRECARGA EJE TANDEM

Si $x < L/2$:

$$Vl et = Pt * \frac{(2 * L - 2 * X - dt)}{L}$$

Si $L/2 < X \leq L$:

$$Vl et = Pt * \frac{(2 * X - dt)}{L}$$

Reemplazando:

$$Vl et = 11.20 * \frac{(2 * 11 - 1.2)}{22} = 10.589 \text{ tn}$$

Por cada viga:

$$\frac{Vl eq}{2} = \frac{10.589}{2} = 5.295 \text{ tn}$$

TOMANDO EL MAYOR CORTANTE (VI)

$$Vl = 15.029 \text{ tn}$$

POR IMPACTO

$$Vi = i * Vl = 0.33 * 15.029 = 4.960$$

DISEÑO POR ROTURA

$$Vu = 1.3 * (Vd + \frac{5}{3} * (Vl + Vi)) = 1.3 * \left(1.069 + \frac{5}{3} * (15.029 + 4.96) \right)$$
$$= 44.699 \text{ tn}$$

Esfuerzo cortante último:

$$Uu = \frac{Vu}{bw * d} = \frac{44.699 * 1000}{60 * 137} = 5.438 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante resistente de concreto:

$$Uc = 0.53 * \sqrt{f'c} + \frac{175 * r * Vu * d}{Md}$$

Dónde:

$$r = 0.0037$$

$$Uc = 0.53 * \sqrt{280} + \frac{175 * 0.0037 * 44.699 * 1.37}{603.505} = 8.934 \text{ Kg/cm}^2$$

Para esfuerzo de corte:

$$fUu = 0.85 * 8.934 = 7.594 \text{ Kg/cm}^2$$

Debe cumplirse la siguiente condición:

$$Uu < fUc \rightarrow 5.438 < 7.594 \text{ (CUMPLE)}$$

Usando estribos de $f = 1/2"$

$$S = \frac{Av * fy}{(fUc - Uu) * 60} = \frac{1.27 * 4200}{(7.594 - 5.438) * 60} = 41.226 \text{ cm}$$

$$S \leq \frac{d}{2} \rightarrow S = \frac{137}{2} = 68.50 \text{ cm}$$

S max= 30.00 cm

Colocar estribo de 3/8":

10 @ 0.10 m

15 @ 0.20 m

Resto @ 0.30 m

ACERO LATERAL

Cuando la viga tiene más de 2' (0,61 m) de alto

$$As_{lat} = 10\% * As_{pp} = 10\% * 126.75 = 12.675 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento entre barras:

$$S_{max} = 30 \text{ cm}$$

$$bw = 60 \text{ cm}$$

Tomamos en menor:

$$S = 30 \text{ cm}$$

Numero de fierros será:

$$\# \text{ fierros} = \frac{(H - 15)}{S} = \frac{150 - 15}{30} = 4.5 \text{ unidades}$$

$$\# \text{ fierros por lado} = 3 \text{ unides}$$

$$As = \frac{12.675}{3 * 2} = 2.1125 \text{ cm}^2/\text{barra}$$

Lo cual es aproximadamente una varilla de $f = 5/8"$

$$A_f(5/8") = 1.98 \text{ cm}^2$$

❖ **SE UTILIZARA 6 FIERROS DE 5/8"**

F.- DISEÑO DE VIGA DIAFRAGMA

1.0 MOMENTO POR PESO PROPIO

Según datos las dimensiones son:

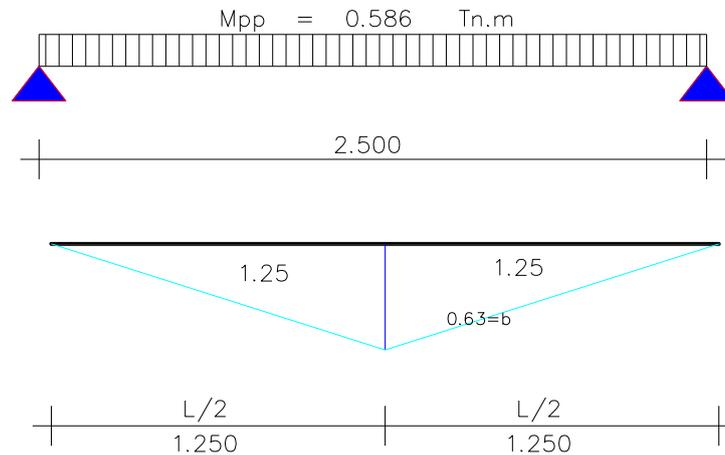
- Ancho vigas diafragmas: $ad=0.25\text{m}$
- Peralte vigas diafragmas: $hd=1.25\text{m}$
- Separación de vigas entre ejes: $(S+bw)=(1.9+0.6)=2.50\text{m}$

Metrado de Cargas Peso Propio:

ELEMENTO	MEDIDAS	MEDIDAS	CARGA (Tn / m)
viga diafragma	0.25*1.25*2.4 Tn/m3	(ad*hd)*2.40 tn/m3	0.750
		wpp=	0.750

Momento de peso propio:

$$M_{pp} = \frac{W * L^2}{8} = \frac{0.75 * 2.5^2}{8} = 0.586 \text{ ton} - m$$



2.0 MOMENTO POR SOBRECARGA

$$M_{sc} = P * (ad * hd) = 11.54 * (0.25 * 1.25) = 7.21 \text{ tn} - m$$

❖ **Momento total:**

$$M = M_{pp} + M_{sc} = 0.586 + 7.21 = 7.80 \text{ tn} - m$$

3.0 DISEÑO POR SERVICIO

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.4 * f'_c = 0.4 * 280 = 112 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 0.4 * f'_y = 0.4 * 4200 = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = \frac{f_s}{f_c} = \frac{1680}{112} = 15$$

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15000 * \sqrt{f'_c} = 15000 * \sqrt{280} = 250998.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \geq 6 \rightarrow \frac{2000000}{250998.01} \geq 6 \rightarrow 7.968 \geq 6 \text{ (Cumple)}$$

Usamos:

$$n = 8$$

$$k = \frac{n}{n+r} = \frac{8}{8+15} = 0.348$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.348}{3} = 0.884$$

$$f_c * j * k = 112 * 0.884 * 0.348 = 34.44 \text{ kg/cm}^2$$

Verificación del Peralte

Hallando los momentos por servicio:

$$\text{➤ } M_s = M_d + M_l + M_i = 0.586 + 7.21 + 0 = 7.80 \text{ tn} - \text{m/m}$$

El peralte mínimo es:

$$d_{\text{req.}} = \sqrt{\frac{2 * M_s}{f_c * j * k * b}} = \sqrt{\frac{2 * 7.80 * 100000}{34.44 * 100}} = 21.28 \text{ cm}$$

Considerando recubrimiento de 1" y suponiendo el empleo de fierro de $f=3/8"$ (0.95 cm), el peralte será como máximo:

$$\text{Recubrimiento} = 2.54 \text{ cm}$$

$$\text{Estribo (3/8")} = 0.95 \text{ cm}$$

$$d_{\text{asum.}} = h_d - \text{rec.} - \frac{\text{est.}}{2} = 125 - 2.54 - \frac{0.95}{2} = 121.984 \text{ cm}$$

- Se debe cumplir:

$$d_{\text{asum.}} \geq d_{\text{req.}} \rightarrow 121.984 \text{ cm} \geq 21.28 \text{ cm} \text{ (CUMPLE)}$$

Tomamos: d = 121.984 cm

Diseño por Servicio

$$A_s = \frac{M_s}{f_s * j * d} = \frac{7.80 * 100000}{1680 * 0.884 * 121.984} = 4.304 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Verificando la cuantía mínima:

$$A_{s \text{ min.}} = \frac{14 * b * d}{f_y} = \frac{14 * 25 * 121.984}{4200} = 10.165 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

- Se debe cumplir:

$$A_{s \text{ min.}} < A_s \rightarrow 10.165 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < 4.304 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \text{ (FALSO: USAR CUANTIA MINIMA)}$$

Tomamos: $As=10.165 \frac{cm^2}{m}$

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 5/8":

$$Af = 1.979$$

$$\# \text{ barras} = \frac{As}{Af} = \frac{10.165}{1.979} = 5.14 \text{ se tendra que usar 5 barras}$$

Usar acero de 5/8"

DISEÑO POR ROTURA

Usaremos los factores de Carga y Combinación según el Estado Limite Siguiente:

RESISTENCIA I: Combinación básica de carga relacionada con el uso vehicular normal sin considerar el viento

3 Acero Principal

3.1 Acero positivo y negativo

$$Mu = 1.25 * Md + 1.75(Ml + Mi)$$

$$Mu = (1.25 * 0.586 + 1.75(7.21 + 0)) = 13.354 \text{ tn} - \text{m}$$

$Mu = f * f'c * b * d^2 * w * (1 + \frac{w}{1.70})$, Donde f es 0.90 para Flexión y tracción de Concreto Armado.

Despejando (w):

$$w1 = \frac{\left(1.7 + \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * Mu}{f * f'c * b * d^2}}\right)}{2}$$

$$w1 = \frac{\left(1.7 + \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * 13.354 * 100000}{0.90 * 280 * 25 * 121.984^2}}\right)}{2} = 1.68563$$

$$w2 = \frac{\left(1.7 - \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * Mu}{f * f'c * b * d^2}}\right)}{2}$$

$$w2 = \frac{\left(1.7 - \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * 13.354 * 100000}{0.90 * 280 * 25 * 121.984^2}}\right)}{2} = 0.01437$$

Dónde:

$$w = \frac{r * fy}{f'c}$$

Despejando "r":

$$r = \frac{w * f'c}{fy}$$

$$r1 = \frac{w1 * f'c}{fy} = \frac{1.68563 * 280}{4200} = 0.11238 \text{ cm}^2$$

$$r2 = \frac{w2 * f'c}{fy} = \frac{0.01437 * 280}{4200} = 0.00096 \text{ cm}^2$$

$$As = r * b * d$$

$$As1 = r * b * d = 0.11238 * 25 * 121.984 = 342.699 \text{ cm}^2$$

$$As2 = r * b * d = 0.00096 * 25 * 121.984 = 2.921 \text{ cm}^2$$

$$As +/- = 2.921 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{2.921 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 0.52$$

Verificando la cuantía mínima:

$$As \text{ min.} = \frac{14 * b * d}{fy} = \frac{14 * 25 * 121.984}{4200} = 10.165 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

- Se debe cumplir:

$$As \text{ min.} < As \rightarrow 10.165 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

$$< 2.921 \frac{\text{cm}^2}{m} \text{ (FALSO: USAR CUANTIA MINIMA)}$$

Tomamos: As=10.165 $\frac{\text{cm}^2}{m}$

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 3/4":

$$Af = 2.85$$

$$\# \text{ barras} = \frac{As}{Af} = \frac{10.165}{2.85} = 3.57 \text{ se tendra que usar 4barras}$$

Usar acero de 3/4"

Distribución del Acero

Si consideramos acero de 5/8”:

$$Area = 1.979 \text{ cm}^2$$

$$Diametro = 1.59 \text{ cm}$$

$$\# \text{ barras} = \frac{As}{Af} = \frac{10.165}{1.979} = 5.14 = 6 \text{ barras en 1 capas}$$

$$Area \text{ de las 6 barras} = 11.8974 \text{ cm}^2$$

✓ La distancia entre barras paralelas será no menor que:

$$1.5 * \text{diametro de la barra} = 1.5 * 1.59 = 2.385 \text{ cm}$$

$$1.5 * T.M. \text{ agredado} = 1.5 * 2.5 = 3.75 \text{ cm}$$

$$\text{distancia entre barras} = 2.385 \text{ cm}$$

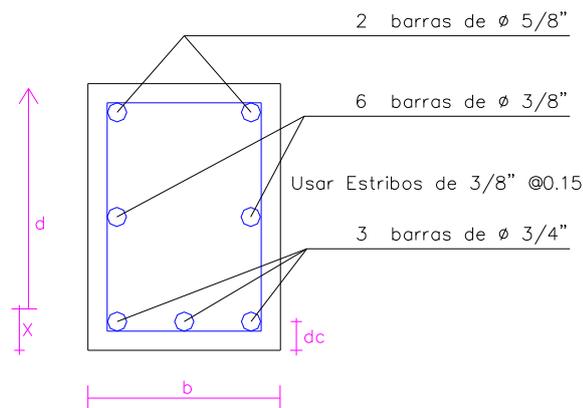
$$\text{recubrimiento lateral (2")} = 5.08 \text{ cm}$$

$$\text{Diámetro del estribo (3/8")} = 0.95 \text{ cm}$$

➤ Ancho mínimo de la viga b:

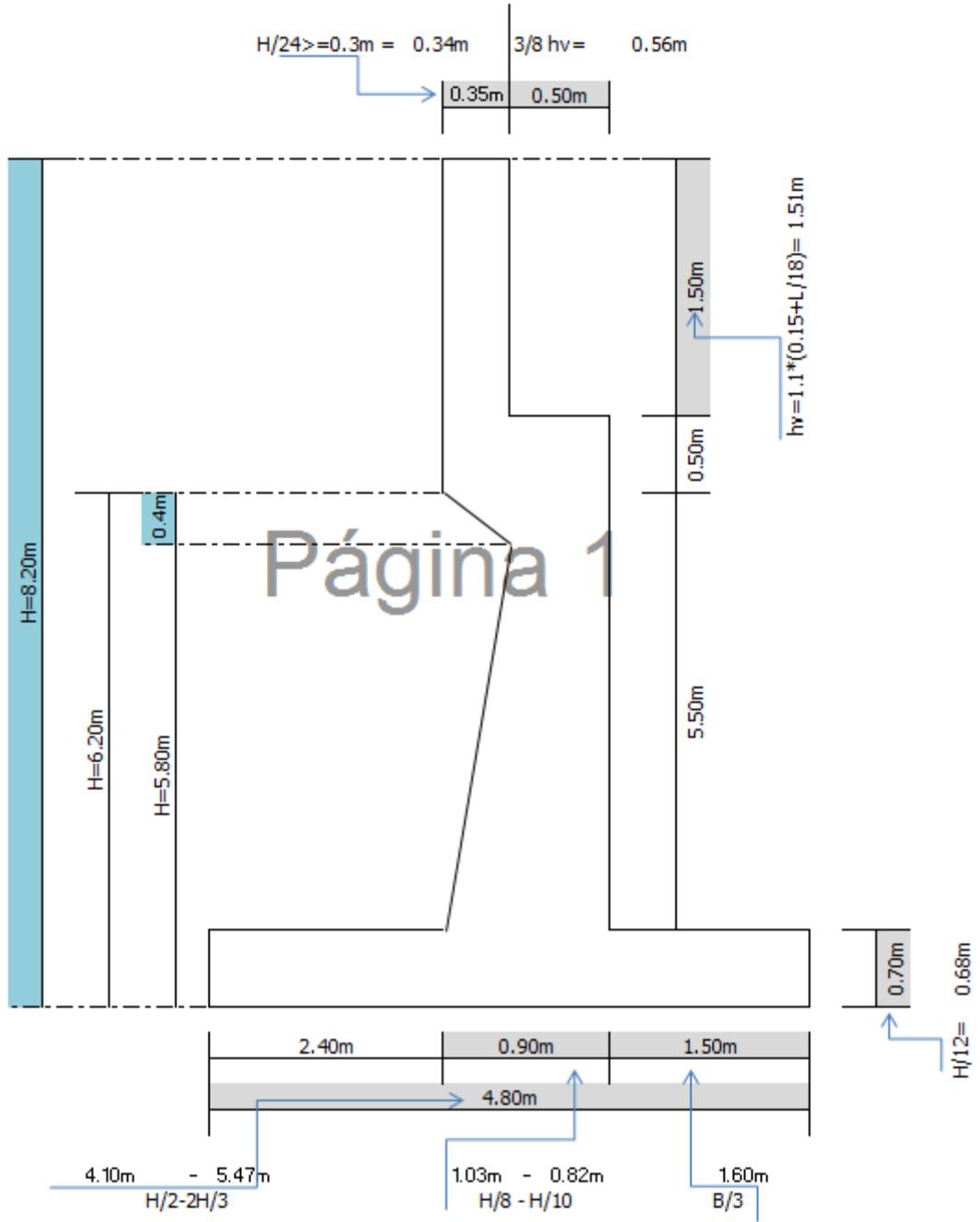
$$b = 2 * \text{rec} + 2 * \text{diam. estrib.} + (\# \text{barras} - 1) * \text{dist. barras} + \# \text{barras} * \text{diam. barras}$$

$$b = 2 * 5.08 + 2 * 0.95 + (6 - 1) * 2.385 + 6 * 1.59 = 33.53 \text{ cm}$$



DISEÑO DEL ESTRIBO DEL PUENTE TINAS

Predimensionamiento

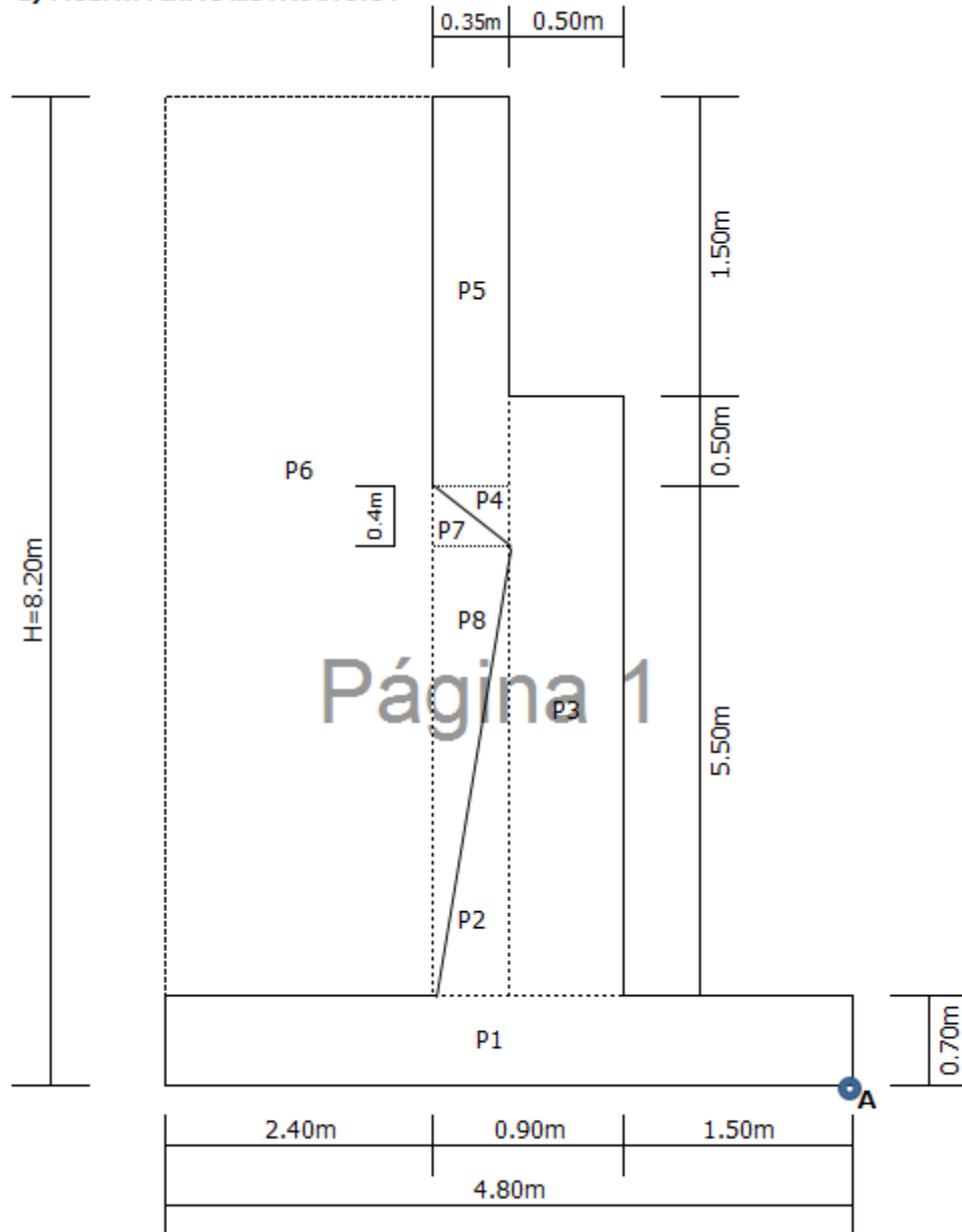


DATOS:

$$\gamma_{\text{hormigon}} = 2.40 \text{ tn/m}^3$$

$$\gamma_{\text{material}} = 1.80 \text{ tn/m}^3 \quad \theta = 35^\circ$$

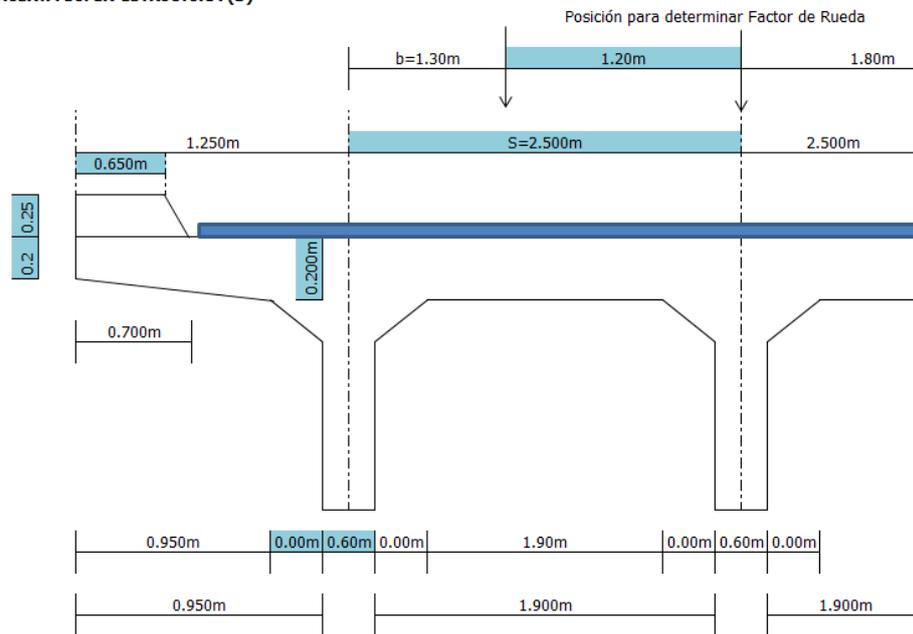
a) MUERTA INFRAESTRUCTURA



"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"

P	Volumen	Carga (P)	BRAZO DE PALANCA		MOMENTOS RESPECTO A	
			XA	YA	MPXA	MPYA
P1	3.36m ³	8.06Ton	2.400m	0.350m	19.354T-m	2.822T-m
P2	1.02m ³	2.45Ton	2.117m	2.400m	5.182T-m	5.875T-m
P3	3.00m ³	7.20Ton	1.750m	3.700m	12.600T-m	26.640T-m
P4	0.07m ³	0.17Ton	2.117m	6.067m	0.356T-m	1.019T-m
P5	0.70m ³	1.68Ton	2.225m	7.200m	3.738T-m	12.096T-m
P6	18.00m ³	32.40Ton	3.600m	4.450m	116.640T-m	144.180T-m
P7	0.07m ³	0.13Ton	2.233m	5.933m	0.281T-m	0.748T-m
P8	0.89m ³	1.61Ton	2.233m	4.100m	3.588T-m	6.587T-m
		53.69Ton			161.738T-m	199.967T-m

b) CARGA MUERTA SUPER-ESTRUCTURA (D)



Element Superestructura	Volumen	WS	YA	MDSA
Capa de rodadura	0.180m ³	0.396T/m	1.525m	0.604T-m
Aceras	0.338m ³	0.810T/m	1.625m	1.316T-m
Tablero (Losa)	0.620m ³	1.488T/m	1.400m	2.083T-m
Volados	0.380m ³	0.912T/m	1.400m	1.277T-m
Vigas	1.560m ³	3.744T/m	0.650m	2.434T-m
Cartelas	0.000m ³	0.000T/m	1.300m	0.000T-m
		7.350T/m		7.714T-m

Diafragmas	Espesor	Volumen	P
Diafragma de apoyo	0.250m	0.618m ³	3.71Ton
			3.71Ton

$$D = \frac{\frac{L+b}{2} * W_s + P}{A} = \frac{\frac{22+0.5}{2} * 7.350 + 3.71}{5} = 17.28 \text{ ton}$$

$$XA = \frac{b}{2} + el\ dedo = \frac{0.5}{2} + 1.5 = 1.75\ m$$

$$MAD = D * XA = 17.28 * 1.75 = 30.24\ tn - m$$

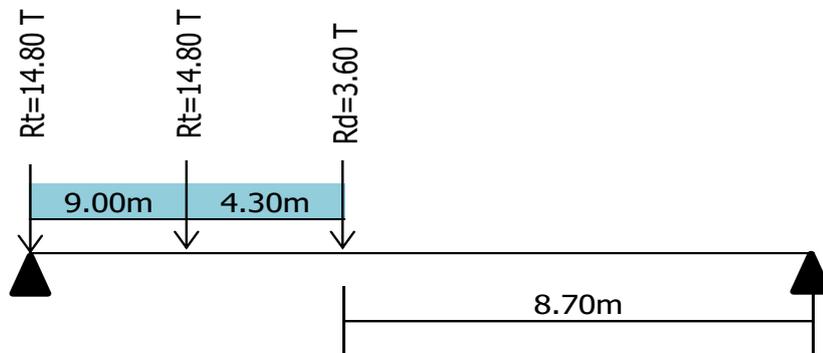
c) CARGA VIVA SUPER-ESTRUCTURA (L)

Cortante:

$$Fr = P * \left(1 + \frac{b}{s}\right) = P * \left(1 + \frac{1.30}{2.50}\right) = 1.52 * P$$

Momento:

$$Fr = \frac{S}{1.80} * P = \frac{2.5}{1.8} * P = 1.39 * P$$



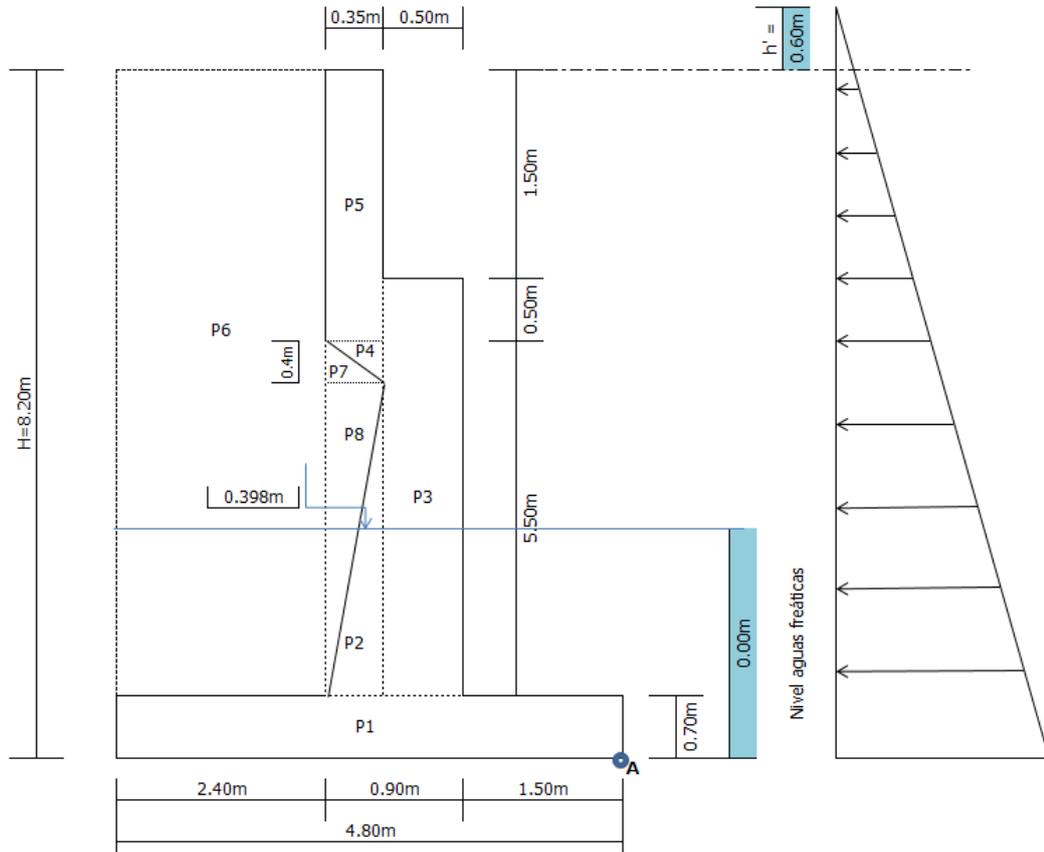
$$RL = \frac{(14.8 * 1.52 * 22 + 14.8 * 1.39 * 13 + 3.6 * 1.39 * 8.7) * 5}{22 * 5} = 36.62\ ton$$

$$XA = \frac{b}{2} + el\ dedo = \frac{0.5}{2} + 1.5 = 1.75\ m$$

$$MAL = RL * XA = 36.62 * 1.75 = 64.08\ tn - m$$

d) FLOTACION (B)

$\gamma_{agua} = 1.00 \text{ T/m}^3$



Element	Volumen	W	XA	MBA
Cimiento	3.360m ³	3.360T/m	2.400m	8.064T-m
		3.360T/m		8.064T-m

$MAB = 8.06 \text{ tn} - m$

e) VIENTO (W)

e.1) Carga Muerta

$Coef. Viento = 0.10 \text{ tn/m}^2$

$Longitud = L - b = 22 - 0.5 = 21.50 \text{ m}$

$Altura = 1.50 + 0.25 = 1.75 \text{ m}$

$$WD = \frac{Coef.vien * long * altu}{A} = \frac{0.1 * 21.5 * 1.75}{5} = 0.753 \text{ ton}$$

Viento	W	YA	MWDA
Viga+tablero+acera	0.753T/m	7.283m	5.481T-m
			5.481T-m

e.2) Carga Viva

$$WL = 0.6 * \frac{L + b}{A} = 0.6 * \frac{22 + 0.5}{5} = 2.70 \text{ ton}$$

$$YA = H + h' = 8.20 + 0.60 = 8.80 \text{ m}$$

$$MWLA = WL * YA = 2.70 * 8.80 = 23.76 \text{ tn} - m$$

f) FUERZA LONGITUDINAL (LF)

$$N^{\circ} \text{ CARRILES} = 1$$

$$\% \text{ Carga viva} = 5\%$$

$$FL = \frac{L * \%C.V * N^{\circ}C}{5} = \frac{22 * \%5 * 1}{5} = 0.22 \text{ tn}$$

$$YA = H + 0.6 = 8.2 + 0.6 = 8.80 \text{ m}$$

$$MFLA = FL * YA = 0.22 * 8.80 = 1.936 \text{ tn} - m$$

g) EMPUJE DE TIERRAS (Et)

$$h' = 0.60 \text{ m}$$

$$\theta = 35^{\circ}$$

$$\gamma \text{ material} = 1.80 \text{ tn/m}^3$$

$$KA = \tan^2 \left(45^{\circ} - \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left(45^{\circ} - \frac{35}{2} \right) = 0.271$$

$$KP = \frac{1}{KA} = \frac{1}{0.271} = 4$$

$$E = \frac{1}{2} * \gamma_s * KA * H * (H + 2 * h') = \frac{1}{2} * 1.80 * 0.271 * 8.2 * (8.2 + 2 * 0.6) \\ = 18.80 \text{ tn}$$

$$Y = \frac{H}{3} * \frac{H + 3 * h'}{H + 2 * h'} = \frac{8.2}{3} * \frac{8.2 + 3 * 0.6}{8.2 + 2 * 0.6} = 2.908 \text{ m}$$

$$MEtA = E * Y = 18.80 * 2.908 = 54.664 \text{ tn} - m$$

h) FUERZA DE SISMO (EQ)

h.1) Infraestructura (I)

- Datos: Obtenidos de a) Carga Muerta

$$\checkmark \text{ Carga (P)} = 53.69 \text{ Ton}$$

$$\checkmark \text{ MYA} = 199.967 \text{ T/m}$$

$$EQ_i = (0.04 - 0.06) * P = 0.05 * 53.69 = 2.68 \text{ ton}$$

$$Y = \frac{MYA}{P} = \frac{199.96}{53.69} = 3.72 \text{ m}$$

$$MEQ_{iA} = 2.68 * 3.72 = 9.998 \text{ t - m}$$

h.2) Super-estructura (S)

- Datos: Obtenidos de b) Carga Muerta Super Estructura

$$\checkmark W_s = 7.350 \text{ Ton/m}$$

$$\checkmark MD_{sa} = 7.714 \text{ tn-m}$$

$$\checkmark D = 17.28 \text{ ton}$$

Peso de Super-estructura

$$D * A * 2 = 17.28 * 5 * 2 = 172.79 \text{ ton}$$

$$EQ_s = (0.04 - 0.06) * P = \frac{0.05 * 172.79}{5} = 1.73 \text{ ton}$$

$$Y = \frac{MD_{sa}}{W_s} = \frac{7.714}{7.350} = 1.05 \text{ m}$$

$$Y_s = (H - h_{viga}) + Y = (8.2 - 1.5) + 1.05 = 7.75 \text{ m}$$

$$MEQ_{sA} = Y_s * EQ_s = 7.75 * 1.73 = 13.39 \text{ t - m}$$

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"

ESTABILIDAD

RESUMEN DE SOLICITACIONES						
No	TIPO	SIMBOLO	SENTIDO	CARGA	SIMBOLO	MOMENTO
1	Muerta Superestructura	D	↓	17.279Ton	M _{AD}	30.237T-m
2	Viva Superestructura	L	↓	36.620Ton	M _{AL}	64.085T-m
3	Flotación	B	↑	3.360Ton	M _{BA}	8.064T-m
4	Viento D	WD	⇒	0.753Ton	M _{WDA}	5.481T-m
5	Viento L	WL	⇒	2.700Ton	M _{WLA}	23.760T-m
6	Fuerza Longitud.	LF	⇒	0.220Ton	M _{FAL}	1.936T-m
7	Empuje de tierra	Et	⇒	18.799Ton	M _{ETA}	54.664T-m
8	Sismo Infraestructura	EQ _I	⇒	2.685Ton	MEQ _{IA}	9.998T-m
9	Sismo Superestructura	EQ _S	⇒	1.728Ton	MEQ _{SA}	13.390T-m
10	Muerta Infraestructura	P	↓	53.693Ton	MPX _A	161.738T-m

ANALISIS DE ESTABILIDAD

No	FUERZAS RESISTENTES (Ton)												
	COMBINACION	D ↓	L ↓	B ↑	WD ⇒	WL ⇒	LF ⇒	Et ⇒	EQ _I ⇒	EQ _S ⇒	P ↓	↓nZF ↑	nZF ⇒
1	GI: Estribo sin cargas			3.360Ton				18.799Ton			53.693Ton	50.333Ton	18.799Ton
2	GII: Estribo con cargas	17.279Ton	36.620Ton	3.360Ton				18.799Ton			53.693Ton	104.231Ton	18.799Ton
3	GIII: Estribo cargado 125%	17.279Ton		3.360Ton	0.753Ton			18.799Ton			53.693Ton	67.611Ton	19.552Ton
4	GIII: Estribo cargado (0.3WD) 125%	17.279Ton	36.620Ton	3.360Ton	0.226Ton	2.700Ton	0.220Ton	18.799Ton			53.693Ton	104.231Ton	21.945Ton
5	GVII: Estribo cargado 133%	17.279Ton		3.360Ton				18.799Ton	2.685Ton	1.728Ton	53.693Ton	67.611Ton	23.212Ton

No	MOMENTOS RESISTENTES (T-M)												
	COMBINACION	D ↓	L ↓	B ↑	WD ⇒	WL ⇒	LF ⇒	Et ⇒	EQ _I ⇒	EQ _S ⇒	P ↓	↓nZM ↑	nZM ⇒
1	GI: Estribo sin cargas			8.064T-m				54.664T-m			161.738T-m	153.677T-m	54.664T-m
2	GII: Estribo con cargas	30.237T-m	64.085T-m	8.064T-m				54.664T-m			161.738T-m	248.00T-m	54.664T-m
3	GIII: Estribo cargado 125%	30.237T-m		8.064T-m	5.481T-m			54.664T-m			161.738T-m	183.91T-m	60.145T-m
4	GIII: Estribo cargado (0.3WD) 125%	30.237T-m	64.085T-m	8.064T-m	1.644T-m	23.760T-m	1.936T-m	54.664T-m			161.738T-m	248.00T-m	82.004T-m
5	GVII: Estribo cargado 133%	30.237T-m		8.064T-m				54.664T-m	9.998T-m	13.390T-m	161.738T-m	183.91T-m	78.052T-m

No	COMBINACION	a	a entre este rango			L	G _{máx}	G _{mín}	FV	FD	CUMPLIMIENTO		OBSERVACION
			L/1.5z	≥L/3	L						FV	FD	
1	GI: Estribo sin cargas	1.97m	OK	OK	4.80m	16.16T/m ²	4.81T/m ²	2.811	1.339	OK	OK		
2	GII: Estribo con cargas	1.85m	OK	OK	4.80m	36.51T/m ²	6.92T/m ²	4.537	2.772	OK	OK		
3	GIII: Estribo cargado 125%	1.83m	OK	OK	4.80m	19.29T/m ²	3.25T/m ²	3.058	1.729	OK	OK		
4	GIII: Estribo cargado (0.3WD) 125%	1.79m	OK	OK	4.80m	30.56T/m ²	4.18T/m ²	3.024	2.375	OK	OK		
5	GVII: Estribo cargado 133%	1.97m	OK	OK	4.80m	16.34T/m ²	4.84T/m ²	2.356	1.456	OK	OK		

$$1. GI: (D + L + E + B)100\% - - - L = 0$$

$$2. GI: (D + L + E + B) 100\%$$

$$3. GII: (D + E + B + W) 125\%$$

$$4. GIII: (D + L + E + B + 0.3 W) 125\%$$

$$5. GVII: (D + E + B + EQ) 133\%$$

DISEÑO DE LA PANTALLA

$$h' = 0.60 m$$

$$\theta = 35^\circ$$

$$\gamma_{material} = 1.80 tn/m^3$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.07$$

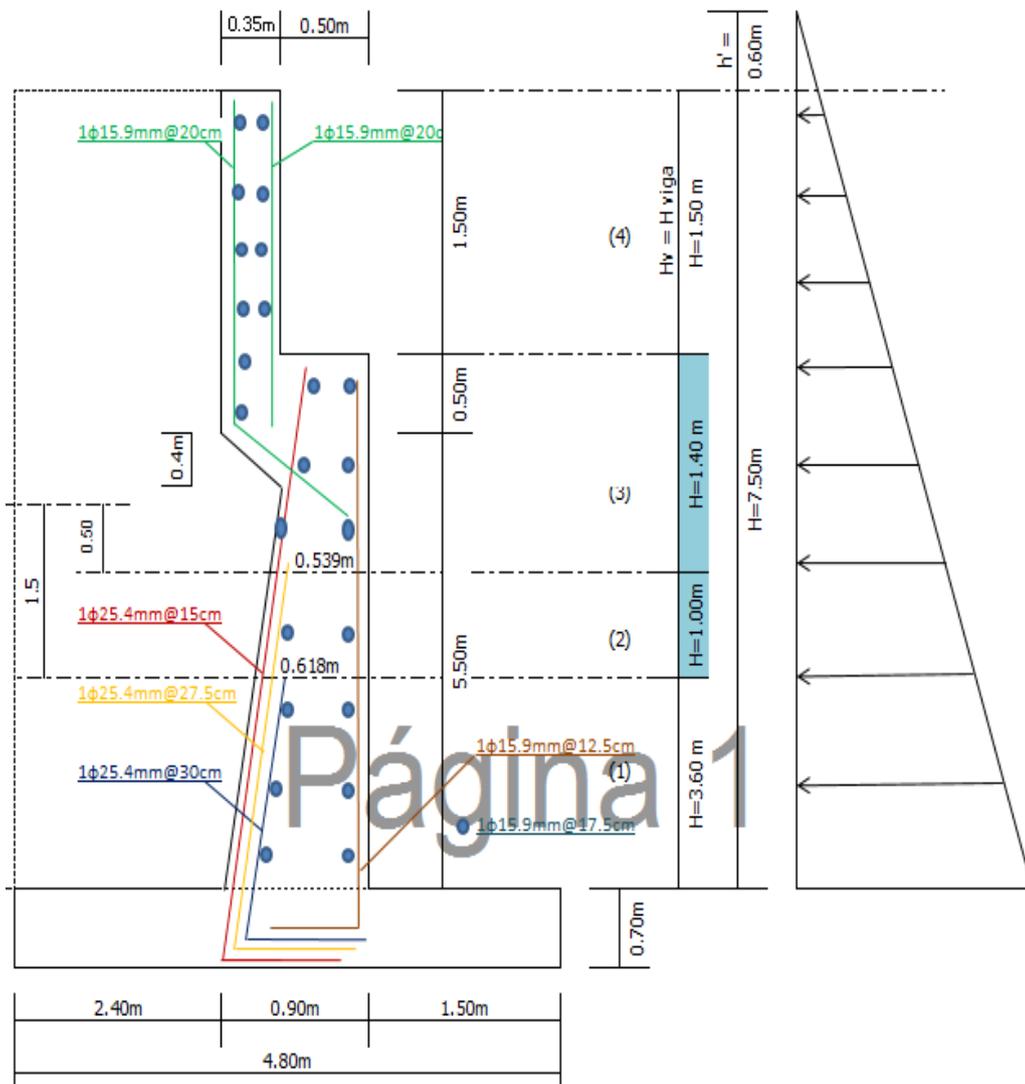
$$KA = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{35}{2} \right) = 0.271$$

$$KP = \frac{1}{KA} = \frac{1}{0.271} = 4$$

$$E = \frac{1}{2} * \gamma_s * KA * H * (H + 2 * h') = \frac{1}{2} * 1.80 * 0.271 * 7.50 * (7.50 + 2 * 0.6)$$

$$E = 15.91 \text{ tn}$$

$$Y = \frac{H}{3} * \frac{H + 3 * h'}{H + 2 * h'} = \frac{7.50}{3} * \frac{7.50 + 3 * 0.6}{7.50 + 2 * 0.6} = 2.672 \text{ m}$$



"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"

ARMADURA EN LA PANTALLA														
FRANJA	H (m)	Y (m)	M (t-m /m)	Mu	d (m)	K (Kg/cm ²)	ρ	As cm ² /m	As min	As colocar	ϕ (mm)	S calculo (cm)	S asumido (cm)	As colocado (cm ²)
1	7.50m	2.672m	42.529T-m	68.046T-m	0.830m	9.877m	0.0028	23.57cm ²	27.67	27.67	25mm	18cm	15.0cm	33.780
2	3.90m	1.45m	7.048T-m	11.277T-m	0.548m	3.760m	0.0011	5.83cm ²	18.25	18.25	25mm	28cm	27.5cm	18.426
3	2.90m	1.11m	3.213T-m	5.141T-m	0.469m	2.335m	0.0007	3.09cm ²	15.64	15.64	25mm	32cm	30cm	16.890
4	1.50m	0.61m	0.604T-m	0.966T-m	0.280m	1.232m	0.0003	0.97cm ²	9.33	9.33	16mm	21cm	20cm	9.928

ARMADURA DE DISTRIBUCION (LADO SIN RELLENO)														
EJE	H (m)	Y (m)	M (t-m /m)	Mu	d (m)	K (Kg/cm ²)	ρ norma	As cm ² /m	As min	As colocar	ϕ (mm)	S calculo (cm)	S asumido (cm)	As colocado (cm ²)
Lado relleno				1.60 M	0.900m	0.000m	0.0016	14.40cm ²	0.00	14.40	16mm	14cm	13cm	15.885

ARMADURA DE DISTRIBUCION														
EJE	H (m)	Y (m)	M (t-m /m)	Mu	d (m)	K (Kg/cm ²)	ρ norma	As cm ² /m	As min	As colocar	ϕ (mm)	S calculo (cm)	S asumido (cm)	As colocado (cm ²)
2 lados				1.60 M	0.606m	0.000m	0.0012	10.80cm ²	0.00	10.80	16mm	18cm	18cm	11.346

DISEÑO DEL DEDO

$$E = \frac{1}{2} * \gamma_s * KA * H * (H + 2 * h') = \frac{1}{2} * 1.80 * 0.271 * 8.2 * (8.2 + 2 * 0.6)$$

$$= 18.80 \text{ tn}$$

Para GI: Cargado	↓ nΣM ↑ = 247.996T-m
	nΣM → = 54.664T-m
	↓ nΣF ↑ = 104.231T-m

$$Mr = Me - Mv = 247.996 - 54.664 = 193.332 \text{ tn} - m$$

$$X = \frac{Mr}{n\Sigma F} = \frac{193.332}{104.231} = 1.855 \text{ m}$$

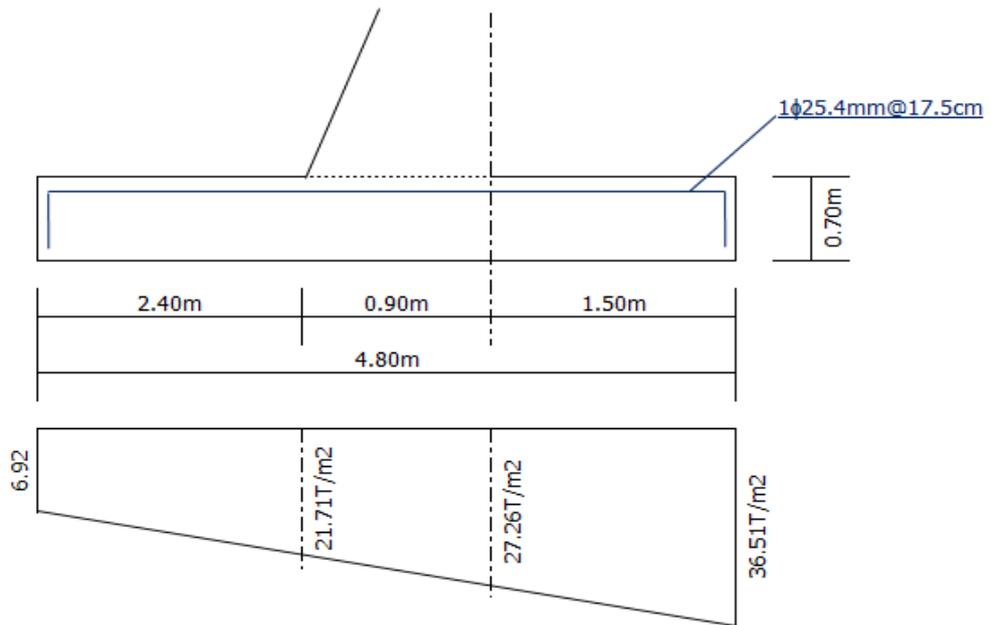
$$e = \frac{B}{2} - X = \frac{5}{2} - 1.855 = 0.545 \text{ m}$$

Si $e < B/6$:

$$q1 = \frac{n\Sigma F}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) < qa = \frac{104.231}{5} * \left(1 + 6 * \frac{0.545}{5}\right) = 36.51 \text{ Tn/m}^2$$

$$q2 = \frac{n\Sigma F}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) < qa = \frac{104.231}{5} * \left(1 - 6 * \frac{0.545}{5}\right) = 6.92 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}$$

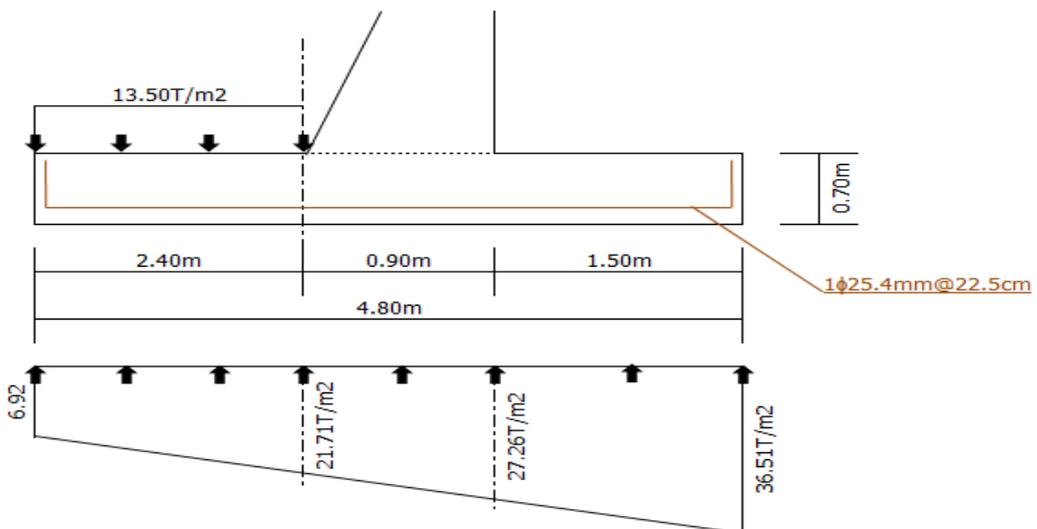
"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"



$$M = L^2 * \frac{q1 + 2 * q2}{6} = 1.50^2 * \frac{27.26 + 2 * 36.51}{6} = 35.67 \text{ tn} - \text{m/m}$$

ARMADURA DEL DEDO (CONTACTO CON AGUA)												
M	Mu	d	K	ρ	As	As min	As colocar	ϕ	S calculo	S asumido	As colocado	
(t-m/m)		(m)	(Kg/cm²)		cm²/m			(mm)	(cm)	(cm)	(cm²)	
37.608T-m	60.173T-m	0.630m	15.161m	0.0044	27.84cm²	21.00	27.84	25mm	18cm	18cm	28.955	

DISEÑO DEL TALON



"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"

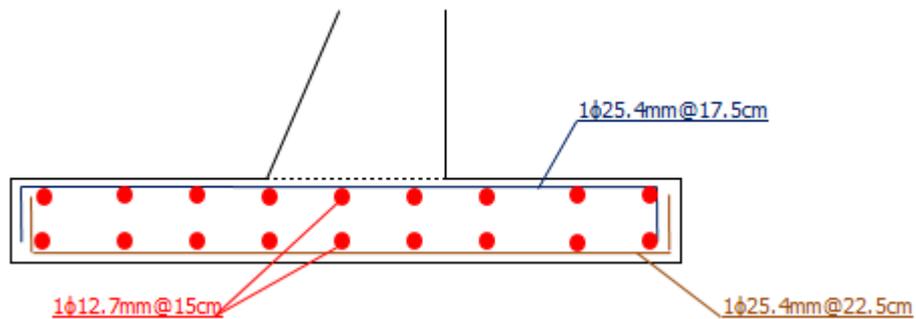
$$M = \frac{q * L^2}{2} - L^2 * \frac{q1 + 2 * q2}{6} = \frac{13.50 * 2.4^2}{2} - 2.40^2 * \frac{21.71 + 2 * 6.92}{6}$$

$$= 4.753 \text{ tn} - \text{m}$$

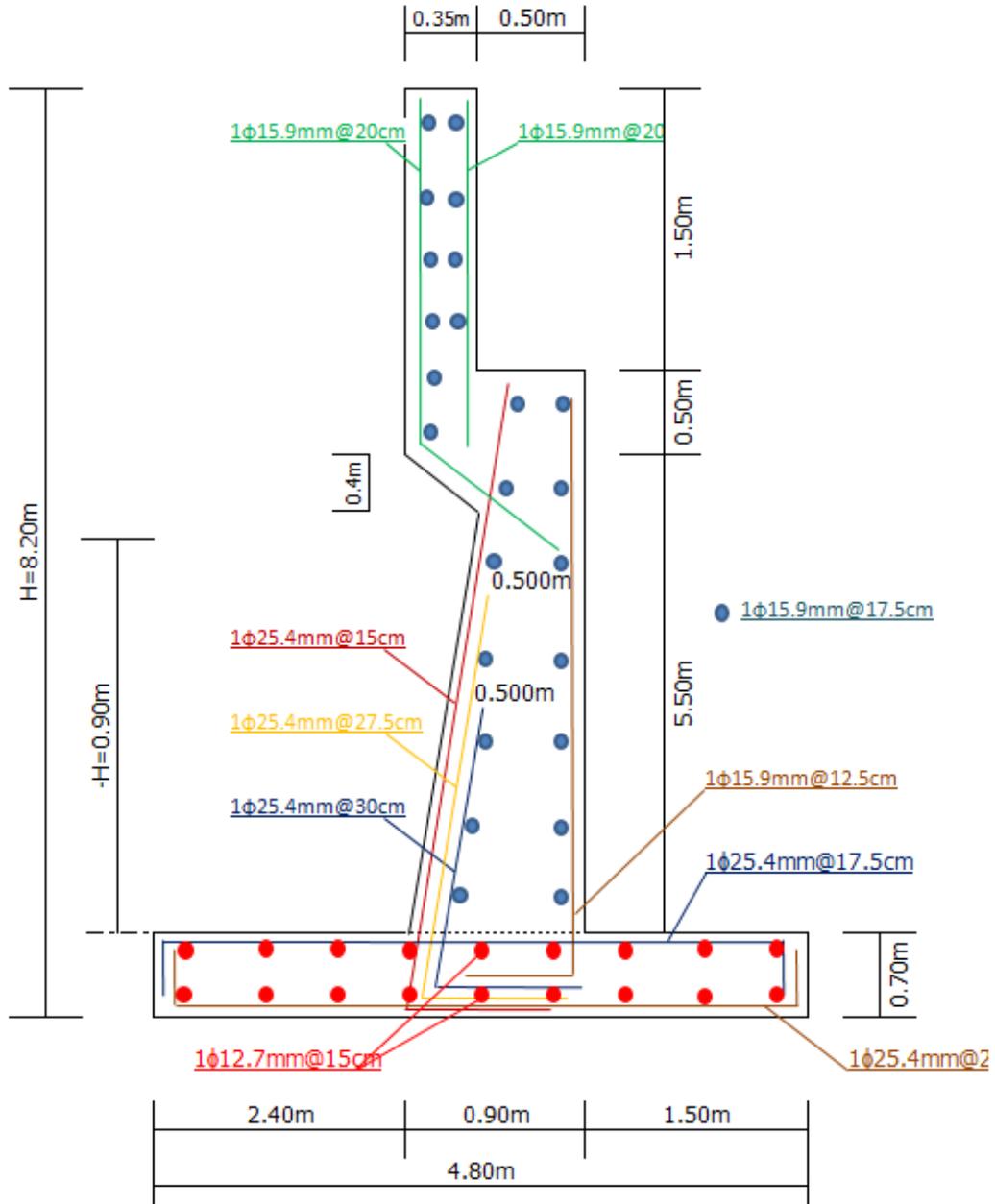
ARMADURA DEL TALON (CONTACTO CON RELLENO)											
M (t-m / m)	Mu	d (m)	K (Kg/cm ²)	ρ	As cm ² /m	As min	As colocar	ϑ (mm)	S calculo (cm)	S asumido (cm)	As colocado (cm ²)
4.753T-m	7.604T-m	0.630m	1.916m	0.0005	3.40cm ²	21.00	21.00	25mm	24cm	23cm	22.520

ARMADURA DE DISTRIBUCION

d (m)	K (Kg/cm ²)	ρ _{norma}	As cm ² /m	As min	As colocar	ϑ (mm)	S calculo (cm)	S asumido (cm)	As colocado (cm ²)
0.700m	0.000m	0.0012	8.40cm ²	0.00	8.40	13mm	15cm	15cm	8.445



DISEÑO FINAL DEL ESTRIBO



4.4.3.2 Puente Quiramachay

DISEÑO PUENTE VIGA – LOSA QUIRAMANCHAY

A.- Predimensionamiento (Puente Simplemente Apoyado)

- Luz de puente (L):

$$L = 16 \text{ m}$$

- Peralte de viga (H):

$$H = \frac{L}{15} = 1.07 \text{ m} \qquad H = \frac{L}{12} = 1.33 \text{ m} \qquad H = 0.07 * L$$

$$= 1.12 \text{ m}$$

Tomamos como peralte de la viga **H = 1.25 m**

- Espesor de losa (t):

$$t(\text{mm}) = \frac{1.2(S + 3000)}{30} = \frac{1.2(1900 + 3000)}{30} = 196 \text{ mm} = 19.60 \text{ cm}$$

$$t(\text{min}) = 175 \text{ mm} = 17.50 \text{ cm}$$

Como espesor de la losa asumimos:

$$t(\text{m}) = 0.20 \text{ m}$$

MEDIDAS ASUMIDAS:

Ancho de vía:	A=	3.60
Longitud vereda:	c=	0.65
Ancho de viga	bw=	0.40
	f=	1.05
espesor de losa	t=	0.20
	g=	0.20
	n=	0.05
espesor del asfalto	e=	0.03
separación vigas	S=	1.90
	a=	0.70
	i=	0.45
	u=	0.20
	z=	0.05
barandas	p=	0.10
	q=	0.15
Número de vigas diafragmas		4.00
Ancho vigas diafragmas	ad=	0.25
Peralte vigas diafragmas	hd=	1.05

$$S' = S + bw = 1.90 + 0.40 = 2.30 \text{ m}$$

$$bw = 0.02 * L * \sqrt{S'} = 0.02 * 16 * \sqrt{2.30} = 0.485 \text{ m}$$

$$bw \geq 2 * t \rightarrow 0.96 \text{ m} \geq 2 * 0.20 \rightarrow 0.96 \text{ m} \geq 0.40 \text{ m (Cumple)}$$

$$hd \geq 0.5 * H \rightarrow 1.25 \text{ m} \geq 0.5 * 1.50 \text{ m} \rightarrow 1.25 \text{ m} \geq 0.75 \text{ m (Cumple)}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.4 * f'_c = 0.4 * 280 = 112 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 0.4 * f'_y = 0.4 * 4200 = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = \frac{f_s}{f_c} = \frac{1680}{112} = 15$$

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15000 * \sqrt{f'_c} = 15000 * \sqrt{280} = 250998.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \geq 6 \rightarrow \frac{2000000}{250998.01} \geq 6 \rightarrow 7.968 \geq 6 \text{ (Cumple)}$$

Usamos:

$$n = 8$$

$$k = \frac{n}{n + r} = \frac{8}{8 + 15} = 0.348$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.348}{3} = 0.884$$

$$f_c * j * k = 112 * 0.884 * 0.348 = 34.44 \text{ kg/cm}^2$$

B.- Diseño de la Losa

Metrado de Cargas

- *Peso Propio* = $(1\text{m}) * (t) * \left(2.40 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3}\right) = (1\text{m}) * (0.20\text{m}) * \left(2.40 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3}\right) = 0.48 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$
 - *Asfalto* = $(1\text{m}) * (e) * \left(2.00 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3}\right) = (1\text{m}) * (0.03\text{m}) * \left(2.00 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3}\right) = 0.05 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$
- $W_d = \text{Peso propio} + \text{Asfalto} = 0.48 + 0.05 = 0.53 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$

Momentos por peso propio

- $M_d = W_d * \frac{S^2}{10} = 0.53 * \frac{1.9^2}{10} = 0.191 \text{ tn} - \text{m/m}$

Modificación por Número de Vías Cargadas

Se puede observar que el ancho de la sección del puente es de 3.60 mts, por lo tanto el número de vías es de 1, por que se afectara la carga por un factor que es de 1.2 Entonces se debe de amplificar la carga por este factor (1.2 * P)

Momento por sobrecarga

$$\text{➤ } Pr = 16.31 \text{ Klb} * 0.4535 \frac{\text{ton}}{\text{klb}} = 7.40 \text{ tn}$$

Carga viva modificada:

$$\text{➤ } Pr = 1.2 * 7.4 \text{ tn} = 8.88 \text{ tn}$$

Momentos por Sobrecarga

$$\text{➤ } Ml = \frac{S+2''}{32''} * Pr = \frac{1.9+0.61}{9.75} * 8.88 = 2.29 \text{ tn} - \text{m/m}$$

Momentos por Impacto

$$I = 0.33$$

$$\text{➤ } Mi = 0.33 * Ml = 0.33 * 2.29 = 0.754 \text{ tn} - \text{m/m}$$

Verificación del Peralte

Hallando los momentos por servicio:

$$\text{➤ } Ms = Md + Ml + Mi = 0.191 + 2.29 + 0.75 = 3.23 \text{tn} - \text{m/m}$$

El peralte mínimo es:

$$d \text{ req.} = \sqrt{\frac{2 * Ms}{f_c * j * k * b}} = \sqrt{\frac{2 * 3.23 * 100000}{34.44 * 100}} = 13.699 \text{ cm}$$

Considerando recubrimiento de 1" y suponiendo el empleo de fierro de $f=3/8"$ (0.95 cm), el peralte será como máximo:

$$\text{Recubrimiento} = 2.54 \text{ cm}$$

$$\text{Estribo (3/8")} = 0.95 \text{ cm}$$

$$d \text{ asum.} = t - \text{rec.} - \frac{\text{est.}}{2} = 20 - 2.54 - \frac{0.95}{2} = 16.984 \text{ cm}$$

- Se debe cumplir:

$$d \text{ asum.} \geq d \text{ req.} \rightarrow 16.984 \text{ cm} \geq 13.699 \text{ cm}$$

Tomamos: $d = 16.984 \text{ cm}$

Diseño por Servicio

$$A_s = \frac{M_s}{f_s * j * d} = \frac{3.23 * 100000}{1680 * 0.884 * 16.984} = 12.812 \frac{cm^2}{m}$$

Verificando la cuantía mínima:

$$A_s \text{ min.} = \frac{14 * b * d}{f_y} = \frac{14 * 100 * 16.984}{4200} = 5.661 \frac{cm^2}{m}$$

- Se debe cumplir:

$$A_s \text{ min.} < A_s \rightarrow 5.661 \frac{cm^2}{m} < 12.812 \frac{cm^2}{m}$$

Tomamos: $A_s = 12.812 \frac{cm^2}{m}$

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 5/8":

$$A_f = 1.979$$

$$@ = \frac{A_f * b}{A_t} = \frac{1.979 * 100}{12.812} = 15.446 \text{ cm}$$

$$@ = 1.5 * t = 1.5 * 0.20 = 30.00 \text{ cm}$$

$$@ = 45.00 \text{ cm}$$

El menor de los tres:

Usar acero de 5/8" @ 15.00cm

DISEÑO POR ROTURA

Usaremos los factores de Carga y Combinación según el Estado Limite Siguiente:

RESISTENCIA I: Combinación básica de carga relacionada con el uso vehicular normal sin considerar el viento

Acero Principal

Acero positivo y negativo

$$M_u = 0.95(1.25 * M_d + 1.75(M_l + M_i))$$

$$M_u = 0.95(1.25 * 0.191 + 1.75(2.29 + 0.75)) = 5.282 \text{ tn} - \text{m}$$

$M_u = f * f'c * b * d^2 * w * (1 + \frac{w}{1.70})$, Donde f es 0.90 para Flexión y tracción de Concreto Armado.

Despejando (w):

$$w1 = \frac{\left(1.7 + \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * Mu}{f * f'c * b * d^2}}\right)}{2}$$

$$w1 = \frac{\left(1.7 + \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * 5.282 * 100000}{0.90 * 280 * 100 * 16.984^2}}\right)}{2} = 1.623$$

$$w2 = \frac{\left(1.7 - \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * Mu}{f * f'c * b * d^2}}\right)}{2}$$

$$w2 = \frac{\left(1.7 - \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * 5.282 * 100000}{0.90 * 280 * 100 * 16.984^2}}\right)}{2} = 0.076$$

Dónde:

$$w = \frac{r * fy}{f'c}$$

Despejando "r":

$$r = \frac{w * f'c}{fy}$$

$$r1 = \frac{w1 * f'c}{fy} = \frac{1.623 * 280}{4200} = 0.108 \text{ cm}^2$$

$$r2 = \frac{w2 * f'c}{fy} = \frac{0.076 * 280}{4200} = 0.005 \text{ cm}^2$$

$$As = r * b * d$$

$$As1 = r * b * d = 0.108 * 100 * 16.984 = 183.87 \text{ cm}^2$$

$$As2 = r * b * d = 0.005 * 100 * 16.984 = 8.613 \text{ cm}^2$$

$$As +/- = 8.613 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{8.613 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 1.52$$

Verificando la cuantía mínima:

$$As \text{ min.} = \frac{14 * b * d}{fy} = \frac{14 * 100 * 16.984}{4200} = 5.661 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

- Se debe cumplir:

$$As \text{ min.} < As \rightarrow 5.661 \frac{\text{cm}^2}{m} < 8.613 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

Tomamos: $As=8.613 \frac{cm^2}{m}$

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 5/8":

$$Af = 1.979$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{1.979 * 100}{8.613} = 22.98 \text{ cm}$$

$$@ = 1.5 * t = 1.5 * 0.20 = 30.00 \text{ cm}$$

$$@ = 45.00 \text{ cm}$$

El menor de los tres:

Usar acero de 5/8" @ 20.00cm

Acero por distribución

$$As d = a * As p$$

Dónde:

As p: Acero principal positivo

S: Luz libre entre las caras de vigas, en m.

a: Porcentaje de acero principal positivo

$$a = \frac{3480}{\sqrt{S}} \leq 67\% \rightarrow \frac{3480}{\sqrt{1900}} \leq 67\% \rightarrow 79.84\% \leq 67\% \text{ (No cumple)}$$

Entonces tomaremos de valor a=67%

$$As d = a * As p = 67\% * 8.65 = 5.77 \frac{cm^2}{m}$$

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 1/2":

$$Af = 1.267$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{1.267 * 100}{5.77} = 21.956 \text{ cm}$$

Usar acero de 1/2" @ 20.00cm

Nota: Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal positivo (inferior)

Acero de temperatura y contracción

Siempre que no exista otro refuerzo

$$As t \geq 1/8 \frac{pulg^2}{pie} \rightarrow As t \geq 2.646 \frac{cm^2}{m}$$

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 3/8":

$$Af = 0.713$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{0.713 * 100}{2.646} = 26.948 \text{ cm}$$

$$@ = 3 * t = 1.5 * 0.20 = 60.00 \text{ cm}$$

$$@ = 45.00 \text{ cm}$$

El menor de los tres:

Usar acero de 3/8" @ 25.00cm

Nota: Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal Negativo (superior)

C.- Diseño de tramo en voladizo

DISEÑO POR FLEXION

Metrado de Cargas

SECCION	MEDIDAS	MEDIDAS	CARGA (Tn)	DISTANCIA (m)	MOMENTO (Tn-m/m)
1	0.45*0.20	i*g	0.216	0.925	0.200
2	0.20*0.25	u*(g+n)	0.120	0.600	0.072
3	0.05*0.25/2	z*(g+n)/2	0.015	0.483	0.007
4	0.50*0.20	a*t	0.336	0.350	0.118
5	Asf:0.25*0.025	(a-z-u)*e	0.023	0.225	0.005
6	Pasam:0.25*0.15	p*q	0.036	0.925	0.033
7	Post:(0.25+0.2)/2*0.65*0.2/2.179		0.032	1.013	0.033
Md=					0.468

Momento por sobrecarga:

Refuerzo perpendicular al tráfico:

$$Ml = Pr * \frac{X}{E}$$

Dónde:

Pr= Peso de la rueda amplificado por el factor de la vía

E= Ancho efectivo

X= Distancia de ruerda a empotramiento

X1= Distancia de la ruerda al sardinel (1') = 0.30m

$$X = a - (z + u) - X1 = 0.70 - (0.20 + 0.05) - 0.30 = 0.15 \text{ m}$$

$$E = 0.8333 * X + 1140 = 0.8333 * (0.15) + 1140 = 1140.12\text{mm} = 1.14\text{m}$$

$$Pr = 3.7 * 1.2 = 4.44 \text{ tn}$$

$$\text{➤ } \mathbf{Ml = Pr * \frac{X}{E} = 4.44 * \frac{0.15}{1.14} = 0.584 \text{ Tn} - \text{m/m}}$$

Momentos por Impacto

$$I = 0.33$$

$$\text{➤ } \mathbf{Mi = 0.33 * Ml = 0.33 * 0.584 = 0.193 \text{ Tn} - \text{m/m}}$$

Diseño por Servicio

$$\mathbf{Ms = Md + Ml + Mi = 0.468 + 0.193 + 0.584 = 1.245 \text{ tn} - \text{m/m}}$$

$$As = \frac{Ms}{fs * j * d} = \frac{1.245 * 100000}{1680 * 0.884 * 16.984} = 4.934 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Verificando la cuantía mínima:

$$As \text{ min.} = \frac{14 * b * d}{fy} = \frac{14 * 100 * 16.984}{4200} = 5.661 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

- Se debe cumplir:

$$As \text{ min.} < As \rightarrow 5.661 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < 4.934 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \text{ (no cumple)}$$

$$\mathbf{\text{Tomamos: } As = 5.661 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}$$

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 5/8":

$$Af = 1.979$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{1.979 * 100}{5.661} = 34.96 \text{ cm}$$

$$@ = 1.5 * t = 1.5 * 0.20 = 30.00 \text{ cm}$$

$$@ = 45.00 \text{ cm}$$

El menor de los tres:

Usar acero de 5/8" @ 30.00cm

Nota: Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal
(superior)

Acero Principal

Acero positivo y negativo

$$Mu = 0.95(1.25 * Md + 1.75(Ml + Mi))$$

$$Mu = 0.95(1.25 * 0.468 + 1.75(0.584 + 0.193)) = 1.847 \text{ tn} - \text{m}$$

$Mu = f * f'c * b * d^2 * w * (1 + \frac{w}{1.70})$, Donde f es 0.90 para Flexión y tracción de Concreto Armado.

Despejando (w):

$$w1 = \frac{\left(1.7 + \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * Mu}{f * f'c * b * d^2}}\right)}{2}$$

$$w1 = \frac{\left(1.7 + \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * 1.847 * 100000}{0.90 * 280 * 100 * 16.984^2}}\right)}{2} = 1.6742$$

$$w2 = \frac{\left(1.7 - \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * Mu}{f * f'c * b * d^2}}\right)}{2}$$

$$w2 = \frac{\left(1.7 - \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * 1.847 * 100000}{0.90 * 280 * 100 * 16.984^2}}\right)}{2} = 0.0258$$

Dónde:

$$w = \frac{r * fy}{f'c}$$

Despejando "r":

$$r = \frac{w * f'c}{fy}$$

$$r1 = \frac{w1 * f'c}{fy} = \frac{1.6742 * 280}{4200} = 0.112 \text{ cm}^2$$

$$r2 = \frac{w2 * f'c}{fy} = \frac{0.0258 * 280}{4200} = 0.0017 \text{ cm}^2$$

$$As = r * b * d$$

$$As1 = r * b * d = 0.112 * 100 * 16.984 = 189.558 \text{ cm}^2$$

$$As2 = r * b * d = 0.017 * 100 * 16.984 = 2.922 \text{ cm}^2$$

$$As +/- = 2.92 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{2.92 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 0.52$$

Verificando la cuantía mínima:

$$As_{min.} = \frac{14 * b * d}{fy} = \frac{14 * 100 * 16.984}{4200} = 5.661 \frac{cm^2}{m}$$

- Se debe cumplir:

$$As_{min.} < As \rightarrow 5.661 \frac{cm^2}{m} < 2.922 \frac{cm^2}{m} \text{ (NO CUMPLE)}$$

❖ **SE HARAN PASAR LAS BARRAS DE ACERO NEGATIVO DEL TRAMO INTERIOR**

Tomamos: $As=8.613 \frac{cm^2}{m}$ (Acero principal)

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 5/8":

$$Af = 1.979$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{1.979 * 100}{8.613} = 22.98 \text{ cm}$$

$$@ = 1.5 * t = 1.5 * 0.20 = 30.00 \text{ cm}$$

$$@ = 45.00 \text{ cm}$$

El menor de los tres:

Usar acero de 5/8" @ 20.00cm

Acero por distribución

$$As d = a * As p$$

Dónde:

As p: Acero principal positivo

L: luz efectiva del volado (2*a), en m.

a: Porcentaje de acero principal positivo

$$a = \frac{3480}{\sqrt{L}} \leq 67\% \rightarrow \frac{3480}{\sqrt{2 * 0.5 * 1000}} \leq 67\% \rightarrow 110.05\% \\ \leq 67\% \text{ (No cumple)}$$

Entonces tomaremos de valor a=67%

$$As d = a * As p = 67\% * 8.613 = 5.77 \frac{cm^2}{m}$$

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 1/2":

$$Af = 1.267$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{1.267 * 100}{5.77} = 21.956 \text{ cm}$$

Usar acero de 1/2" @ 20.00cm

Nota: Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal positivo (inferior)

Acero de temperatura y contracción

Siempre que no exista otro refuerzo

$$As \ t \geq 1/8 \frac{\text{pulg}^2}{\text{pie}} \rightarrow As \ t \geq 2.646 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 3/8":

$$Af = 0.713$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{0.713 * 100}{2.646} = 26.948 \text{ cm}$$

$$@ = 3 * t = 1.5 * 0.20 = 60.00 \text{ cm}$$

$$@ = 45.00 \text{ cm}$$

El menor de los tres:

Usar acero de 3/8" @ 25.00cm

Nota: Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal Negativo (superior)

D.- Diseño de veredas

DISEÑO POR FLEXION

Metrado de Cargas

SECCION	MEDIDAS	MEDIDAS	CARGA (Tn)	DISTANCIA (m)	MOMENTO (Tn-m/m)
1	0.45*0.20	i*g	0.216	0.275	0.059
6	Pasam:0.25*0.15	p*q	0.036	0.375	0.014
7	Post:(0.25+0.2)/2*0.65*0.2/2.179		0.032	0.413	0.013
		VD=	0.284	MD=	0.086

Momento por sobrecarga:

Debido a carga horizontal sobre poste y peatones

$$Ml = M_{post} + M_{peat.}$$

$$M_{post} = P' * \left(0.70 - \frac{0.25}{2} + \frac{0.15}{2}\right)$$

$$M_{peat.} = \frac{S}{C} * \left(0.40 * \frac{0.4}{2}\right)$$

Dónde:

$$P' = C * \frac{P}{2}$$

$$P \text{ S/C} = 1000 \text{ lb} = 4.5359 \text{ ton}$$

$$C = 1.00$$

$$P' = C * \frac{P}{2} = 1 * \frac{4.5359}{2} = 2.268 \text{ ton}$$

Debido a la distribuc. de los postes se toma el 80%

$$M_{post} = 2.268 * \left(0.70 - \frac{0.25}{2} + \frac{0.15}{2}\right) = 1.474 = 0.8 = \mathbf{1.179 \text{ tn} - m/m}$$

$$Peat. \text{ S/C} = 73.70 \text{ lb/pulg}^2 = 0.36 \text{ tn/m}^2$$

La sobrecarga también se afecta por el factor de vía que es de 1.2

$$Peat. \frac{S}{C} = 0.36 * 1.2 = 0.432 \text{ tn/m}^2$$

$$M_{peat.} = 0.432 * \left(0.40 * \frac{0.4}{2}\right) = \mathbf{0.035 \text{ tn} - m/m}$$

$$\mathbf{Ml = M_{post} + M_{peat.} = 1.179 + 0.035 = 1.214 \text{ tn} - m/m}$$

Verificación del Peralte

Hallando los momentos por servicio:

$$\text{➤ } Ms = Md + Ml + Mi = 0.086 + 1.214 + 0 = \mathbf{1.30 \text{ tn} - m/m}$$

El peralte mínimo es:

$$d \text{ req.} = \sqrt{\frac{2 * Ms}{f_c * j * k * b}} = \sqrt{\frac{2 * 1.30 * 100000}{34.44 * 100}} = 8.689 \text{ cm}$$

Considerando recubrimiento de 3 cm y suponiendo el empleo de fierro de $f=1/2"$ (1,27 cm), el peralte será como máximo:

$$\text{Recubrimiento} = 3.00 \text{ cm}$$

$$\text{Estribo (1/2")} = 1.27 \text{ cm}$$

$$d_{\text{asum.}} = t - \text{rec.} - \frac{\text{est.}}{2} = 20 - 3 - \frac{1.27}{2} = 16.365 \text{ cm}$$

- Se debe cumplir:

$$d_{\text{asum.}} \geq d_{\text{req.}} \rightarrow 16.365 \text{ cm} \geq 8.689 \text{ cm} \quad (\text{Cumple})$$

Tomamos: $d = 16.365 \text{ cm}$

Diseño por Servicio

$$A_s = \frac{M_s}{f_s * j * d} = \frac{1.30 * 100000}{1680 * 0.884 * 16.365} = 5.349 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Verificando la cuantía mínima:

$$A_{s \text{ min.}} = \frac{14 * b * d}{f_y} = \frac{14 * 100 * 16.365}{4200} = 5.455 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

- Se debe cumplir:

$$A_{s \text{ min.}} < A_s \rightarrow 5.455 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < 5.349 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (\text{NO CUMPLE})$$

Tomamos: $A_s = 5.455 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 5/8":

$$A_f = 1.979$$

$$@ = \frac{A_f * b}{A_t} = \frac{1.979 * 100}{5.455} = 36.279 \text{ cm}$$

$$@ = 1.5 * t = 1.5 * 0.20 = 30.00 \text{ cm}$$

$$@ = 45.00 \text{ cm}$$

El menor de los tres:

Usar acero de 5/8" @ 30.00cm

DISEÑO POR ROTURA

Usaremos los factores de Carga y Combinación según el Estado Limite

Siguiente:

RESISTENCIA I: Combinación básica de carga relacionada con el uso vehicular normal sin considerar el viento

Acero Principal

Acero positivo y negativo

$$Mu = 1.25 * (Md + 1.75(Ml + Mi))$$

$$Mu = 1.25 * (0.086 + 1.75(1.214 + 0)) = 2.232 \text{ tn} - \text{m}$$

$Mu = f * f'c * b * d^2 * w * (1 + \frac{w}{1.70})$, Donde f es 0.90 para Flexión y tracción de Concreto Armado.

Despejando (w):

$$w1 = \frac{\left(1.7 + \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * Mu}{f * f'c * b * d^2}}\right)}{2}$$

$$w1 = \frac{\left(1.7 + \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * 2.232 * 100000}{0.90 * 280 * 100 * 16.365^2}}\right)}{2} = 1.66626$$

$$w2 = \frac{\left(1.7 - \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * Mu}{f * f'c * b * d^2}}\right)}{2}$$

$$w2 = \frac{\left(1.7 - \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * 5.303 * 100000}{0.90 * 280 * 100 * 16.984^2}}\right)}{2} = 0.03374$$

Dónde:

$$w = \frac{r * fy}{f'c}$$

Despejando “r”:

$$r = \frac{w * f'c}{fy}$$

$$r1 = \frac{w1 * f'c}{fy} = \frac{1.66626 * 280}{4200} = 0.111084 \text{ cm}^2$$

$$r2 = \frac{w2 * f'c}{fy} = \frac{0.03374 * 280}{4200} = 0.002250 \text{ cm}^2$$

$$As = r * b * d$$

$$As1 = r * b * d = 0.111084 * 100 * 16.365 = 181.789 \text{ cm}^2$$

$$As2 = r * b * d = 0.002250 * 100 * 16.365 = 3.681 \text{ cm}^2$$

$$A_s +/ - = 3.681 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b} = \frac{3.861 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 0.65$$

Verificando la cuantía mínima:

$$A_s \text{ min.} = \frac{14 * b * d}{f_y} = \frac{14 * 100 * 16.365}{4200} = 5.455 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

- Se debe cumplir:

$$A_s \text{ min.} < A_s \rightarrow 5.455 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < 3.681 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \text{ (NO CUMPLE)}$$

Tomamos: $A_s = 5.455 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 5/8":

$$A_f = 1.979$$

$$@ = \frac{A_f * b}{A_t} = \frac{1.979 * 100}{5.455} = 36.279 \text{ cm}$$

$$@ = 1.5 * t = 1.5 * 0.20 = 30.00 \text{ cm}$$

$$@ = 45.00 \text{ cm}$$

El menor de los tres:

Usar acero de 5/8" @ 30.00cm

Acero por distribución

$$A_s d = a * A_s p$$

Dónde:

$A_s p$: Acero principal positivo

L: luz efectiva del volado ($2*a$), en m.

a: Porcentaje de acero principal positivo

$$a = \frac{3480}{\sqrt{L}} \leq 67\% \rightarrow \frac{3480}{\sqrt{2 * 0.45 * 1000}} \leq 67\% \rightarrow 116\% \leq 67\% \text{ (No cumple)}$$

Entonces tomaremos de valor $a=67\%$

$$A_s d = a * A_s p = 67\% * 5.455 = 3.655 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 3/8":

$$Af = 0.713$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{0.713 * 100}{3.655} = 19.508 \text{ cm}$$

Usar acero de 3/8" @ 20.00cm

Nota: Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal positivo (inferior)

Acero de temperatura y contracción

Siempre que no exista otro refuerzo

$$As \ t \geq 1/8 \frac{\text{pulg}^2}{\text{pie}} \rightarrow As \ t \geq 2.646 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 3/8":

$$Af = 0.713$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{0.713 * 100}{2.646} = 26.948 \text{ cm}$$

$$@ = 3 * t = 1.5 * 0.20 = 60.00 \text{ cm}$$

$$@ = 45.00 \text{ cm}$$

El menor de los tres:

Usar acero de 3/8" @ 25.00cm

Nota: Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal Negativo (superior)

CHEQUEO POR CORTANTE

$$Vu = 1.25 * Vd + 1.75(Vl + Vi)$$

$$Vd = 0.284 \text{ tn/m}$$

$$Vl = 0.173 \text{ tn/m}$$

$$Vu = 1.25 * 0.284 + 1.75(0.173 + 0) = 0.651$$

Fuerza cortante que absorbe el concreto:

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = \frac{0.53 * \sqrt{280} * 100 * 16.365}{1000} = 14.513 \text{ tn/m}$$

$$fVc > Vu \rightarrow 0.85(14.513) \frac{\text{tn}}{\text{m}} > 0.651 \frac{\text{tn}}{\text{m}} \text{ (CUMPLE)}$$

E.- Diseño de viga principal

DISEÑO POR FLEXION

Metrado de Cargas

1.- Momento por peso propio

ELEMENTO	MEDIDAS	MEDIDAS	CARGA (Tn / m)
losa =	$0.20*(0.75+0.5+1.90/2)$	$t*(a+bw+S/2)*2.40$ tn/m ³	0.984
viga =	$1.3*0.6$	$f*bw*2.40$ tn/m ³	1.008
asfalto =	$0.025*3.6/2*2.0$	$e*A/2*2.00$ tn/m ³	0.090
vereda =	$0.65*0.20$	$c*g*2.40$ tn/m ³	0.312
volado =	$0.20*0.05+0.05*(0.20+0.05)/2$	$u*n+z*(g+n)/2*2.4$ tn/m ³	0.039
pasamanos =		$p*q*2.4$ tn/m ³	0.036
postes =	$(0.25+0.20)/2*0.65*0.2/2.179$		0.032
Acera (extraord.)=		$c*0.40$ tn/m ²	0.260
		Wd=	2.761

Según BARET, cálculo de n:

d1 = distancia entre eje delantero e intermedio (14')=4.30m

d2 = distancia entre eje intermedio y posterior (14' - 30')=4.30m

n = distancia del centro de luz a la sección donde se produce el

Momento Flector Máximo según Baret.

❖ Según baret

Si $d1 = d2 = 14'$

$$n = \frac{4 * d2 - d1}{18} = \frac{4 * 4.3 - 4.3}{18} = 0.717$$

$$X = \frac{L}{2} - n = \frac{16}{2} - 0.717 = 7.283 \text{ m}$$

❖ Si se realiza el cálculo a la distancia X del apoyo izquierdo:

$$X = \frac{L}{2} = 8 \text{ m}$$

Peso propio por cada viga diafragma (W1) =

$$W1 = hd * ad * \frac{S}{2} * 2.4 = 0.25 * 1.05 * \frac{1.9}{2} * 2.4 = 0.599 \text{ ton}$$

Momento por viga diafragma (Mvd):	Mvd	Por Baret Mvd (tn-m)		d2 = 14', L ≥	d2 = 30', L ≥	A x m de la izq. Mvd (Tn-m)
Si son 3 vigas diafrag	$W1*(L-2*n)/4$	2.180				2.394
Si son 4 vigas diafrag	$W1*(L/3)$	3.192	$L \geq 6*n$	4.267	10.770	3.192
Si son 5 vigas diafrag	$W1*(L-n)/2$	4.574	$L \geq 4*n$	2.845	7.180	4.788
Si son 6 vigas diafrag	$W1*(3L/5)$	5.746	$L \geq 10*n$	7.112	17.949	5.746
Si son 7 vigas diafrag	$W1*(3*L-2*n)/4$	6.968	$L \geq 6*n$	4.267	10.770	

Momento por peso propio de viga diafragma (Mvd):

Usamos Momento por diafragma

- ❖ Por Baret: Mvd= 3.192 Tn-m
- ❖ En centro de Luz: Mvd= 3.192 Tn-m

Momento por peso propio (Mpp):

- ❖ Por Baret:

$$M_{pp} = \frac{wd * \left(\frac{L}{2} - n\right) * \left(\frac{L}{2} + n\right)}{2} = \frac{2.761 * \left(\frac{16}{2} - 0.717\right) * \left(\frac{16}{2} + 0.717\right)}{2}$$

$$= 87.650 \text{ tn} - m$$

- ❖ En centro de Luz:

$$M_{pp} = \frac{wd * (L - X) * X}{2} = \frac{2.761 * (16 - 8) * 8}{2} = 88.359 \text{ tn} - m$$

Momento Total Carga Muerta (Md) = Mvd + Mpp

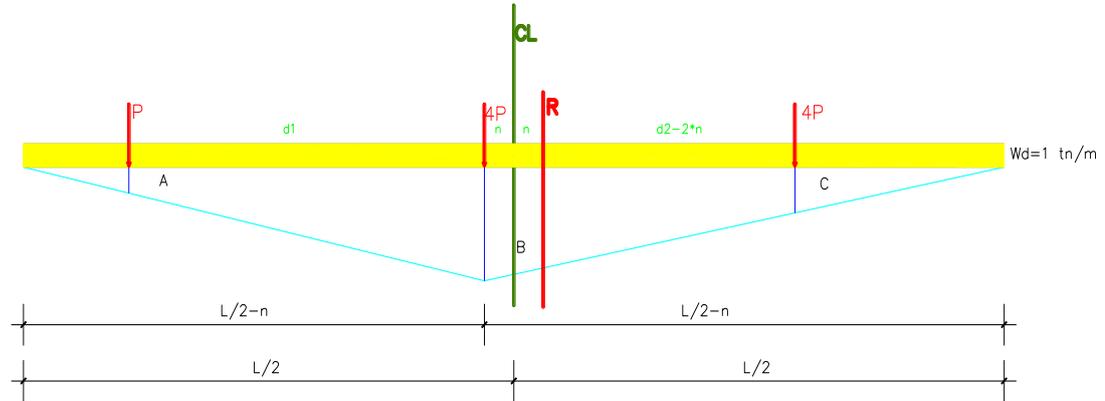
- ❖ Por Baret:

$$Md = Mvd + Mpp = 3.192 + 87.650 = 90.842 \text{ tn} - m$$

- ❖ En centro de Luz:

$$Md = Mvd + Mpp = 3.192 + 88.359 = 91.551 \text{ tn} - m$$

2.0 MOMENTO POR SOBRECARGA



Donde:

$$B = \frac{\left(\frac{L}{2} - n\right) * \left(\frac{L}{2} + n\right)}{L}$$

$$A = \frac{\left(\frac{L}{2} + n\right) * \left(\frac{L}{2} - n - d1\right)}{L}$$

$$C = \frac{\left(\frac{L}{2} - n\right) * \left(\frac{L}{2} + n - d2\right)}{L}$$

2.1.- SOBRECARGA HL – 93

Dónde:

$$P = 8157.00 \text{ lb} = 3.70 \text{ tn (por 2 vigas)}$$

❖ Por Baret:

$$M_{sc} = \frac{P}{L} * \left[9 * \frac{L^2}{4} - \left(\frac{d1}{2} + 2 * d2 \right) * L + (4 * n * d2 - n * d1 - 9 * n^2) \right]$$

$$M_{sc} = \frac{1.85}{16} * \left[9 * \frac{16^2}{4} - \left(\frac{4.3}{2} + 2 * 4.3 \right) * 16 \right. \\ \left. + (4 * 0.717 * 4.3 - 0.717 * 4.3 - 9 * 0.717^2) \right]$$

$$M_{sc} = 47.247 \text{ tn} - \text{m}$$

❖ En centro de Luz:

Si $X \leq d1$:

$$Msc = \frac{P * X}{L} * [(9 * L) - (9 * X) - d1 - (5 * d2)]$$

Si $d1 < X \leq L - d2$:

$$Msc = \frac{P}{L} * [(L - X) * (9 * X - d1) - (4 * d2 * X)]$$

Si $L - d2 < X \leq L$:

$$Msc = \frac{P * (L - X)}{L} * [(9 * X) - d1 - (5 * d2)]$$

Remplazando:

$$Msc = \frac{P}{L} * [(L - X) * (9 * X - d1) - (4 * d2 * X)]$$

$$Msc = \frac{1.85}{16} * [(16 - 8) * (9 * 8 - 4.3) - (4 * 4.3 * 8)]$$

$$Msc = 46.713 \text{ tn} - m$$

Cálculo del coeficiente de concentración de cargas:

$$CCc = 1 + \frac{A - 10'}{bw + s} = 1 + \frac{3.6 - 10 * 0.3048}{0.40 + 1.90} = 1.240$$

Momento modificado por sobrecarga (Msc):

❖ Por Baret:

$$Msc = 47.247 * 1.240 = 58.586 \text{ tn} - m$$

❖ En centro de Luz:

$$Msc = 46.713 * 1.240 = 57.924 \text{ tn} - m$$

Momento por carga distribuida (Md)

$$Md = \frac{W * L^2}{8} = \frac{1 * 16^2}{8} = 32.00 \text{ tn} - m$$

Momento Total (Msc+Md)

$$Msc + Md = 58.586 + 32.00 = 90.586 \text{ tn} - m$$

$$Msc + Md = 57.924 + 32.00 = 89.924 \text{ tn} - m$$

2.2.- CARGAS POR EJE TANDEM

Dónde:

$$P = 24691.36 \text{ lb} = 11.20 \text{ tn}$$

$$dt = 4' = 4 * 0.3048 = 1.20 \text{ m}$$

❖ Por Baret:

$$\begin{aligned} M_{sc} &= P * \left(\frac{L}{2} - n \right) * \frac{L + 2 * n - dt}{L} \\ &= 11.20 * \left(\frac{16}{2} - 0.717 \right) * \frac{16 + 2 * 0.717 - 1.2}{16} \end{aligned}$$

$$M_{sc} = 82.763 \text{ tn} - \text{m}$$

❖ En centro de Luz:

Si $X \leq L/2$:

$$M_{sc} = P * \frac{X}{L} * (2 * L - 2 * X - dt)$$

Si $L/2 < X \leq L$:

$$M_{sc} = P * \frac{L - X}{L} * (2 * X - dt)$$

Reemplazando:

$$\begin{aligned} M_{sc} &= P * \frac{X}{L} * (2 * L - 2 * X - dt) = 11.2 * \frac{8}{16} * (2 * 16 - 2 * 8 - 1.2) \\ &= 82.880 \text{ tn} - \text{m} \end{aligned}$$

Por cada viga:

❖ Por Baret:

$$M_{sc} = \frac{82.763}{2} = 41.381 \text{ tn} - \text{m}$$

❖ En centro de Luz:

$$M_{sc} = \frac{82.880}{2} = 41.440 \text{ tn} - \text{m}$$

Momento por carga distribuida (Md)

$$M_d = \frac{W * L^2}{8} = \frac{1 * 16^2}{8} = 32.00 \text{ tn} - \text{m}$$

Momento Total (Msc+Md)

$$Msc + Md = 41.381 + 32.00 = 73.381 \text{ tn} - m$$

$$Msc + Md = 41.440 + 32.00 = 73.440 \text{ tn} - m$$

➤ Tomando el mayor momento

Nota: Momento a tomarse será el de Camión + Carga distribuida.

$$Msc + Md = 58.586 + 32.00 = 90.586 \text{ tn} - m$$

$$Msc + Md = 57.924 + 32.00 = 89.924 \text{ tn} - m$$

Momentos por Impacto

$$I = 0.33$$

❖ Por Baret:

$$Mi = 0.33 * (Msc + Md) = 0.33 * 90.586 = 29.894 \text{ Tn} - m$$

❖ En centro de Luz:

$$Mi = 0.33 * (Msc + Md) = 0.33 * 89.924 = 29.675 \text{ Tn} - m$$

DISEÑO POR SERVICIO

Determinamos b:

$$\checkmark b \leq \frac{L}{4} \rightarrow b = \frac{1622}{4} = 4.00m$$

$$\checkmark \frac{b-bw}{2} \leq 8t \rightarrow b = 16t - bw = 16 * 0.2 + 0.4 = 3.6m$$

$$\checkmark \frac{b-bw}{2} \leq \frac{S}{2} \rightarrow b = S + bw = 1.9 + 0.4 = 2.3m$$

El menor de los tres:

$$b = 2.3m$$

Asumiremos para efecto de diseño:

$$d = 110cm$$

DISEÑO POR ROTURA

$$Mu = 0.95(1.25 * Md + 1.75(Ml + Mi))$$

❖ Por Baret:

$$Mu = 0.95 * (1.25 * 90.842 + 1.75(90.586 + 29.894)) = 308.173 \text{ Tn} - m$$

❖ En centro de Luz:

$$Mu = 0.95 * (1.25 * 91.551 + 1.75(89.924 + 29.675)) = 307.549 \text{ Tn} - m$$

Tomamos el mayor:

$$\mathbf{Mu = 308.173 \text{ Tn} - m}$$

$Mu = f * f'c * b * d^2 * w * (1 + \frac{w}{1.70})$, Donde f es 0.90 para Flexión y tracción de Concreto Armado.

Despejando (w):

$$w1 = \frac{\left(1.7 + \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * Mu}{f * f'c * b * d^2}}\right)}{2}$$

$$w1 = \frac{\left(1.7 + \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * 308.173 * 100000}{0.90 * 280 * 230 * 110^2}}\right)}{2} = 1.65486$$

$$w2 = \frac{\left(1.7 - \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * Mu}{f * f'c * b * d^2}}\right)}{2}$$

$$w2 = \frac{\left(1.7 - \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * 308.173 * 100000}{0.90 * 280 * 230 * 110^2}}\right)}{2} = 0.04514$$

Dónde:

$$w = \frac{r * fy}{f'c}$$

Despejando "r":

$$r = \frac{w * f'c}{fy}$$

$$r1 = \frac{w1 * f'c}{fy} = \frac{1.65486 * 280}{4200} = 0.110324 \text{ cm}^2$$

$$r2 = \frac{w2 * f'c}{fy} = \frac{0.04514 * 280}{4200} = 0.003009 \text{ cm}^2$$

$$As = r * b * d$$

$$As1 = r * b * d = 0.110324 * 230 * 110 = 2791.196 \text{ cm}^2$$

$$As2 = r * b * d = 0.003009 * 230 * 110 = 76.137 \text{ cm}^2$$

$$As +/- = 76.137 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{76.137 * 4200}{0.85 * 280 * 230} = 5.842 \text{ cm}$$

Distribución del Acero

Si consideramos acero de 1”:

$$Area = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$Diametro = 2.50 \text{ cm}$$

$$\# \text{ barras} = \frac{As}{Af} = \frac{76.137}{5.07} = 15.02 = 16 \text{ barras en 3 capas}$$

$$Area \text{ de las 16 barras} = 81.12 \text{ cm}^2$$

✓ La distancia entre barras paralelas será no menor que:

$$1.5 * \text{diametro de la barra} = 1.5 * 2.5 = 3.75 \text{ cm}$$

$$1.5 * T.M. \text{ agredado} = 1.5 * 2.5 = 3.75 \text{ cm}$$

$$\text{distancia entre barras} = 3.75 \text{ cm}$$

$$\text{recubrimiento lateral (1.5")} = 3.75 \text{ cm}$$

$$\text{Diámetro del estribo (3/8")} = 0.95 \text{ cm}$$

➤ Ancho mínimo de la viga b:

$$b = 2 * \text{rec} + 2 * \text{diam. estrib.} + (\# \text{barras} - 1) * \text{dist. barras} + \# \text{barras} \\ * \text{diam. barras}$$

$$b = 2 * 3.75 + 2 * 0.95 + (16 - 1) * 3.75 + 16 * 2.5 = 105.65 \text{ cm}$$

Nota: Esto considerando solo una capa

VERIFICACIONES

Verificación de peralte:

Hallando los momentos por servicio:

❖ Por Baret:

$$Ms = Md + Ml + Mi = 90.842 + 90.586 + 29.894 = 211.322 \text{ tn} - \text{m/m}$$

❖ En centro de Luz:

$$Ms = Md + Ml + Mi = 91.551 + 89.924 + 29.675 = 211.150 \text{ tn} - \text{m/m}$$

Tomamos el mayor:

$$M_s = 211.322 \text{ tn} - m/m$$

El peralte mínimo es:

$$d_{\text{req.}} = \sqrt{\frac{2 \cdot M_s}{f_c \cdot j \cdot k \cdot b}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 211.322 \cdot 100000}{34.44 \cdot 230}} = 73.045 \text{ cm}$$

$$d_{\text{asum.}} = H - 13 = 125 - 13 = 112 \text{ cm}$$

- Se debe cumplir:

$$d_{\text{asum.}} \geq d_{\text{req.}} \rightarrow 137.00 \geq 73.045 \text{ cm} \quad (\text{CUMPLE})$$

Verificando la cuantía:

Calculo de la cuantía balanceada:

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b_1}{f_y} * \frac{0.003 \cdot E_s}{0.003 \cdot E_s + f_y} \\ &= \frac{0.85 \cdot 280 \cdot 0.85}{4200} * \frac{0.003 \cdot 2000000}{0.003 \cdot 2000000 + 4200} \end{aligned}$$

$$\rho_b = 0.02833$$

Siendo:

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 \cdot \rho_b = 0.75 \cdot 0.02833 = 0.02125$$

La cuantía de la viga es:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{121.68}{230 \cdot 110} = 0.00315$$

$$\rho_{\text{min}} = 0.7 \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.7 \cdot \frac{\sqrt{280}}{4200} = 0.00278$$

Se debe cumplir:

$$\rho > \rho_{\text{min}} \rightarrow 0.00315 > 0.00279 \quad (\text{CUMPLE})$$

$$\rho < \rho_{\text{max}} \rightarrow 0.00315 < 0.02125 \quad (\text{CUMPLE})$$

Para no verificar deflexiones:

$$\rho_{\text{max}} = 0.18 \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.18 \cdot \frac{280}{4200} = 0.0012$$

Se debe cumplir:

$$\rho < \rho \text{ max} \rightarrow 0.00315 < 0.0012 \text{ (CUMPLE)}$$

Verificando el eje neutro:

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{81.12 * 4200}{0.85 * 280 * 230} = 6.224 \text{ cm}$$

$$t = 20.00 \text{ cm}$$

$$a \leq t \rightarrow 6.224 \leq 20.00 \text{ cm (CUMPLE)}$$

Verificando por Fatiga en servicio:

$$Mf = 0.75 * (Ml + Mi) = 0.75 * (29.894 + 90.586) = 90.360 \text{ tn - m}$$

$$fs \text{ max} = \frac{Ma}{As * j * d} = \frac{90.360 * 100000}{81.12 * 0.884 * 110} = 1124.993 \text{ kg/cm}$$

Momento mínimo por servicio:

$$Mmin = Md \rightarrow Mmin = 91.551 \text{ tn - m}$$

$$fs \text{ mim} = \frac{Md}{As * j * d} = \frac{91.551 * 100000}{81.12 * 0.884 * 110} = 1139.819 \text{ kg/cm}$$

Rango de esfuerzos actuantes:

$$Df = fs \text{ max} - fs \text{ min} = 1124.993 - 1139.819 = -14.827 \text{ kg/cm}$$

Rango de esfuerzos admisibles:

$$f \text{ ad} = 1470 - 0.33 * fs \text{ min} + 551.2 \left(\frac{r}{h}\right)$$

$$\text{Se puede asumir que: } \left(\frac{r}{h}\right) = 0.3$$

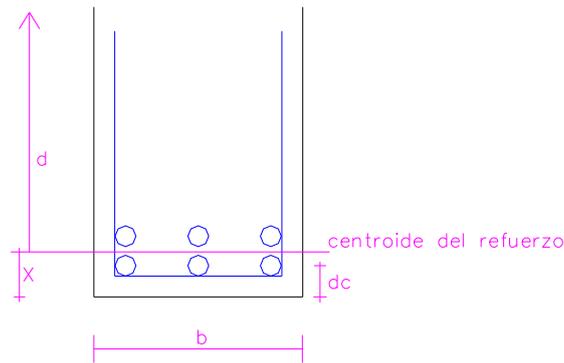
$$f \text{ ad} = 1470 - 0.33 * 1139.819 + 551.2 * (0.3) = 1259.220 \text{ kg/cm}$$

Se debe cumplir:

$$f \text{ ad} > Df \rightarrow 1259.22 > -14.827 \text{ (CUMPLE)}$$

Verificando por Agrietamiento:

Esfuerzo máximo admisible:



Esfuerzo máximo admisible

Exposición moderado → $Z = 30000.00 \text{Kg}/\text{cm}^2$

Exposición severa → $Z = 23000.00 \text{Kg}/\text{cm}^2$ (**USADO**)

Recubrimiento(2") = 5.08 cm

Estribo(1/2") = 1.27 cm

$$dc = 5.08 + 0.93 + \frac{2.54}{2} = 7.28 \text{ cm}$$

$X = 12.00 \text{ cm}$

$$A = \frac{2 * X * bw}{\#barras} = \frac{2 * 12 * 0.60 * 100}{16} = 60$$

$$f_{max} = \frac{Z}{\sqrt[3]{dc * A}} = \frac{23000}{\sqrt[3]{7.28 * 60}} = 3031.3328 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

$f_{s act} < f_{s max} \rightarrow 1124.993 < 3031.33$ (**CUMPLE**)

Verificando por Corte:

Si se realiza el cálculo a la distancia X del apoyo izquierdo:

Centro de Luz → $X = \frac{L}{2} = \frac{16}{2} = 8 \text{ m}$

$$V_{dpp} = w_d * \frac{L - 2 * X}{2} = 3.715 * \frac{16 - 2 * 8}{2} = 0 \text{ tn}$$

$$V_{dvd} = w_1 * \left(\frac{\#diafr.}{2} - \left(\frac{\#diafr.}{2} \right) + 1 \right) = 0.599 * \left(\frac{4}{2} - \left(\frac{4}{2} \right) + 1 \right) = 0.599$$

tn

$$Vd = Vdpp + Vdvd = 0 + 0.599 = 0.599$$

POR SOBRECARGA HL – 93

$$Vl = \frac{P}{L} * ((4Ccc1 + 5Ccc) * (L - X) - Ccc * d1 - 5 * Ccc * d2)$$

Si $x = 0$:

$$Ccc1 = 1, \text{ sino } Ccc1 = Ccc, \quad Ccc1 = 1.240$$

$$Vl = \frac{3.7}{16} * ((4 * 1.24 + 5 * 1.24) * (16 - 8) - 1.24 * 4.3 - 5 * 1.24 * 4.3)$$

$$Vl = 13.248tn$$

POR SOBRECARGA EQUIVALENTE

Si $x < L/2$:

$$Vl eq = Pv * \frac{L - X}{L} + W * \frac{L - 2 * X}{2}$$

Dónde:

$$Pv = 26000 lb = 11.794 tn$$

$$W = 645 lb/pie = 0.96tn/m$$

$$Vl eq = 11.794 * \frac{22 - 11}{22} + 0.96 * \frac{22 - 2 * 11}{2} = 5.897 tn$$

Por cada viga:

$$\frac{Vl eq}{2} = \frac{5.897}{2} = 2.949 tn$$

POR SOBRECARGA EJE TANDEM

Si $x < L/2$:

$$Vl et = Pt * \frac{(2 * L - 2 * X - dt)}{L}$$

Si $L/2 < X \leq L$:

$$Vl_{et} = Pt * \frac{(2 * X - dt)}{L}$$

Reemplazando:

$$Vl_{et} = 11.20 * \frac{(2 * 8 - 1.2)}{16} = 10.360 \text{ tn}$$

Por cada viga:

$$\frac{Vl_{eq}}{2} = \frac{10.360}{2} = 5.180 \text{ tn}$$

TOMANDO EL MAYOR CORTANTE (VI)

$$Vl = 13.248 \text{ tn}$$

POR IMPACTO

$$Vi = i * Vl = 0.33 * 13.248 = 4.372$$

DISEÑO POR ROTURA

$$Vu = 1.3 * (Vd + \frac{5}{3} * (Vl + Vi)) = 1.3 * \left(0.599 + \frac{5}{3} * (13.248 + 4.372) \right) \\ = 38.954 \text{ tn}$$

Esfuerzo cortante último:

$$Uu = \frac{Vu}{bw * d} = \frac{38.954 * 1000}{40 * 110} = 8.695 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante resistente de concreto:

$$Uc = 0.53 * \sqrt{f'c} + \frac{175 * r * Vu * d}{Md}$$

Dónde:

$$r = 0.0037$$

$$Uc = 0.53 * \sqrt{280} + \frac{175 * 0.0037 * 38.954 * 1.37}{603.505} = 8.462 \text{ Kg/cm}^2$$

Para esfuerzo de corte:

$$fUu = 0.85 * 8.462 = 7.193 \text{ Kg/cm}^2$$

Debe cumplirse la siguiente condición:

$$Uu < fUc \rightarrow 8.695 < 7.193 \text{ (NO CUMPLE)}$$

Usando estribos de $f = 3/8$ "

$$S = \frac{Av \cdot fy}{(fUc - Uu) \cdot 60} = \frac{2.54 \cdot 4200}{(7.193 - 8.695) \cdot 60} = -177.75 \text{ cm}$$

$$S \leq \frac{d}{2} \rightarrow S = \frac{112}{2} = 56.00 \text{ cm}$$

S max = 30.00 cm

Colocar estribo de 3/8":

10 @ 0.10 m

15 @ 0.20 m

Resto @ 0.30 m

ACERO LATERAL

Cuando la viga tiene más de 2' (0,61 m) de alto

$$As_{lat} = 10\% \cdot As_{pp} = 10\% \cdot 81.12 = 8.112 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento entre barras:

$$S_{max} = 30 \text{ cm}$$

$$bw = 40 \text{ cm}$$

Tomamos en menor:

$$S = 30 \text{ cm}$$

Numero de fierros será:

$$\# \text{ fierros} = \frac{(H - 15)}{S} = \frac{125 - 15}{30} = 3.667 \text{ unidades}$$

fierros por lado = 2 unides por lado

$$As = \frac{8.112}{4} = 2.028 \text{ cm}^2 / \text{barra}$$

Lo cual es aproximadamente una varilla de $f = 5/8$ "

$$Af(5/8") = 1.98 \text{ cm}^2$$

❖ **SE UTILIZARA 6 FIERROS DE 5/8"**

F.- DISEÑO DE VIGA DIAFRAGMA

1.0 MOMENTO POR PESO PROPIO

Según datos las dimensiones son:

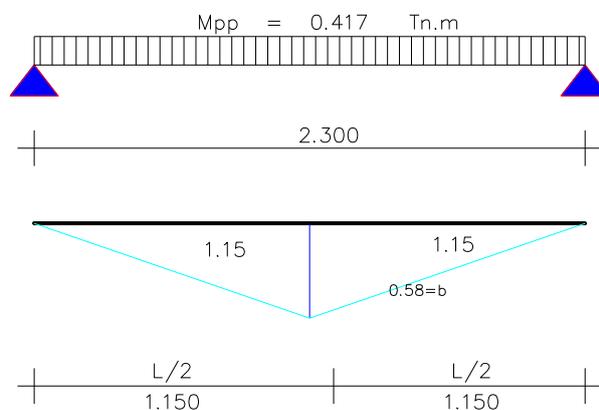
- Ancho vigas diafragmas: $ad=0.25m$
- Peralte vigas diafragmas: $hd=1.05m$
- Separación de vigas entre ejes: $(S+bw)=(1.9+0.4)=2.30m$

Metrado de Cargas Peso Propio:

ELEMENTO	MEDIDAS	MEDIDAS	CARGA (Tn / m)
viga diafragma	$0.25*1.25*2.4 \text{ Tn/m}^3$	$(ad*hd)*2.40 \text{ tn/m}^3$	0.630
		wpp=	0.630

Momento de peso propio:

$$M_{pp} = \frac{W * L^2}{8} = \frac{0.63 * 2.3^2}{8} = 0.417 \text{ ton} - m$$



2.0 MOMENTO POR SOBRECARGA

$$M_{sc} = P * (ad * hd) = 11.54 * (0.5 * 1.15) = 6.64 \text{ tn} - m$$

❖ **Momento total:**

$$M = M_{pp} + M_{sc} = 0.417 + 6.64 = 7.054 \text{ tn} - m$$

3.0 DISEÑO POR SERVICIO

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.4 * f'_c = 0.4 * 280 = 112 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 0.4 * f'_y = 0.4 * 4200 = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = \frac{f_s}{f_c} = \frac{1680}{112} = 15$$

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15000 * \sqrt{f'_c} = 15000 * \sqrt{280} = 250998.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \geq 6 \rightarrow \frac{2000000}{250998.01} \geq 6 \rightarrow 7.968 \geq 6 \text{ (Cumple)}$$

Usamos:

$$n = 8$$

$$k = \frac{n}{n+r} = \frac{8}{8+15} = 0.348$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.348}{3} = 0.884$$

$$f_c * j * k = 112 * 0.884 * 0.348 = 34.44 \text{ kg/cm}^2$$

Verificación del Peralte

Hallando los momentos por servicio:

$$\rightarrow M_s = M_d + M_l + M_i = 7.054 \text{ tn} - \text{m/m}$$

El peralte mínimo es:

$$d_{\text{req.}} = \sqrt{\frac{2 * M_s}{f_c * j * k * b}} = \sqrt{\frac{2 * 7.05 * 100000}{34.44 * 100}} = 20.24 \text{ cm}$$

Considerando recubrimiento de 1" y suponiendo el empleo de fierro de $f=3/8"$ (0.95 cm), el peralte será como máximo:

$$\text{Recubrimiento} = 2.54 \text{ cm}$$

$$\text{Estribo (3/8")} = 0.95 \text{ cm}$$

$$d_{\text{asum.}} = h_d - \text{rec.} - \frac{\text{est.}}{2} = 105 - 2.54 - \frac{0.95}{2} = 101.984 \text{ cm}$$

- Se debe cumplir:

$$d_{\text{asum.}} \geq d_{\text{req.}} \rightarrow 101.984 \text{ cm} \geq 20.24 \text{ cm (CUMPLE)}$$

Tomamos: d = 121.984 cm

Diseño por Servicio

$$A_s = \frac{M_s}{f_s * j * d} = \frac{7.05 * 100000}{1680 * 0.884 * 101.984} = 4.657 \frac{cm^2}{m}$$

Verificando la cuantía mínima:

$$A_s \text{ min.} = \frac{14 * b * d}{f_y} = \frac{14 * 23 * 101.984}{4200} = 8.499 \frac{cm^2}{m}$$

- Se debe cumplir:

$$A_s \text{ min.} < A_s \rightarrow 8.499 \frac{cm^2}{m} < 4.657 \frac{cm^2}{m} \text{ (FALSO: USAR CUANTIA MINIMA)}$$

Tomamos: $A_s=8.499 \frac{cm^2}{m}$

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 5/8":

$$A_f = 1.979$$

$$\# \text{ barras} = \frac{A_s}{A_f} = \frac{8.499}{1.979} = 4.294 \text{ se tendra que usar 5 barras}$$

Usar acero de 5/8"

DISEÑO POR ROTURA

Usaremos los factores de Carga y Combinación según el Estado Limite Siguiente:

RESISTENCIA I: Combinación básica de carga relacionada con el uso vehicular normal sin considerar el viento

Acero Principal

Acero positivo y negativo

$$M_u = 1.25 * M_d + 1.75(M_l + M_i)$$

$$M_u = (1.25 * 0.42 + 1.75(6.64 + 0)) = 12.137 \text{ tn} - \text{m}$$

$M_u = f * f'c * b * d^2 * w * (1 + \frac{w}{1.70})$, Donde f es 0.90 para Flexión y tracción de Concreto Armado.

$$\text{Despejando (w):} \quad w1 = \frac{\left(1.7 + \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * Mu}{f * f'c * b * d^2}}\right)}{2}$$

$$w1 = \frac{\left(1.7 + \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * 12.127 * 100000}{0.90 * 280 * 23 * 101.984^2}}\right)}{2} = 1.68127$$

$$w2 = \frac{\left(1.7 - \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * Mu}{f * f'c * b * d^2}}\right)}{2}$$

$$w2 = \frac{\left(1.7 - \sqrt{1.7^2 - 4 * \frac{1.7 * 12.127 * 100000}{0.90 * 280 * 23 * 101.984^2}}\right)}{2} = 0.01873$$

Dónde:

$$w = \frac{r * fy}{f'c}$$

Despejando “r”:

$$r = \frac{w * f'c}{fy}$$

$$r1 = \frac{w1 * f'c}{fy} = \frac{1.68127 * 280}{4200} = 0.11209 \text{ cm}^2$$

$$r2 = \frac{w2 * f'c}{fy} = \frac{0.01873 * 280}{4200} = 0.001249 \text{ cm}^2$$

$$As = r * b * d$$

$$As1 = r * b * d = 0.11209 * 23 * 101.984 = 285.770 \text{ cm}^2$$

$$As2 = r * b * d = 0.001249 * 23 * 101.984 = 3.183 \text{ cm}^2$$

$$As +/- = 3.183 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{3.183 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 0.562$$

Verificando la cuantía mínima:

$$As \text{ min.} = \frac{14 * b * d}{fy} = \frac{14 * 23 * 101.984}{4200} = 8.499 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

- Se debe cumplir:

$$As \text{ min.} < As \rightarrow 8.499 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

$$< 3.183 \frac{\text{cm}^2}{m} \text{ (FALSO: USAR CUANTIA MINIMA)}$$

Tomamos: $As=8.499 \frac{cm^2}{m}$

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 3/4":

$$Af = 2.85$$

$$\# \text{ barras} = \frac{As}{Af} = \frac{8.499}{2.85} = 2.98 \text{ se tendra que usar 4barras}$$

Usar acero de 3/4"

Distribución del Acero

Si consideramos acero de 5/8":

$$Area = 1.979 \text{ cm}^2$$

$$Diametro = 1.59 \text{ cm}$$

$$\# \text{ barras} = \frac{As}{Af} = \frac{8.499}{1.979} = 4.29 \text{ barras en 1 capas}$$

$$Area \text{ de las 4 barras} = 7.916 \text{ cm}^2$$

- ✓ La distancia entre barras paralelas será no menor que:

$$1.5 * \text{diametro de la barra} = 1.5 * 1.59 = 2.385 \text{ cm}$$

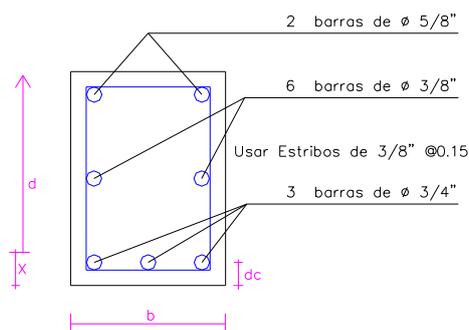
$$1.5 * T.M. \text{ agredado} = 1.5 * 2.5 = 3.75 \text{ cm}$$

$$\text{distancia entre barras} = 2.385 \text{ cm}$$

$$\text{recubrimiento lateral (2")} = 5.08 \text{ cm}$$

$$\text{Diámetro del estribo (3/8")} = 0.95 \text{ cm}$$

- Ancho mínimo de la viga b:

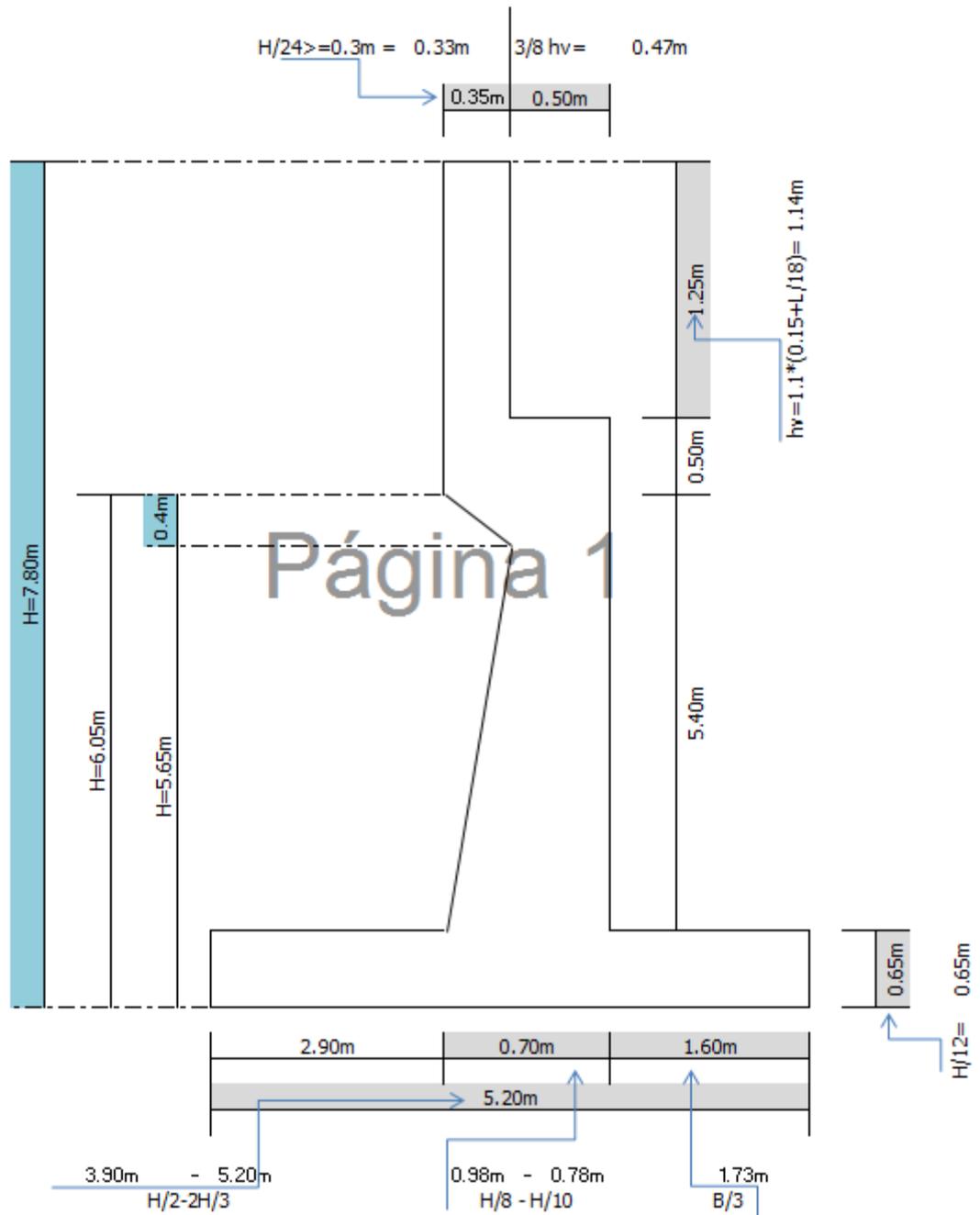


$$b = 2 * rec + 2 * diam. estrib. + (\#barras - 1) * dist. barras + \#barras * diam. barras$$

$$b = 2 * 5.08 + 2 * 0.95 + (4 - 1) * 2.385 + 4 * 1.59 = 25.58 \text{ cm}$$

DISEÑO DEL ESTRIBO DEL PUENTE TINAS

Predimensionamiento

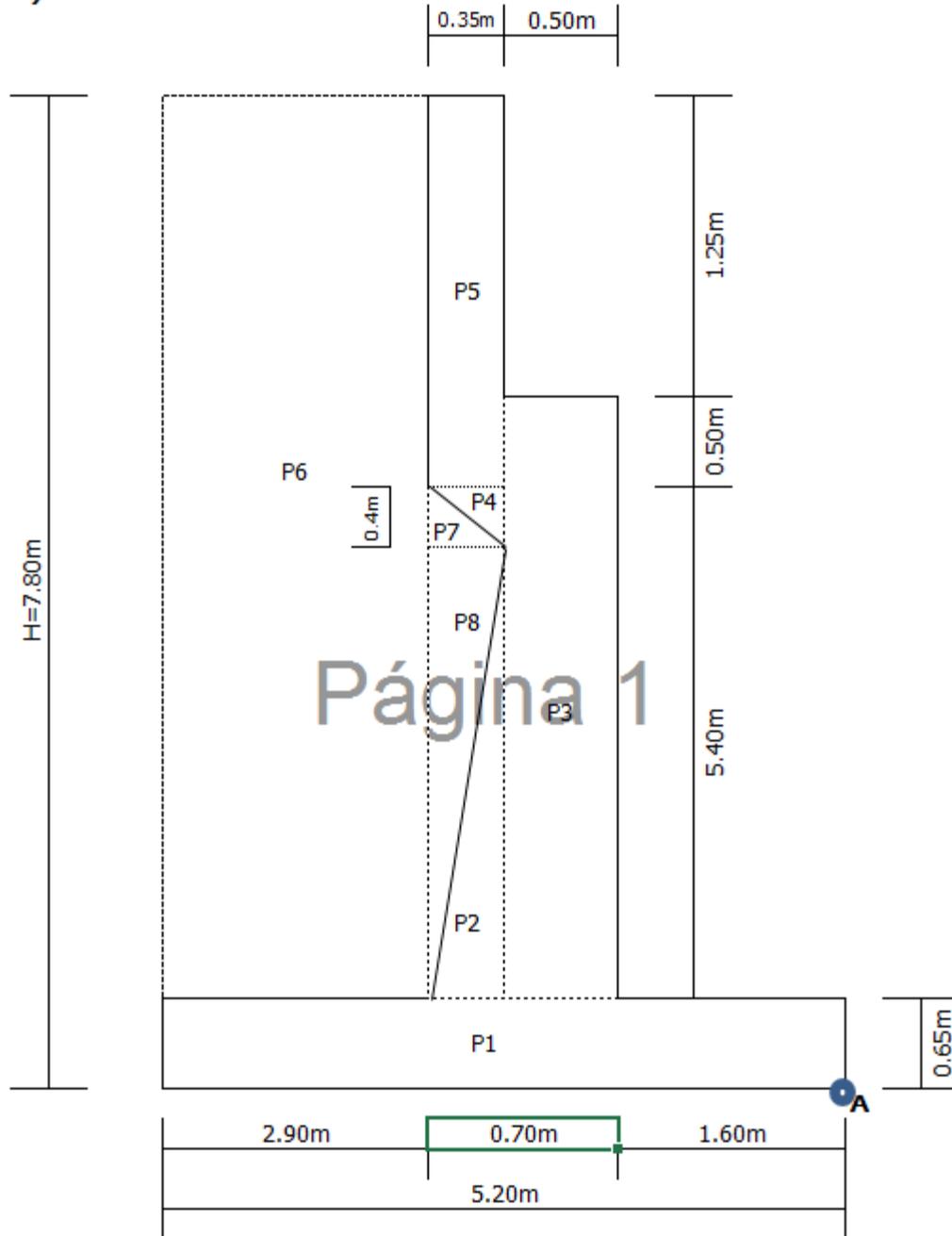


DATOS:

$\gamma_{\text{hormigon}} = 2.40 \text{ tn/m}^3$

$\gamma_{\text{material}} = 1.80 \text{ tn/m}^3$ $\theta = 35^\circ$

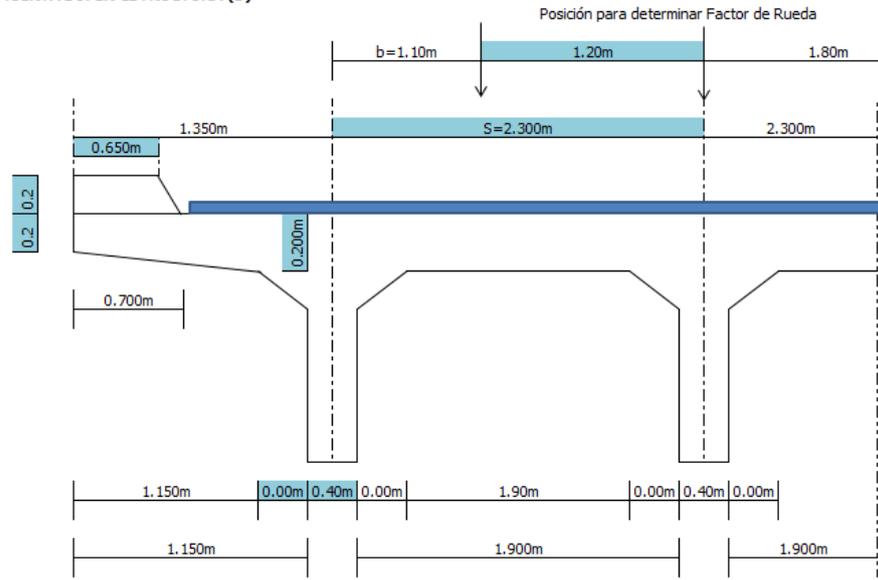
a) MUERTA INFRAESTRUCTURA



"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"

P	Volumen	Carga (P)	BRAZO DE PALANCA		MOMENTOS RESPECTO A	
			XA	YA	MPXA	MPYA
P1	3.38m ³	8.11Ton	2.600m	0.325m	21.091T-m	2.636T-m
P2	0.50m ³	1.20Ton	2.217m	2.317m	2.660T-m	2.780T-m
P3	2.95m ³	7.08Ton	1.850m	3.600m	13.098T-m	25.488T-m
P4	0.07m ³	0.17Ton	2.217m	5.917m	0.372T-m	0.994T-m
P5	0.61m ³	1.47Ton	2.125m	6.925m	3.124T-m	10.180T-m
P6	20.74m ³	37.32Ton	3.750m	4.225m	139.961T-m	157.690T-m
P7	0.07m ³	0.13Ton	2.333m	5.783m	0.294T-m	0.729T-m
P8	0.88m ³	1.58Ton	2.333m	3.983m	3.675T-m	6.274T-m
		57.05Ton			184.276T-m	206.770T-m

b) CARGA MUERTA SUPER-ESTRUCTURA (D)



Element Superestructura	Volumen	WS	YA	MDSA
Capa de rodadura	0.180m ³	0.396T/m	1.275m	0.505T-m
Aceras	0.270m ³	0.648T/m	1.350m	0.875T-m
Tablero (Losa)	0.540m ³	1.296T/m	1.150m	1.490T-m
Volados	0.460m ³	1.104T/m	1.150m	1.270T-m
Vigas	0.840m ³	2.016T/m	0.525m	1.058T-m
Cartelas	0.000m ³	0.000T/m	1.050m	0.000T-m
		5.460T/m		5.198T-m

Diafragmas	Espesor	Volumen	P
Diafragma de apoyo	0.250m	0.499m ³	2.39Ton
			2.39Ton

$$D = \frac{L + b}{2} * Ws + P = \frac{16 + 0.5}{2} * 5.46 + 2.39 = 9.49 \text{ ton}$$

$$XA = \frac{b}{2} + el\ dedo = \frac{0.5}{2} + 1.60 = 1.85\ m$$

$$MAD = D * XA = 9.49 * 1.85 = 17.55\ tn - m$$

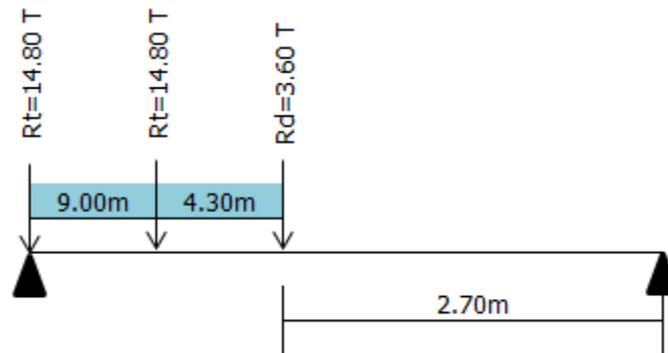
c) CARGA VIVA SUPER-ESTRUCTURA (L)

Cortante:

$$Fr = P * \left(1 + \frac{b}{s}\right) = P * \left(1 + \frac{1.10}{2.50}\right) = 1.48 * P$$

Momento:

$$Fr = \frac{S}{1.80} * P = \frac{2.3}{1.8} * P = 1.28 * P$$

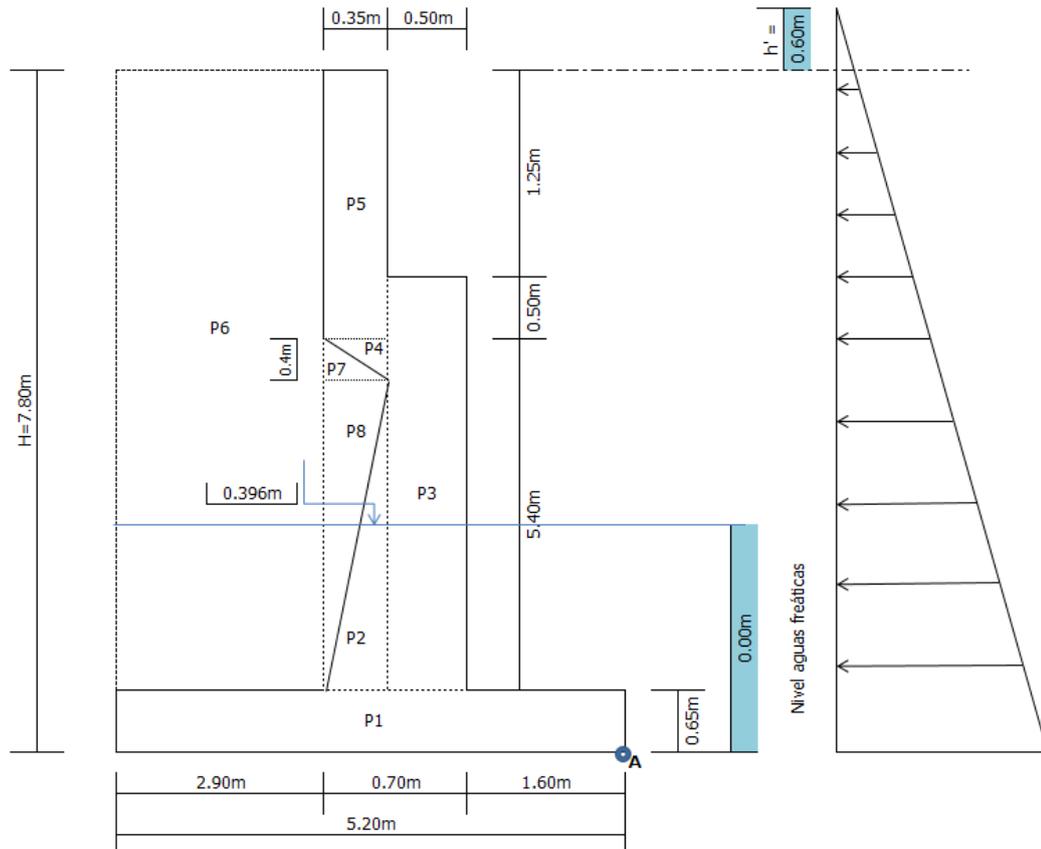


$$RL = \frac{(14.8 * 1.48 * 16 + 14.8 * 1.28 * 7 + 3.6 * 1.28 * 2.7) * 5}{16 * 5} = 30.93\ ton$$

$$XA = \frac{b}{2} + el\ dedo = \frac{0.5}{2} + 1.6 = 1.85\ m$$

$$MAL = RL * XA = 30.93 * 1.85 = 57.22\ tn - m$$

d) FLOTACION (B)



Element	Volumen	W	XA	MBA
Cimiento	3.380m ³	3.380T/m	2.600m	8.788T-m
		3.380T/m		8.788T-m

$$MAB = 8.788 \text{ tn} - m$$

e) VIENTO (W)

e.1) Carga Muerta

$$\text{Coef. Viento} = 0.10 \text{ tn/m}^2$$

$$\text{Longitud} = L - b = 16 - 0.50 = 15.50 \text{ m}$$

$$\text{Altura} = 1.25 + 0.20 = 1.45 \text{ m}$$

$$WD = \frac{\text{Coef. vien} * \text{long} * \text{altu}}{A} = \frac{0.1 * 15.50 * 1.45}{5} = 0.450 \text{ ton}$$

Viento	W	YA	MWDA
Viga+tablero+acera	0.450T/m	7.033m	3.161T-m
			3.161T-m

e.2) Carga Viva

$$WL = 0.6 * \frac{L + b}{A} = 0.6 * \frac{16 + 0.5}{5} = 1.980 \text{ ton}$$

$$YA = H + h' = 7.80 + 0.60 = 8.40 \text{ m}$$

$$MWLA = WL * YA = 1.98 * 8.40 = 16.632 \text{ tn} - \text{m}$$

f) FUERZA LONGITUDINAL (LF)

$$N^{\circ} \text{ CARRILES} = 1$$

$$\% \text{ Carga viva} = 5\%$$

$$FL = \frac{16 * \%C.V * N^{\circ}C}{5} = \frac{16 * \%5 * 1}{5} = 0.160 \text{ tn}$$

$$YA = H + 0.6 = 7.80 + 0.6 = 8.40 \text{ m}$$

$$MFLA = FL * YA = 0.160 * 8.40 = 1.344 \text{ tn} - \text{m}$$

g) EMPUJE DE TIERRAS (Et)

$$h' = 0.60 \text{ m}$$

$$\theta = 35^{\circ}$$

$$\gamma \text{ material} = 1.80 \text{ tn/m}^3$$

$$KA = \tan^2 \left(45^{\circ} - \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left(45^{\circ} - \frac{35}{2} \right) = 0.271$$

$$KP = \frac{1}{KA} = \frac{1}{0.271} = 4$$

$$E = \frac{1}{2} * \gamma_s * KA * H * (H + 2 * h') = \frac{1}{2} * 1.80 * 0.271 * 7.8 * (7.8 + 2 * 0.6) \\ = 17.12 \text{ tn}$$

$$Y = \frac{H}{3} * \frac{H + 3 * h'}{H + 2 * h'} = \frac{7.8}{3} * \frac{7.8 + 3 * 0.6}{7.8 + 2 * 0.6} = 2.773 \text{ m}$$

$$MEtA = E * Y = 17.12 * 2.773 = 47.483 \text{ tn} - \text{m}$$

h) FUERZA DE SISMO (EQ)

h.1) Infraestructura (I)

- Datos: Obtenidos de a) Carga Muerta

✓ Carga (P) = 57.05 Ton

✓ MYA = 206.77 T/m

$$EQ_i = (0.04 - 0.06) * P = 0.05 * 57.05 = 2.85 \text{ ton}$$

$$Y = \frac{MYA}{P} = \frac{206.77}{57.05} = 3.62 \text{ m}$$

$$MEQ_{iA} = 2.85 * 3.62 = 10.339 \text{ t - m}$$

h.2) Super-estructura (S)

- Datos: Obtenidos de b) Carga Muerta Superestructura

✓ W_s = 5.46 Ton/m

✓ MD_{sa} = 5.198 tn-m

✓ D = 9.49 ton

Peso de Super-estructura

$$D * A * 2 = 9.49 * 5 * 2 = 94.88 \text{ ton}$$

$$EQ_s = (0.04 - 0.06) * P = \frac{0.05 * 94.88}{5} = 0.95 \text{ ton}$$

$$Y = \frac{MD_{sa}}{W_s} = \frac{5.198}{5.460} = 0.95 \text{ m}$$

$$Y_s = (H - h_{viga}) + Y = (7.8 - 1.25) + 0.95 = 7.50 \text{ m}$$

$$MEQ_{sA} = Y_s * EQ_s = 7.50 * 0.95 = 7.118 \text{ t - m}$$

ESTABILIDAD

RESUMEN DE SOLICITACIONES						
No	TIPO	SIMBOLO	SENTIDO	CARGA	SIMBOLO	MOMENTO
1	Muerta Superestructura	D	↓	9.488Ton	M _{AD}	17.552T-m
2	Viva Superestructura	L	↓	30.928Ton	M _{AL}	57.217T-m
3	Flotación	B	↑	3.380Ton	M _{BA}	8.788T-m
4	Viento D	WD	→	0.450Ton	MW _{DA}	3.161T-m
5	Viento L	WL	→	1.980Ton	MW _{LA}	16.632T-m
6	Fuerza Longitud.	LF	→	0.160Ton	MF _{AL}	1.344T-m
7	Empuje de tierra	Et	→	17.121Ton	ME _{TA}	47.483T-m
8	Sismo Infraestructura	EQ _I	→	2.853Ton	MEQ _{IA}	10.339T-m
9	Sismo Superestructura	EQ _S	→	0.949Ton	MEQ _{SA}	7.118T-m
10	Muerta Infraestructura	P	↓	57.054Ton	MPX _A	184.276T-m

ANALISIS DE ESTABILIDAD

No	COMBINACION	FUERZAS RESISTENTES (Ton)												
		D ↓	L ↓	B ↑	WD →	WL →	LF →	Et →	EQ _I →	EQ _S →	P ↓	↓ nZF ↑	nZF →	
1	GI: Estribo sin cargas			3.380Ton				17.121Ton				57.054Ton	53.674Ton	17.121Ton
2	GI: Estribo con cargas	9.488Ton	30.928Ton	3.380Ton				17.121Ton				57.054Ton	94.090Ton	17.121Ton
3	GII: Estribo cargado 125%	9.488Ton		3.380Ton	0.450Ton			17.121Ton				57.054Ton	63.162Ton	17.571Ton
4	GIII: Estribo cargado (0.3WD) 125%	9.488Ton	30.928Ton	3.380Ton	0.135Ton	1.980Ton	0.160Ton	17.121Ton				57.054Ton	94.090Ton	19.396Ton
5	GVII: Estribo cargado 133%	9.488Ton		3.380Ton				17.121Ton	2.853Ton	0.949Ton		57.054Ton	63.162Ton	20.923Ton

No	COMBINACION	MOMENTOS RESISTENTES (T-M)												
		D ↓	L ↓	B ↑	WD →	WL →	LF →	Et →	EQ _I →	EQ _S →	P ↓	↓ nZM ↑	nZM →	
1	GI: Estribo sin cargas			8.788T-m				47.483T-m				184.276T-m	175.49T-m	47.483T-m
2	GI: Estribo con cargas	17.552T-m	57.217T-m	8.788T-m				47.483T-m				184.276T-m	250.26T-m	47.483T-m
3	GII: Estribo cargado 125%	17.552T-m		8.788T-m	3.161T-m			47.483T-m				184.276T-m	193.04T-m	50.644T-m
4	GIII: Estribo cargado (0.3WD) 125%	17.552T-m	57.217T-m	8.788T-m	0.948T-m	16.632T-m	1.344T-m	47.483T-m				184.276T-m	250.26T-m	66.407T-m
5	GVII: Estribo cargado 133%	17.552T-m		8.788T-m				47.483T-m	10.339T-m	7.118T-m		184.276T-m	193.04T-m	64.939T-m

No	COMBINACION	a	a entre este rango			L	σ _{máx}	σ _{mín}	FV	FD	CUMPLIMIENTO		OBSERVACION
			L/1.5z	≥L/3	FV						FD		
1	GI: Estribo sin cargas	2.38m	OK	OK	5.20m	12.88T/m ²	7.76T/m ²	3.696	1.567	OK	OK	Base estribo	
2	GI: Estribo con cargas	2.16m	OK	OK	5.20m	27.38T/m ²	8.81T/m ²	5.270	2.748	OK	OK		
3	GII: Estribo cargado 125%	2.25m	OK	OK	5.20m	13.59T/m ²	5.84T/m ²	3.812	1.797	OK	OK		
4	GIII: Estribo cargado (0.3WD) 125%	1.95m	OK	OK	5.20m	25.27T/m ²	3.69T/m ²	3.769	2.425	OK	OK		
5	GVII: Estribo cargado 133%	2.03m	OK	OK	5.20m	15.16T/m ²	3.11T/m ²	2.973	1.509	OK	OK	Base estribo	

$$1. GI: (D + L + E + B)100\% - - - L = 0$$

$$2. GI: (D + L + E + B) 100\%$$

$$3. GII: (D + E + B + W) 125\%$$

$$4. GIII: (D + L + E + B + 0.3 W) 125\%$$

$$5. GVII: (D + E + B + EQ) 133\%$$

DISEÑO DE LA PANTALLA

$$h' = 0.60 m$$

$$\theta = 35^\circ$$

$$\gamma_{material} = 1.80 tn/m^3$$

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"

$$Recubrimiento = 0.07$$

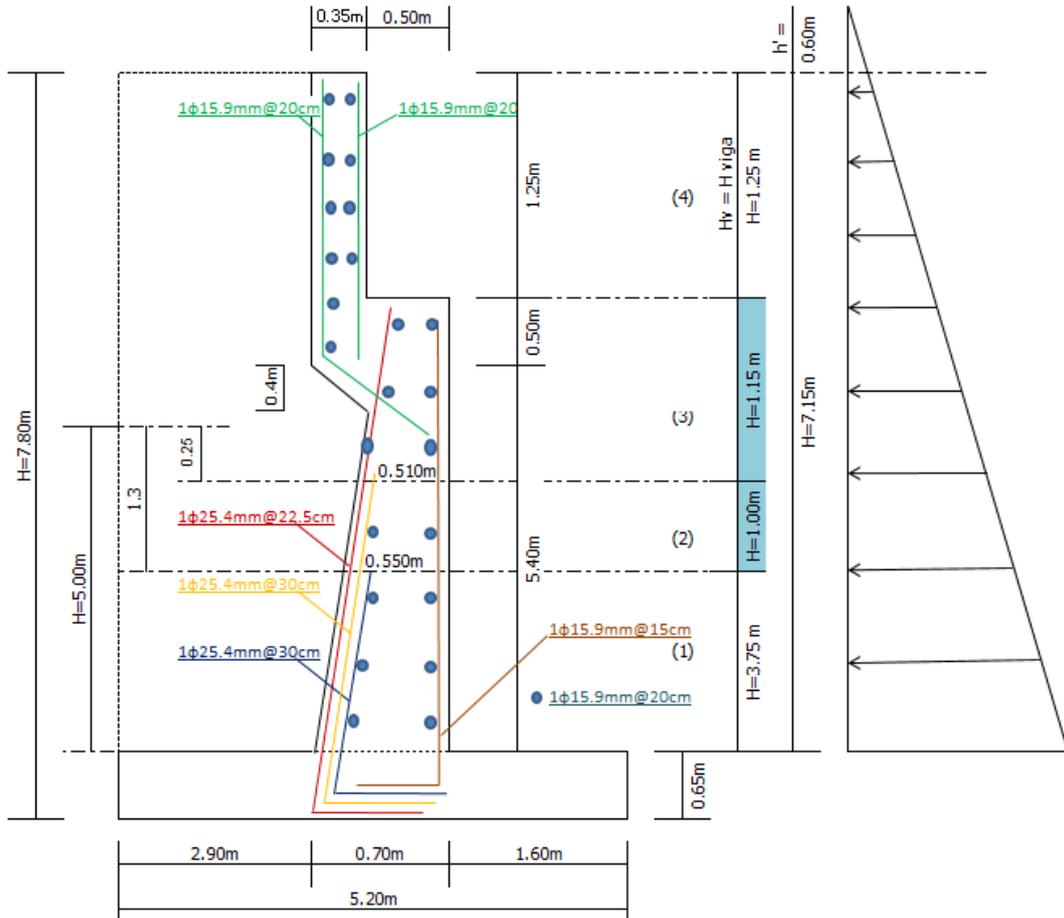
$$KA = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{35}{2} \right) = 0.271$$

$$KP = \frac{1}{KA} = \frac{1}{0.271} = 4$$

$$E = \frac{1}{2} * \gamma_s * KA * H * (H + 2 * h') = \frac{1}{2} * 1.80 * 0.271 * 7.15 * (7.15 + 2 * 0.6)$$

$$E = 14.56 \text{ tn}$$

$$Y = \frac{H}{3} * \frac{H + 3 * h'}{H + 2 * h'} = \frac{7.15}{3} * \frac{7.15 + 3 * 0.6}{7.15 + 2 * 0.6} = 2.555 \text{ m}$$



ARMADURA EN LA PANTALLA														
FRANJA	H (m)	Y (m)	M (t-m / m)	Mu	d (m)	K (Kg/cm ²)	ρ	As cm ² /m	As min	As colocar	θ (mm)	S calculo (cm)	S asumido (cm)	As colocado (cm ²)
1	7.15m	2.555m	37.197T-m	59.515T-m	0.630m	14.995m	0.0044	27.52cm ²	21.00	27.52	25mm	18cm	17.5cm	28.955
2	3.40m	1.28m	4.887T-m	7.819T-m	0.480m	3.394m	0.0010	4.61cm ²	16.00	16.00	25mm	32cm	30.0cm	16.890
3	2.40m	0.93m	1.967T-m	3.147T-m	0.440m	1.625m	0.0005	2.02cm ²	14.67	14.67	25mm	35cm	30cm	16.890
4	1.25m	0.52m	0.387T-m	0.620T-m	0.280m	0.791m	0.0002	0.62cm ²	9.33	9.33	16mm	21cm	20cm	9.928

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"

ARMADURA DE DISTRIBUCION (LADO SIN RELLENO)														
EJE	H (m)	Y (m)	M (t-m /m)	Mu 1.60 M	d (m)	K (Kg/cm ²)	ρ _{norma}	As cm ² /m	As min	As colocar	ϕ (mm)	S calculo (cm)	S asumido (cm)	As colocado (cm ²)
Lado relleno					0.700m	0.000m	0.0016	11.20cm ²	0.00	11.20	16mm	18cm	15cm	13.237

ARMADURA DE DISTRIBUCION														
EJE	H (m)	Y (m)	M (t-m /m)	Mu 1.60 M	d (m)	K (Kg/cm ²)	ρ _{norma}	As cm ² /m	As min	As colocar	ϕ (mm)	S calculo (cm)	S asumido (cm)	As colocado (cm ²)
2 lados					0.557m	0.000m	0.0012	8.40cm ²	0.00	8.40	16mm	24cm	20cm	9.928

DISEÑO DEL DEDO

$$E = \frac{1}{2} * \gamma_s * KA * H * (H + 2 * h') = \frac{1}{2} * 1.80 * 0.271 * 7.15 * (7.15 + 2 * 0.6)$$

$$= 17.12 \text{ tn}$$

Para GI: Cargado	↓ nΣM ↑ = 250.257T-m
	nΣM → = 47.483T-m
	↓ nΣF ↑ = 94.090T-m

$$Mr = Me - Mv = 250.257 - 47.483 = 202.774 \text{ tn} - m$$

$$X = \frac{Mr}{n\Sigma F} = \frac{202.774}{94.090} = 2.155 \text{ m}$$

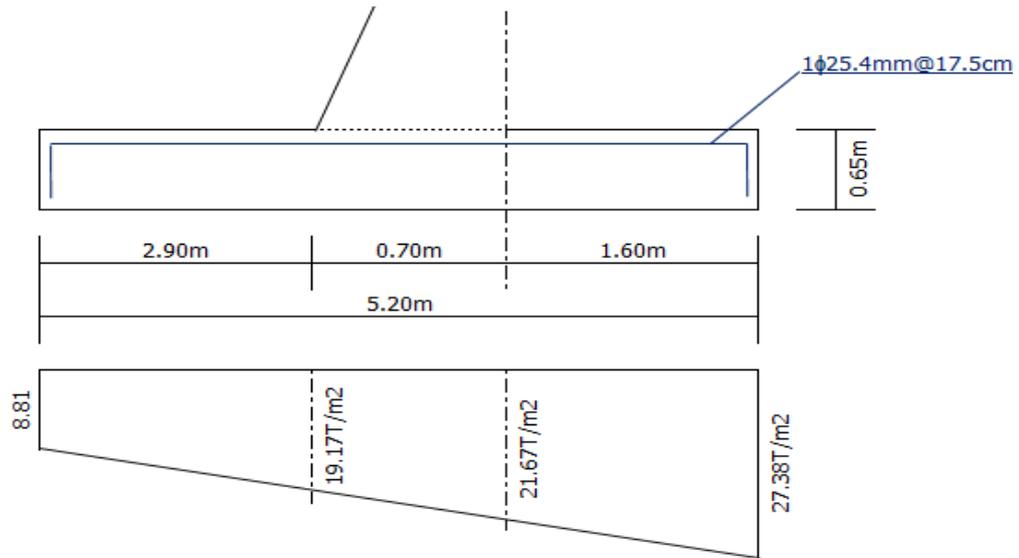
$$e = \frac{B}{2} - X = \frac{5.2}{2} - 2.155 = 0.445 \text{ m}$$

Si e<B/6:

$$q1 = \frac{n\Sigma F}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) < qa = \frac{94.090}{5.2} * \left(1 + 6 * \frac{0.445}{5.2}\right) = 27.38 \text{ Tn}/m^2$$

$$q2 = \frac{n\Sigma F}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) < qa = \frac{94.090}{5.2} * \left(1 - 6 * \frac{0.445}{5.2}\right) = 8.81 \frac{\text{Tn}}{m^2}$$

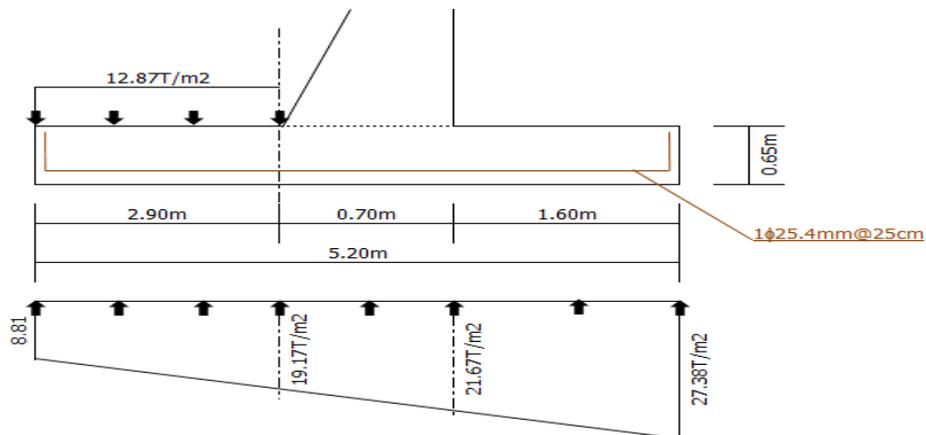
"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"



$$M = L^2 * \frac{q1 + 2 * q2}{6} = 1.60^2 * \frac{21.67 + 2 * 27.38}{6} = 32.61 \text{ tn} - \text{m/m}$$

ARMADURA DEL DEDO (CONTACTO CON AGUA)												
M (t-m / m)	Mu 1.60 M	d (m)	K (Kg/cm ²)	ρ	As cm ² /m	As min	As colocar	ϕ (mm)	S calculo (cm)	S asumido (cm)	As colocado (cm ²)	
32.611T-m	52.177T-m	0.580m	15.511m	0.0045	26.24cm ²	19.33	26.24	25mm	19cm	18cm	28.955	

DISEÑO DEL TALON

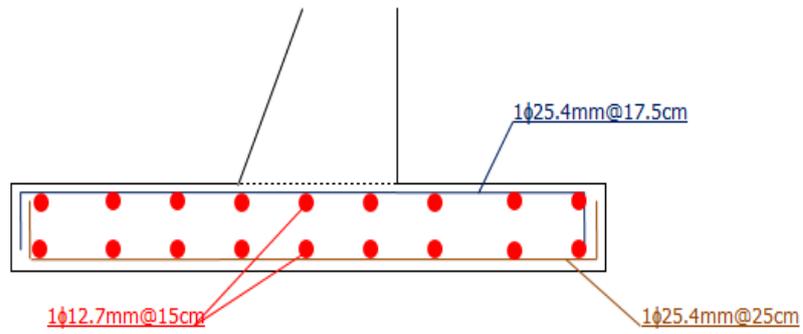


$$M = \frac{q * L^2}{2} - L^2 * \frac{q1 + 2 * q2}{6} = \frac{12.87 * 2.9^2}{2} - 2.90^2 * \frac{19.17 + 2 * 8.81}{6} = 2.568 \text{ tn} - \text{m}$$

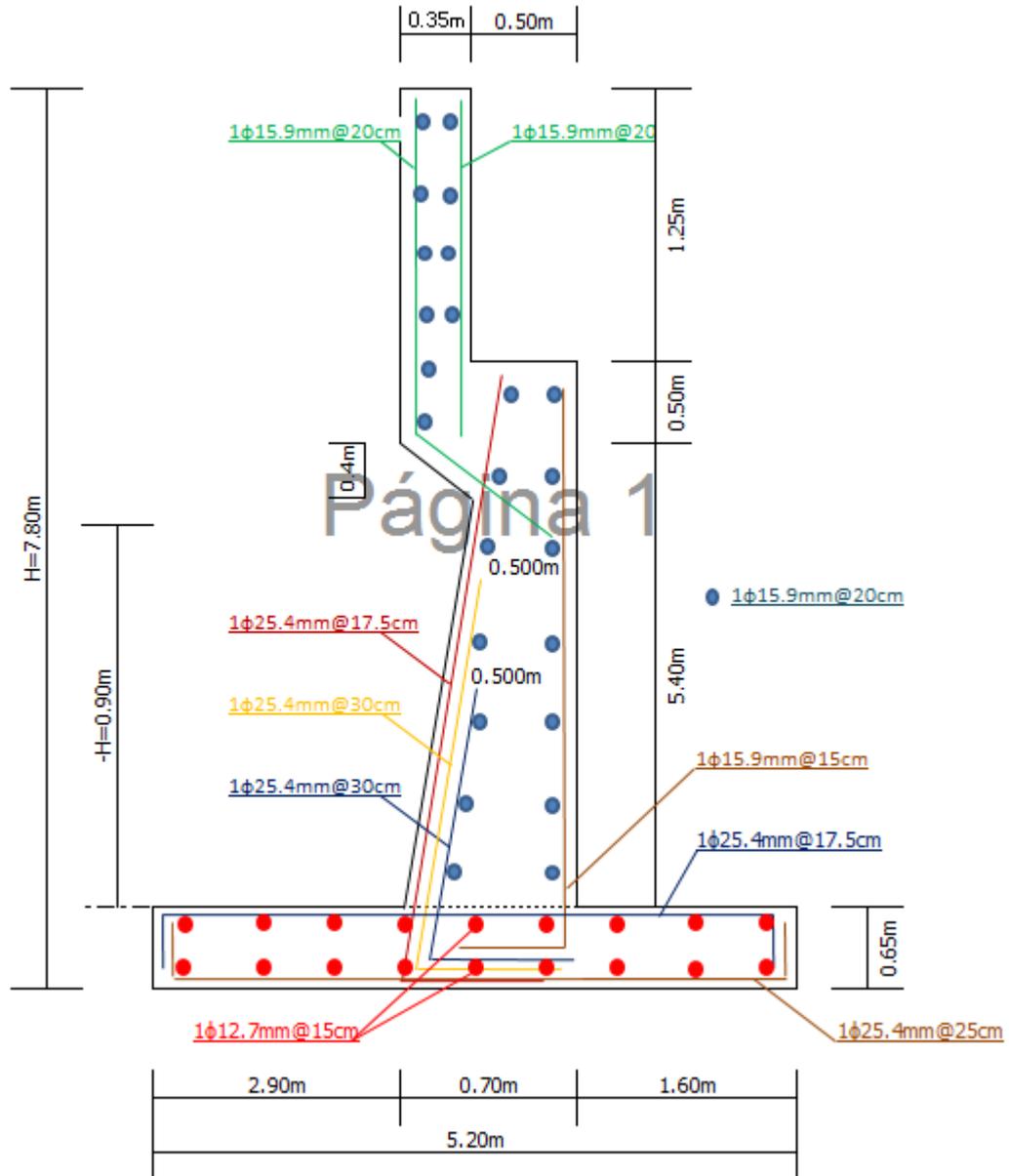
ARMADURA DEL TALON (CONTACTO CON RELLENO)												
M (t-m / m)	Mu 1.60 M	d (m)	K (Kg/cm ²)	ρ	As cm ² /m	As min	As colocar	ϕ (mm)	S calculo (cm)	S asumido (cm)	As colocado (cm ²)	
2.568T-m	4.109T-m	0.580m	1.222m	0.0003	1.99cm ²	19.33	19.33	25mm	26cm	25cm	20.268	

ARMADURA DE DISTRIBUCION

d (m)	K (Kg/cm ²)	ρ norma	As cm ² /m	As min	As colocar	ϕ (mm)	S calculo (cm)	S asumido (cm)	As colocado (cm ²)
0.650m	0.000m	0.0012	7.80cm ²		7.80	13mm	16cm	15cm	8.445



DISEÑO FINAL DEL ESTRIBO



CAPITULO V: DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1 Diseño de Cunetas

- Tiempo de concentración:

- Kirpich(1940)

$$T_c = 0.01947 * L^{0.77} * S^{-0.385}$$

L: Longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m.

$$L = 50 \text{ m}$$

S: Pendiente promedio de la cuenca, pies/pie.

$$S = 0.0800 \text{ m/m}$$

$$T_c = 0.01947 * 50^{0.77} * 0.080^{-0.385}$$

$$T_c = 1.05 \text{ min}$$

$$T_c = 0.02 \text{ hrs}$$

- Intensidad de lluvia

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n}$$

DATOS HIDROLÓGICOS		
K =	84.618	
m =	0.124	
n =	0.540	
T =	10	años
tc =	1.05	min
I =	109.84	mm/hr

METODO RACIONAL

$$C = 0.35$$

$$I = 109.84$$

$$A = 0.00150$$

$$Q = 0.278 * C * I * A$$

$$Q = 0.278 * 0.35 * 109.84 * 0.00150$$

$$Q = 0.02 \text{ m}^3/\text{s}$$

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"

	Q aporte	S	n	Y	ALTURA	ANCHO	A	R	Qmanig
CUNETA 1	0.016	0.12	0.04	0.11	0.30	0.75	0.015	0.04	0.016
CUNETA 2	0.279	0.08	0.04	0.35	0.35	0.88	0.154	0.13	0.279
CUNETA 3	0.224	0.09	0.04	0.32	0.32	0.79	0.124	0.12	0.224
CUNETA 4	0.495	0.10	0.04	0.42	0.42	1.05	0.221	0.16	0.495
CUNETA 5	0.311	0.07	0.04	0.37	0.37	0.93	0.173	0.14	0.311
CUNETA 6	0.018	0.03	0.04	0.15	0.30	0.75	0.029	0.06	0.018
CUNETA 7	0.199	0.07	0.04	0.32	0.32	0.80	0.127	0.12	0.199
CUNETA 8	0.103	0.03	0.04	0.29	0.30	0.75	0.105	0.11	0.103
CUNETA 9	0.267	0.12	0.04	0.32	0.32	0.80	0.129	0.12	0.267
CUNETA 10	0.206	0.06	0.04	0.33	0.33	0.82	0.135	0.12	0.206
CUNETA 11	0.118	0.06	0.04	0.27	0.30	0.75	0.089	0.10	0.118
CUNETA 12	0.334	0.06	0.04	0.39	0.39	0.98	0.191	0.15	0.334
CUNETA 13	0.338	0.05	0.04	0.41	0.41	1.03	0.214	0.15	0.338
CUNETA 14	0.177	0.12	0.04	0.28	0.30	0.75	0.095	0.10	0.177
CUNETA 15	0.132	0.04	0.04	0.31	0.31	0.76	0.117	0.11	0.132
CUNETA 16	0.326	0.07	0.04	0.38	0.38	0.96	0.185	0.14	0.326
CUNETA 17	0.220	0.10	0.04	0.31	0.31	0.77	0.117	0.11	0.220
CUNETA 18	0.308	0.03	0.04	0.43	0.43	1.09	0.235	0.16	0.308
CUNETA 19	0.216	0.03	0.04	0.38	0.38	0.94	0.177	0.14	0.216
CUNETA 20	0.345	0.04	0.04	0.43	0.43	1.08	0.233	0.16	0.345
CUNETA 21	0.274	0.07	0.04	0.36	0.36	0.90	0.161	0.13	0.274
CUNETA 22	0.351	0.03	0.04	0.46	0.46	1.15	0.267	0.17	0.351
CUNETA 23	0.160	0.10	0.04	0.27	0.30	0.75	0.095	0.10	0.160
CUNETA 24	0.132	0.04	0.04	0.30	0.30	0.75	0.110	0.11	0.132
CUNETA 25	0.178	0.02	0.04	0.38	0.38	0.94	0.176	0.14	0.178
CUNETA 26	0.047	0.08	0.04	0.18	0.30	0.75	0.040	0.07	0.047
CUNETA 27	0.177	0.11	0.04	0.28	0.30	0.75	0.096	0.10	0.177
CUNETA 28	0.188	0.11	0.04	0.28	0.30	0.75	0.101	0.11	0.188
CUNETA 29	0.116	0.06	0.04	0.27	0.30	0.75	0.091	0.10	0.116
CUNETA 30	0.136	0.05	0.04	0.29	0.30	0.75	0.106	0.11	0.136
CUNETA 31	0.143	0.06	0.04	0.29	0.30	0.75	0.102	0.11	0.143

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"

CUNETA 32	0.148	0.09	0.04	0.27	0.30	0.75	0.091	0.10	0.148
CUNETA 33	0.256	0.09	0.04	0.33	0.33	0.83	0.136	0.12	0.256
CUNETA 34	0.187	0.07	0.04	0.31	0.31	0.77	0.120	0.12	0.187
CUNETA 35	0.172	0.07	0.04	0.30	0.30	0.75	0.112	0.11	0.172
CUNETA 36	0.002	0.01	0.04	0.08	0.30	0.75	0.008	0.03	0.002
CUNETA 37	0.053	0.04	0.04	0.22	0.30	0.75	0.058	0.08	0.053
CUNETA 38	0.321	0.05	0.04	0.40	0.40	1.00	0.199	0.15	0.321
CUNETA 39	0.431	0.08	0.04	0.41	0.41	1.03	0.212	0.15	0.431
CUNETA 40	0.417	0.07	0.04	0.42	0.42	1.04	0.218	0.16	0.417
CUNETA 41	0.119	0.09	0.04	0.25	0.30	0.75	0.079	0.09	0.119
CUNETA 42	0.220	0.06	0.04	0.34	0.34	0.84	0.140	0.12	0.220
CUNETA 43	0.090	0.05	0.04	0.25	0.30	0.75	0.079	0.09	0.090
CUNETA 44	0.231	0.07	0.04	0.33	0.33	0.83	0.138	0.12	0.231
CUNETA 45	0.265	0.08	0.04	0.34	0.34	0.86	0.147	0.13	0.265
CUNETA 46	0.330	0.05	0.04	0.42	0.42	1.04	0.215	0.15	0.330
CUNETA 47	0.165	0.10	0.04	0.28	0.30	0.75	0.096	0.10	0.165
CUNETA 48	0.052	0.05	0.04	0.20	0.30	0.75	0.051	0.08	0.052
CUNETA 49	0.264	0.08	0.04	0.34	0.34	0.85	0.145	0.13	0.264
CUNETA 50	0.093	0.02	0.04	0.31	0.31	0.78	0.121	0.12	0.093
CUNETA 51	0.150	0.04	0.04	0.32	0.32	0.81	0.131	0.12	0.150
CUNETA 52	0.197	0.05	0.04	0.34	0.34	0.84	0.142	0.13	0.197
CUNETA 53	0.023	0.01	0.04	0.20	0.30	0.75	0.050	0.07	0.023
CUNETA 54	0.207	0.05	0.04	0.34	0.34	0.85	0.144	0.13	0.207
CUNETA 55	0.200	0.07	0.04	0.31	0.31	0.79	0.124	0.12	0.200
CUNETA 56	0.127	0.03	0.04	0.31	0.31	0.76	0.117	0.11	0.127
CUNETA 57	0.113	0.04	0.04	0.28	0.30	0.75	0.099	0.11	0.113
CUNETA 58	0.053	0.01	0.04	0.31	0.31	0.78	0.123	0.12	0.053
CUNETA 59	0.097	0.06	0.04	0.25	0.30	0.75	0.078	0.09	0.097
CUNETA 60	0.198	0.05	0.04	0.34	0.34	0.84	0.142	0.13	0.198
CUNETA 61	0.040	0.07	0.04	0.17	0.30	0.75	0.037	0.06	0.040
CUNETA 62	0.095	0.01	0.04	0.34	0.34	0.86	0.149	0.13	0.095

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"

CUNETA 63	0.067	0.08	0.04	0.21	0.30	0.75	0.053	0.08	0.067
CUNETA 64	0.094	0.09	0.04	0.23	0.30	0.75	0.065	0.08	0.094
CUNETA 65	0.351	0.06	0.04	0.40	0.40	1.00	0.200	0.15	0.351
CUNETA 66	0.223	0.05	0.04	0.35	0.35	0.87	0.153	0.13	0.223
CUNETA 67	0.321	0.06	0.04	0.39	0.39	0.99	0.194	0.15	0.321
CUNETA 68	0.317	0.02	0.04	0.47	0.47	1.17	0.275	0.17	0.317

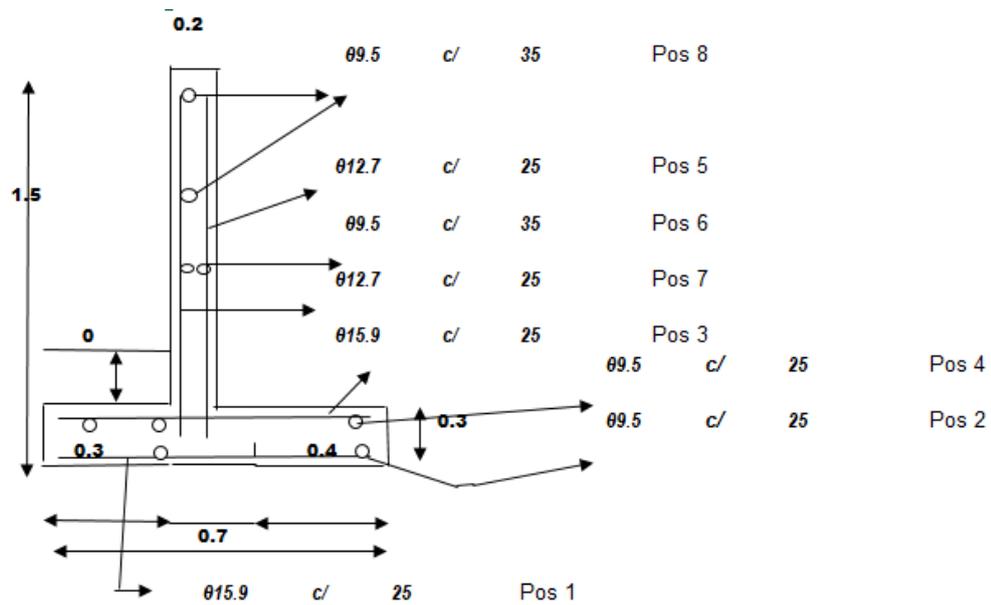
5.2 Diseño de alcantarillas

	Q TOTAL	S	n	D	Y	D (pulg)
ALCANT. N°1	0.236	0.31	0.024	0.287	0.22	24
ALCANT. N°2	0.681	0.43	0.024	0.402	0.30	24
ALCANT. N°3	1.114	0.34	0.024	0.505	0.38	24
ALCANT. N°4	1.717	0.34	0.024	0.595	0.45	24
ALCANT. N°5	0.370	0.32	0.024	0.338	0.25	24
ALCANT. N°6	0.206	0.44	0.024	0.255	0.19	24
ALCANT. N°7	1.545	0.32	0.024	0.576	0.43	24
ALCANT. N°8	1.699	0.43	0.024	0.552	0.41	24
ALCANT. N°9	0.338	0.33	0.024	0.325	0.24	24
ALCANT. N°10	0.309	0.32	0.024	0.315	0.24	24
ALCANT. N°11	0.528	0.10	0.024	0.483	0.36	24
ALCANT. N°12	0.674	0.36	0.024	0.413	0.31	24
ALCANT. N°13	1.076	0.25	0.024	0.528	0.40	24
ALCANT. N°14	0.345	0.32	0.024	0.329	0.25	24
ALCANT. N°15	0.274	0.44	0.024	0.284	0.21	24
ALCANT. N°16	0.351	0.11	0.024	0.404	0.30	24
ALCANT. N°17	0.292	0.37	0.024	0.301	0.23	24
ALCANT. N°18	0.341	0.03	0.024	0.502	0.38	24
ALCANT. N°19	0.224	0.24	0.024	0.295	0.22	24
ALCANT. N°20	0.188	0.04	0.024	0.387	0.29	24
ALCANT. N°21	0.116	0.22	0.024	0.235	0.18	24
ALCANT. N°22	1.082	0.21	0.024	0.545	0.41	24
ALCANT. N°23	0.143	0.32	0.024	0.237	0.18	24
ALCANT. N°24	0.148	0.46	0.024	0.224	0.17	24
ALCANT. N°25	0.256	0.45	0.024	0.276	0.21	24
ALCANT. N°26	0.187	0.41	0.024	0.250	0.19	24
ALCANT. N°27	0.174	0.30	0.024	0.258	0.19	24
ALCANT. N°28	0.752	0.15	0.024	0.507	0.38	24
ALCANT. N°29	0.623	0.32	0.024	0.410	0.31	24
ALCANT. N°30	0.430	0.48	0.024	0.331	0.25	24
ALCANT. N°31	0.309	0.33	0.024	0.314	0.24	24
ALCANT. N°32	0.231	0.42	0.024	0.269	0.20	24
ALCANT. N°33	0.914	0.44	0.024	0.445	0.33	24
ALCANT. N°34	0.514	0.39	0.024	0.367	0.28	24
ALCANT. N°35	0.684	0.29	0.024	0.433	0.32	24
ALCANT. N°36	0.552	0.15	0.024	0.452	0.34	24

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"

ALCANT. N°37	0.105	0.31	0.024	0.211	0.16	24
ALCANT. N°38	0.407	0.47	0.024	0.326	0.24	24
ALCANT. N°39	0.240	0.50	0.024	0.264	0.20	24
ALCANT. N°40	4.042	0.21	0.024	0.894	0.67	36
ALCANT. N°41	0.767	0.42	0.024	0.422	0.32	24
ALCANT. N°42	0.329	0.46	0.024	0.302	0.23	24
ALCANT. N°43	0.456	0.49	0.024	0.337	0.25	24
ALCANT. N°44	2.422	0.38	0.024	0.662	0.50	36
ALCANT. N°45	1.346	0.37	0.024	0.534	0.40	24
ALCANT. N°46	0.317	0.39	0.024	0.307	0.23	24

5.2.1 Diseño Estructural

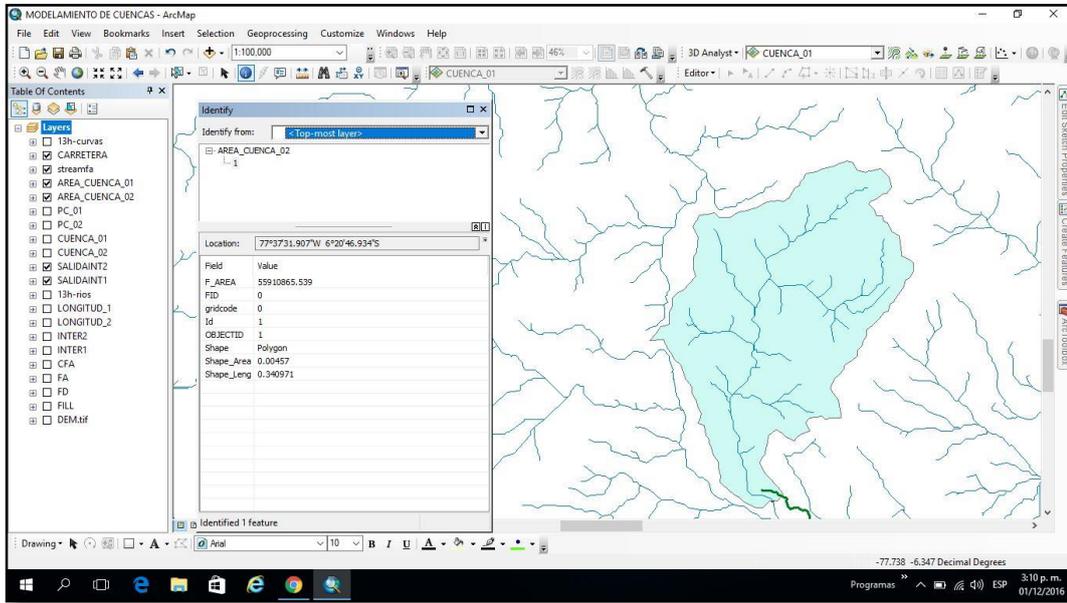


5.3 Diseño de Puentes:

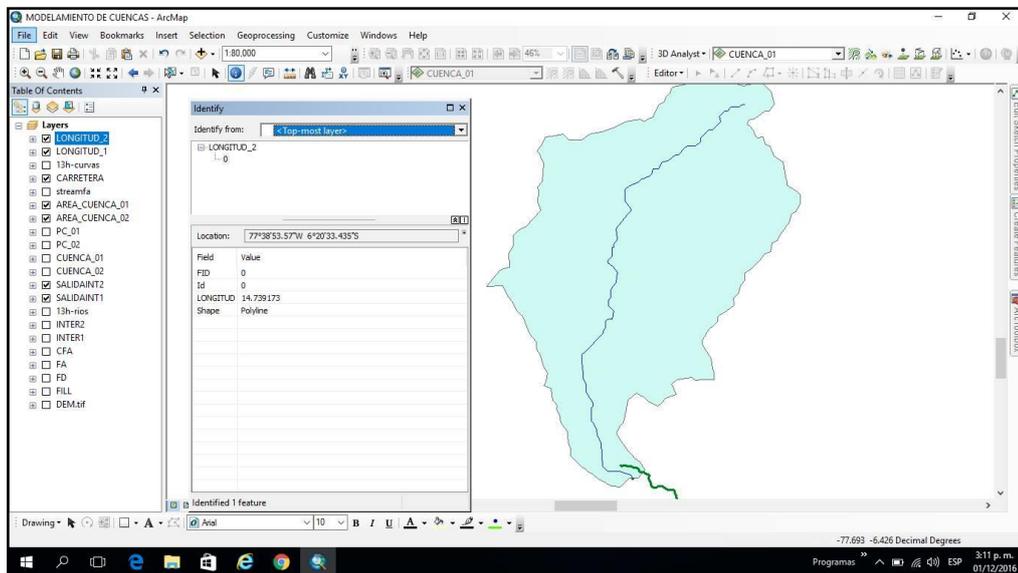
5.3.1 Resultados De Programas

5.3.1.1 Puente Tinas

- Arc Gis:



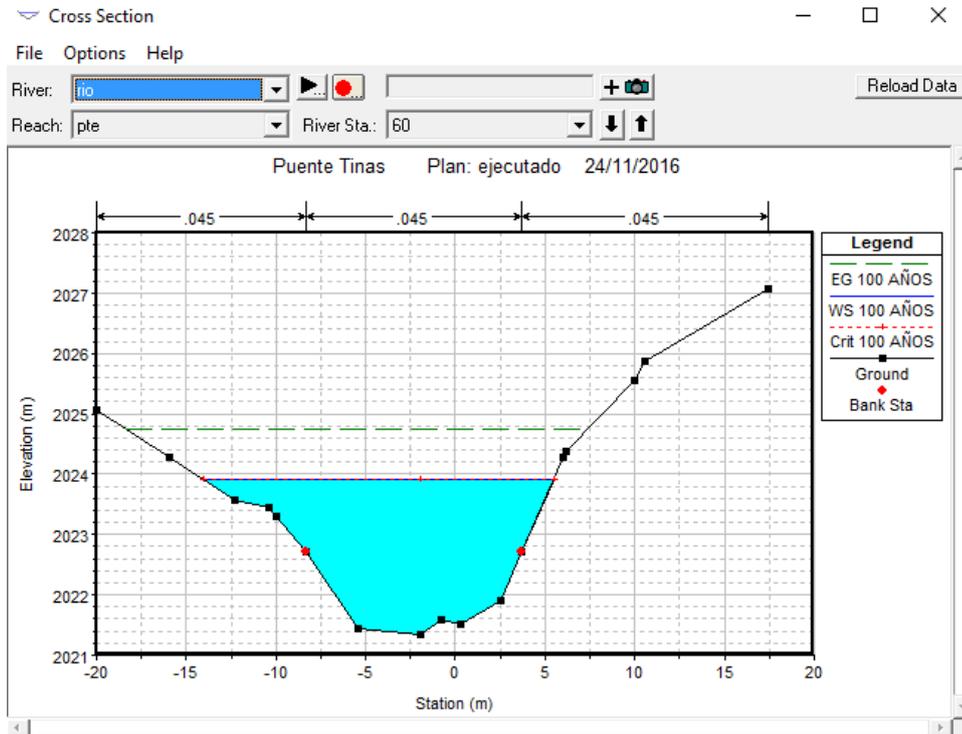
➤ Área de cuenca del rio tinas $A = 55.911 \text{ Km}^2$



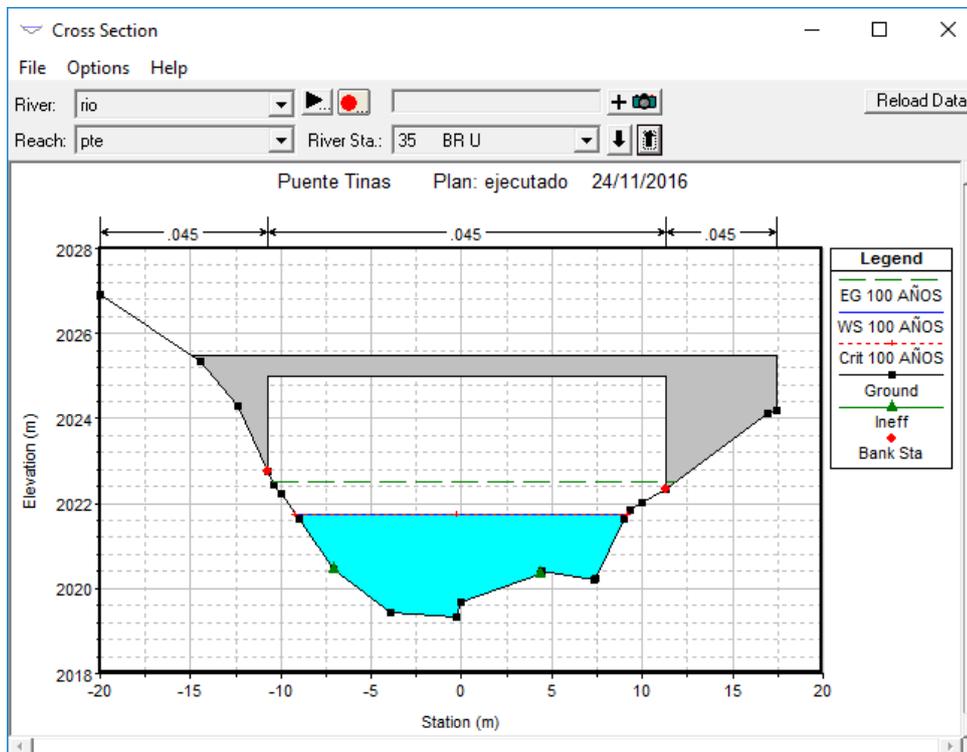
longitud del rio principal de cuenca $L = 14739.17 \text{ ml}$

“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA, PROVINCIA CHACHAPOYAS”

- Hec Ras

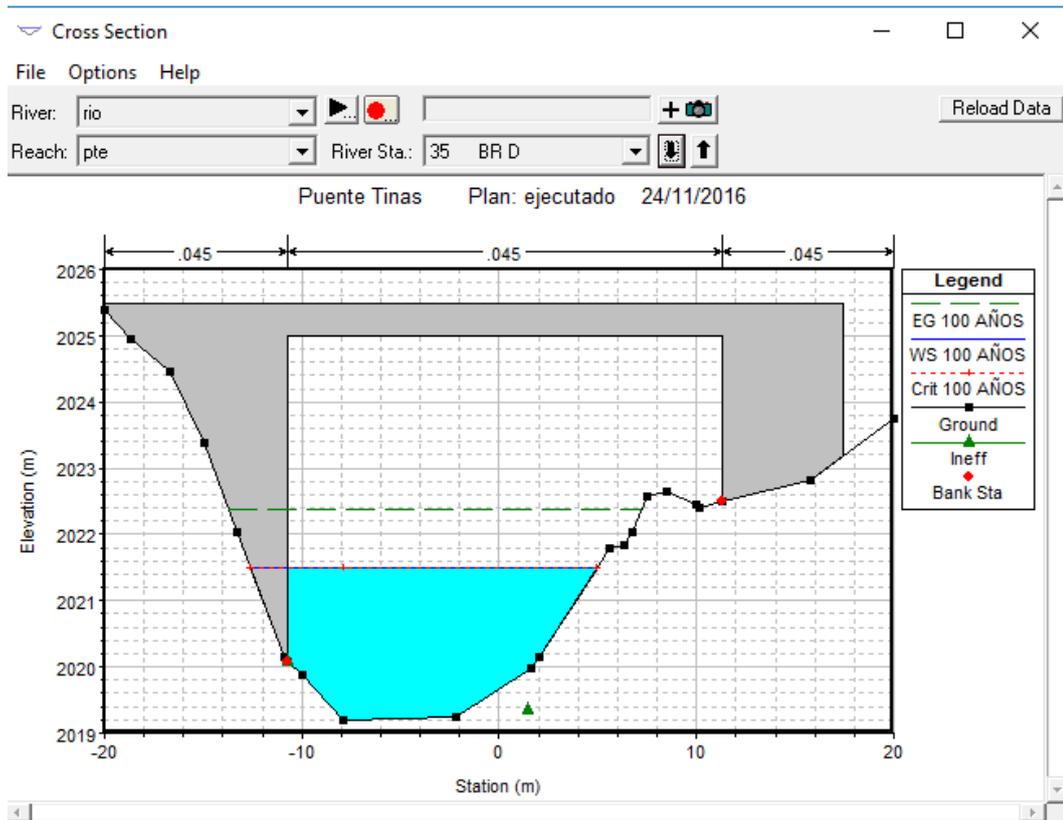


Modelación hidráulica en la Sección aguas Arriba

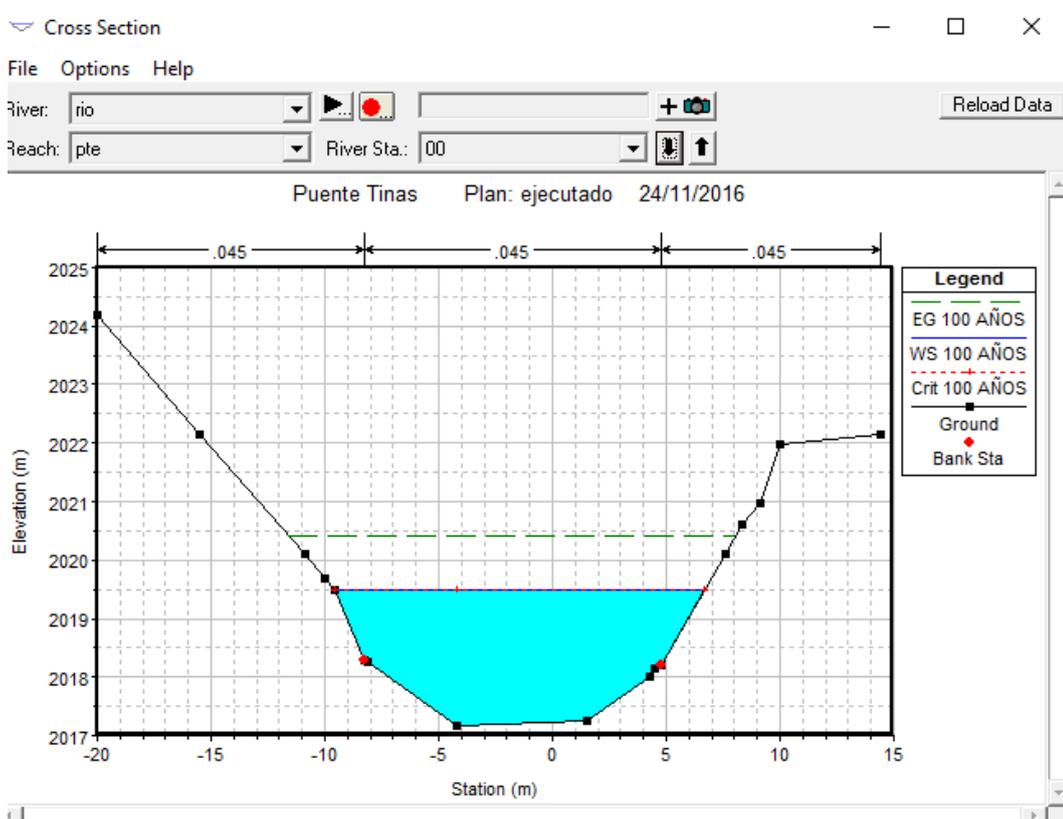


Modelación hidráulica en la Sección donde se ubica el Puente Tinas

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"

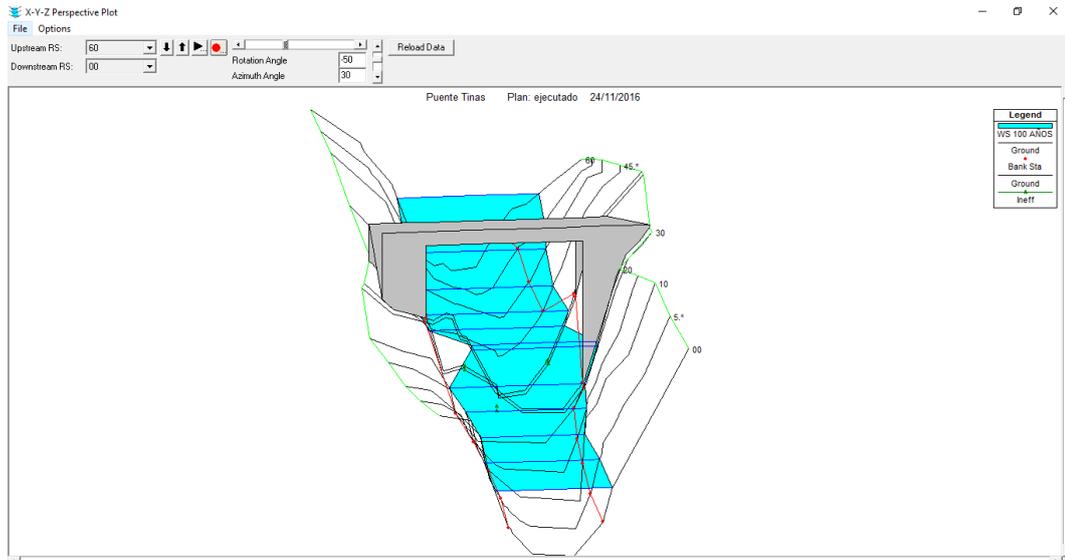


Modelación hidráulica en la Sección donde se ubica el Puente Tinas



Modelación hidráulica en la Sección Aguas Abajo

**“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS”**



Modelación hidráulica Vista 3D

Tabla de resultados

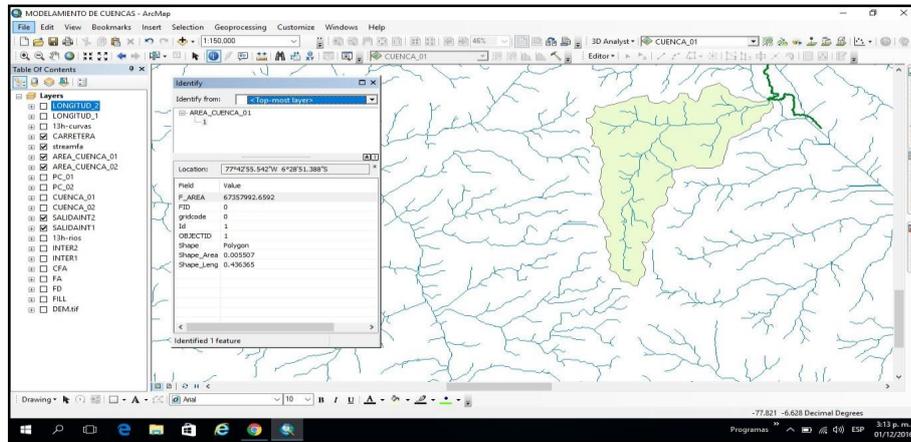
Profile Output Table - Standard Table 1												
HEC-RAS Plan: 1 River: rio Reach: pte Profile: 100 AÑOS												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
pte	60	100 AÑOS	115.22	2021.34	2023.92	2023.92	2024.76	0.013125	4.16	30.14	19.53	0.90
pte	55.*	100 AÑOS	115.22	2021.09	2023.52	2023.52	2024.34	0.015155	4.05	29.80	19.59	0.95
pte	50	100 AÑOS	115.22	2020.83	2023.16	2023.16	2023.98	0.015445	4.06	29.74	19.15	0.96
pte	45.*	100 AÑOS	115.22	2020.08	2022.45	2022.45	2023.28	0.016437	4.04	29.23	18.76	0.98
pte	40	100 AÑOS	115.22	2019.33	2022.16	2021.74	2022.64	0.009459	3.08	37.43	20.49	0.73
pte	35	Bridge										
pte	30	100 AÑOS	115.22	2019.20	2021.48	2021.48	2022.31	0.016288	4.06	29.09	17.51	0.97
pte	20	100 AÑOS	115.22	2018.77	2020.78	2020.78	2021.61	0.016468	4.04	29.14	18.64	0.98
pte	15.*	100 AÑOS	115.22	2018.33	2020.50	2020.50	2021.39	0.015916	4.20	28.25	16.62	0.97
pte	10	100 AÑOS	115.22	2017.88	2020.20	2020.20	2021.17	0.017135	4.38	26.80	14.31	0.99
pte	5.*	100 AÑOS	115.22	2017.52	2019.89	2019.89	2020.82	0.015200	4.34	27.88	15.81	0.96
pte	00	100 AÑOS	115.22	2017.16	2019.49	2019.49	2020.41	0.015420	4.30	27.98	16.23	0.97

Total flow in cross-section

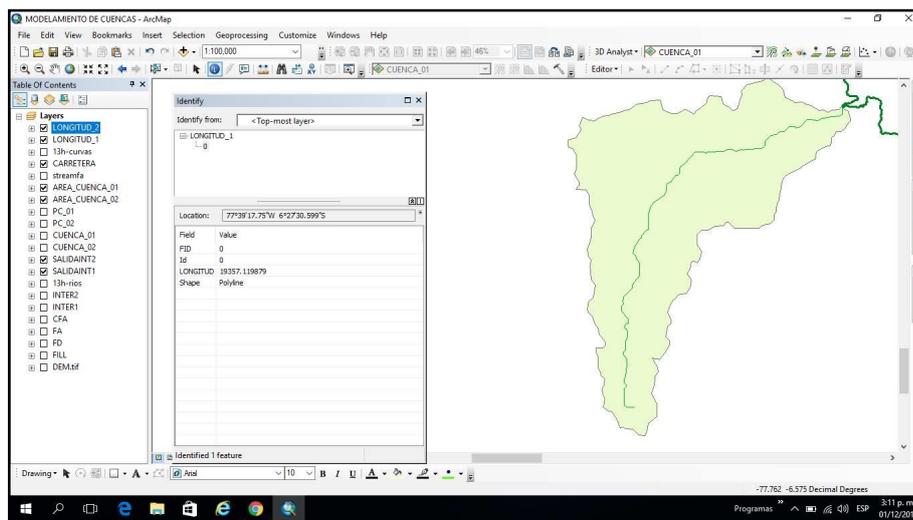
“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA, PROVINCIA CHACHAPOYAS”

5.3.1.1 Puente Quiramachay

- Arc Gis

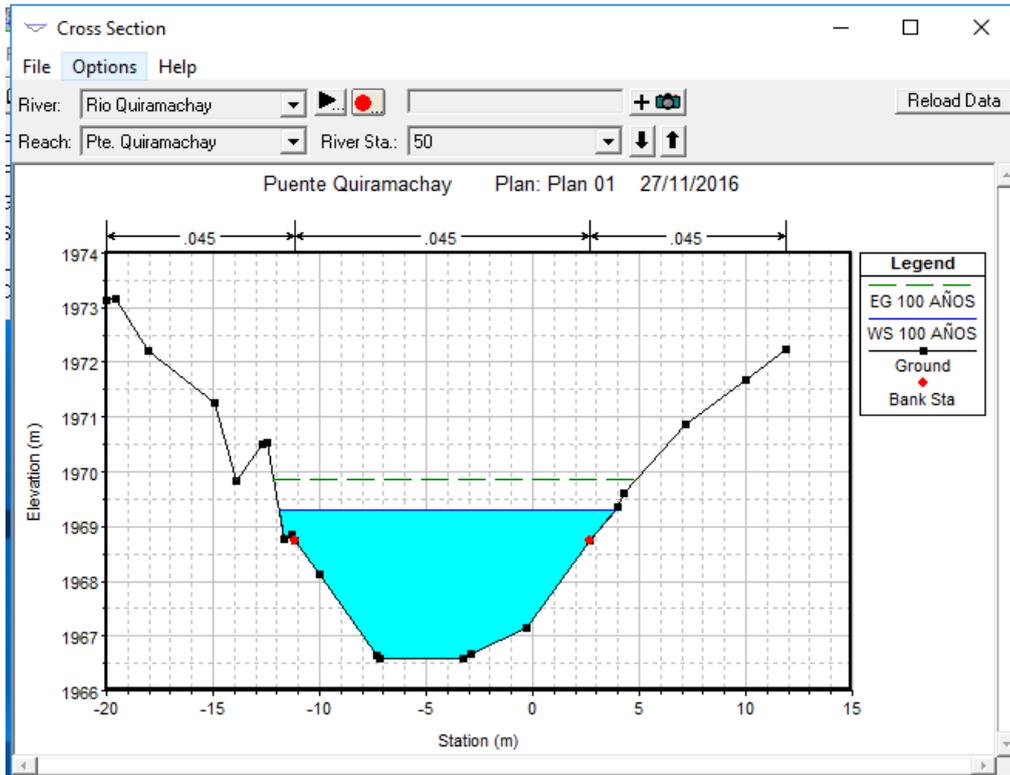


Área de cuenca del Puente Quiramachay $A=47.36 \text{ Km}^2$

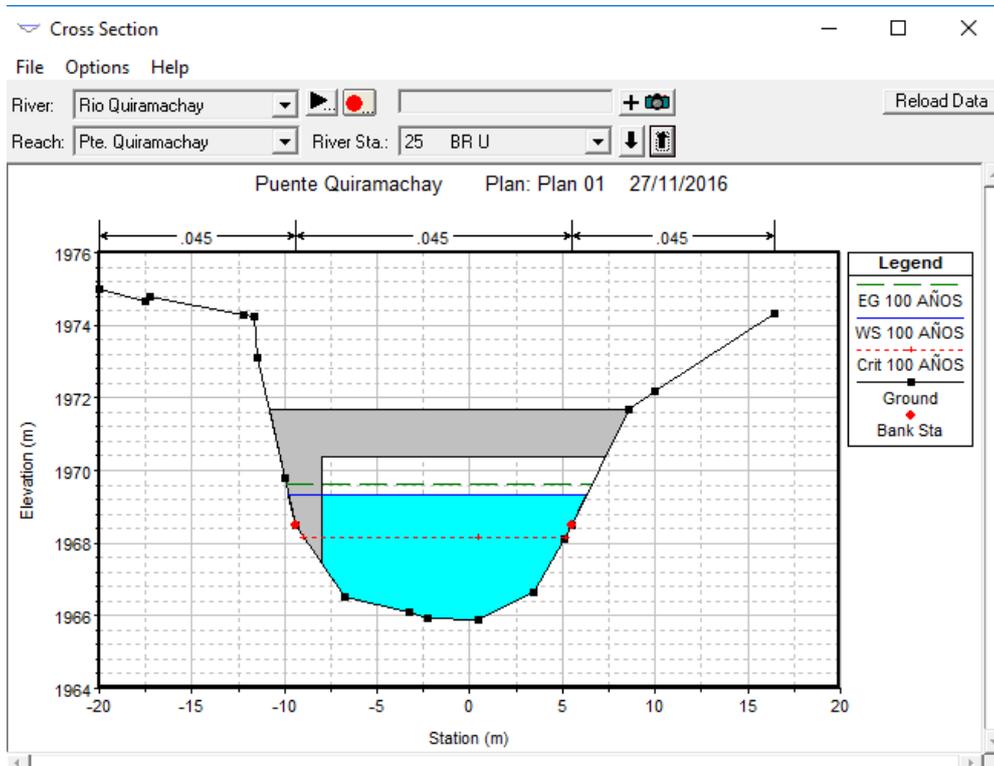


Longitud del Rio principal $L=19357.12\text{m}$

- Hec Ras

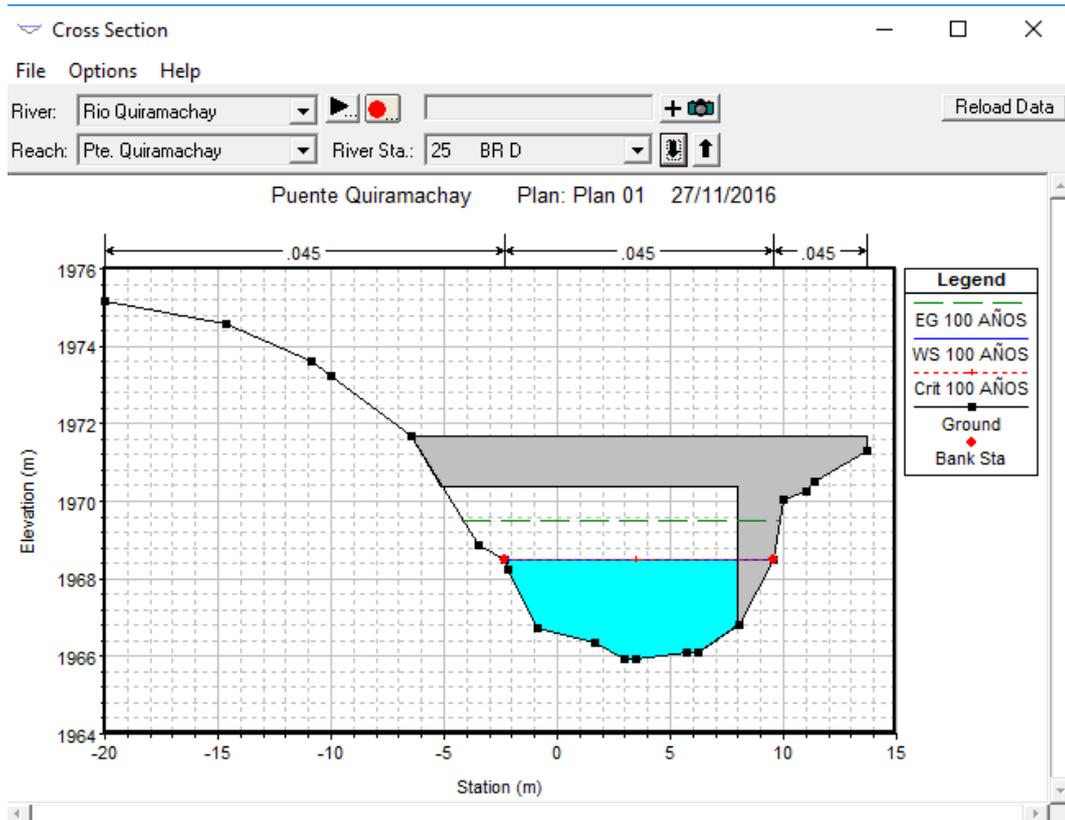


Modelación hidráulica en la Sección aguas Arriba

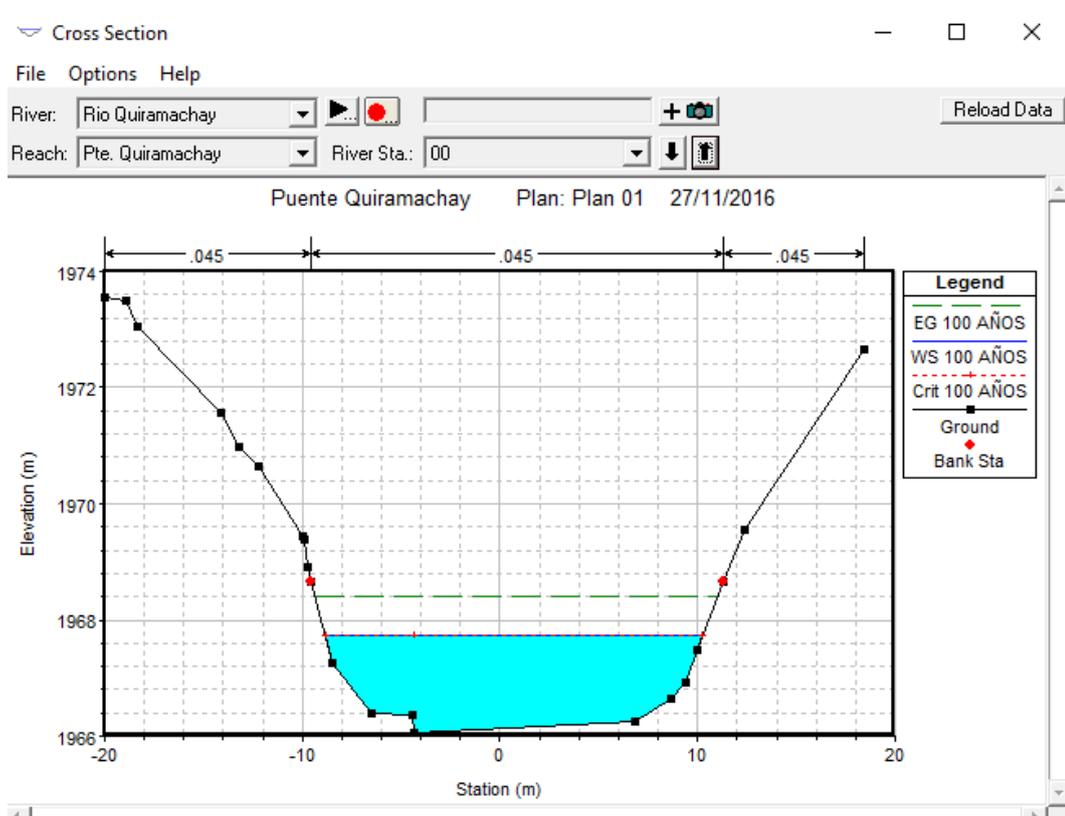


Modelación hidráulica en la Sección donde se ubica el Puente Tinas

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"

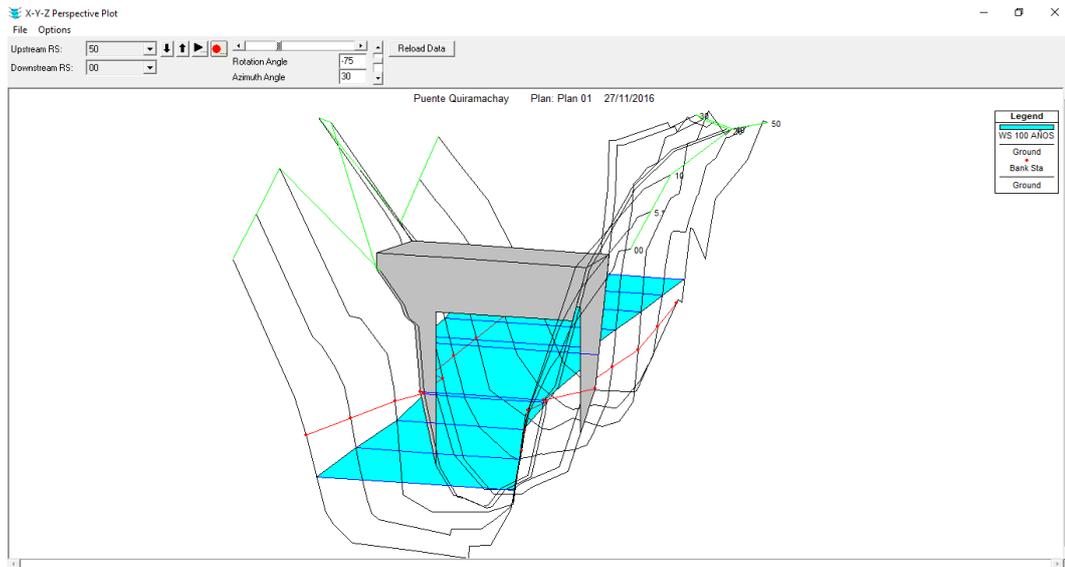


Modelación hidráulica en la Sección donde se ubica el Puente Tinas



Modelación hidráulica en la Sección Aguas Abajo

**“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS”**



Modelación hidráulica Vista 3D

Profile Output Table - Standard Table 1

HEC-RAS Plan: Plan 01 River: Rio Quiramachay Reach: Pte. Quiramachay Profile: 100 AÑOS

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Pte. Quiramachay	50	100 AÑOS	94.25	1966.58	1969.31		1969.86	0.009074	3.27	29.26	15.80	0.73
Pte. Quiramachay	45.*	100 AÑOS	94.25	1966.54	1969.36		1969.76	0.005804	2.79	34.17	16.44	0.59
Pte. Quiramachay	40	100 AÑOS	94.25	1966.49	1969.40		1969.69	0.004029	2.43	39.29	17.31	0.49
Pte. Quiramachay	35.*	100 AÑOS	94.25	1966.19	1969.38		1969.66	0.003468	2.35	40.52	16.51	0.46
Pte. Quiramachay	30	100 AÑOS	94.25	1965.89	1969.37	1968.15	1969.63	0.003069	2.28	41.82	16.14	0.44
Pte. Quiramachay	25	Bridge										
Pte. Quiramachay	20	100 AÑOS	94.25	1965.91	1968.47	1968.47	1969.40	0.019539	4.28	22.04	11.84	1.00
Pte. Quiramachay	10	100 AÑOS	94.25	1966.19	1968.26	1968.26	1969.18	0.020682	4.25	22.20	12.23	1.01
Pte. Quiramachay	5.*	100 AÑOS	94.25	1966.13	1968.01	1968.01	1968.78	0.019475	3.90	24.15	15.77	1.01
Pte. Quiramachay	00	100 AÑOS	94.25	1966.06	1967.72	1967.72	1968.41	0.019596	3.66	25.73	19.09	1.01

total flow in cross section.

Tabla de resultados

5.3.2 Resultados Hidráulicos:

5.3.2.1 Puente Tinas:

METODO RACIONAL MODIFICADO DE TEMEZ	METODO HIDROGRAMA TRIANGULAR	METODO CREAGER
$Q=0.278*C*I*A*K$	$Q_p=0.208*(A*P_e)/t_p$	$Q_{max}=(C_1+C_2)*\log(T)*A^{(m*A^{(-n)})}$
Tiempo de concentración Tc: <p align="right">3.95 hrs</p>	Precipitación efectiva Pe: <p align="right">0.66 plg 16.65 mm</p>	Coefficientes y exponentes de acuerdo a la Región c1: 0.27 c2: 1.48 m: 1.02 n: 0.04 Área: 55.91 T: 100 años
Coefficiente de uniformidad K: <p align="right">1.28</p>	Tiempo de concentración Tc: <p align="right">1.55 hrs</p>	
Factor Reductor Ka: <p align="right">0.88</p>	Duración en Exceso de: <p align="right">1.55 hrs</p>	
Precipitación max. Corregida P: <p align="right">61.39 mm</p>	Tiempo de Retraso tr: <p align="right">0.93</p>	
Intensidad de Precipitación I: <p align="right">11.51</p>	Tiempo Pico tp: <p align="right">1.71</p>	
Coefficiente de Escorrentía C: <p align="right">0.32</p>	tb: <p align="right">4.55</p>	
Q = 74.03 m3/seg	Q = 113.30 m3/seg	Q = 115.52 m3/seg

Después de realizar los cálculos de los caudales por tres métodos distintos ya se puede tomar un caudal de diseño que mejor se adecue a nuestro caso:

$$Q_d = 115.52 \text{ m3/seg}$$

5.3.2.1 Puente Quiramachay:

METODO RACIONAL MODIFICADO DE TEMEZ	METODO HIDROGRAMA TRIANGULAR	METODO CREAGER
$Q=0.278 \cdot C \cdot I \cdot A \cdot K$	$Q_p=0.208 \cdot (A \cdot P_e) / t_p$	$Q_{max}=(C_1+C_2) \cdot \log(T) \cdot A^{(m \cdot A^{(-n)})}$
Tiempo de concentración Tc: 4.62 hrs	Precipitación efectiva Pe: 0.66 plg 16.65 mm	Coefficientes y exponentes de acuerdo a la Región c1: 0.27
Coefficiente de uniformidad K: 1.33	Tiempo de concentración Tc: 1.72 hrs	c2: 1.48
Factor Reductor Ka: 0.89	Duración en Exceso de: 1.72 hrs	m: 1.02
Precipitación max. Corregida P: 61.72 mm	Tiempo de Retraso tr: 1.03	n: 0.04
Intensidad de Precipitación I: 10.38	Tiempo Pico tp: 1.90	Área: 47.36
Coefficiente de Escorrentía C: 0.32	tb: 5.06	T: 100 años
Q = 58.36 m3/seg	Q = 86.49 m3/seg	Q = 102.01 m3/seg

Después de realizar los cálculos de los caudales por tres métodos distintos ya se puede tomar un caudal de diseño que mejor se adecue a nuestro caso:

Qd = 94.25 m3/seg

5.3.3 Resultados de socavación:

5.3.3.1 Puente Tinas:

HEC-RAS Plan: 1 River: rio Reach: pte Profile: 100 AÑOS												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
pte	60	100 AÑOS	115.22	2021.34	2023.92	2023.92	2024.76	0.013125	4.16	30.14	19.53	0.90
pte	55.*	100 AÑOS	115.22	2021.09	2023.52	2023.52	2024.34	0.015155	4.05	29.80	19.59	0.95
pte	50	100 AÑOS	115.22	2020.83	2023.16	2023.16	2023.98	0.015445	4.06	29.74	19.15	0.96
pte	45.*	100 AÑOS	115.22	2020.08	2022.45	2022.45	2023.28	0.016437	4.04	29.23	18.76	0.98
pte	40	100 AÑOS	115.22	2019.33	2022.16	2021.74	2022.64	0.009459	3.08	37.43	20.49	0.73
pte	35	Bridge										
pte	30	100 AÑOS	115.22	2019.20	2021.48	2021.48	2022.31	0.015288	4.06	29.09	17.51	0.97
pte	20	100 AÑOS	115.22	2018.77	2020.78	2020.78	2021.61	0.016468	4.04	29.14	18.64	0.98
pte	15.*	100 AÑOS	115.22	2018.33	2020.50	2020.50	2021.39	0.015916	4.20	28.25	16.62	0.97
pte	10	100 AÑOS	115.22	2017.88	2020.20	2020.20	2021.17	0.017135	4.38	26.80	14.31	0.99
pte	5.*	100 AÑOS	115.22	2017.52	2019.89	2019.89	2020.82	0.015200	4.34	27.88	15.81	0.96
pte	00	100 AÑOS	115.22	2017.16	2019.49	2019.49	2020.41	0.015420	4.30	27.98	16.23	0.97

De este cuadro se determina el valor de la velocidad (v), ancho efectivo (Be), Área hidráulica, Caudal (Q).

Ho: profundidad máxima de la sección

$$H_o = H_m * 1.20 = 1.66 * 1.20 = 1.99$$

Ecuación General:

$$\frac{a * H_o^{5/3}}{H_s} = 0.68 * \beta * dm^{0.28} * H_s^x$$

$$\frac{3.023 * 1.99^{5/3}}{H_s} = 0.68 * 1 * 3.4^{0.28} * H_s^{0.374}$$

De la expresión anterior se despeja Hs y con ello se deduce la profundidad de socavación:

$$H_s = 5.33$$

$$Prof. \text{ de socavacion} = H_s - H_o = 5.33 - 1.99$$

$$Prof. \text{ de socavacion} = 3.34 \text{ m}$$

5.3.3.1 Puente Quiramachay:

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Pte. Quiramachay	50	100 AÑOS	94.25	1966.58	1969.31		1969.86	0.009074	3.27	29.26	15.80	0.73
Pte. Quiramachay	45.*	100 AÑOS	94.25	1966.54	1969.36		1969.76	0.005804	2.79	34.17	16.44	0.59
Pte. Quiramachay	40	100 AÑOS	94.25	1966.49	1969.40		1969.69	0.004029	2.43	39.29	17.31	0.49
Pte. Quiramachay	35.*	100 AÑOS	94.25	1966.19	1969.38		1969.66	0.003468	2.35	40.52	16.51	0.46
Pte. Quiramachay	30	100 AÑOS	94.25	1965.89	1969.37	1968.15	1969.63	0.003069	2.28	41.82	16.14	0.44
Pte. Quiramachay	25	Bridge										
Pte. Quiramachay	20	100 AÑOS	94.25	1965.91	1968.47	1968.47	1969.40	0.019539	4.28	22.04	11.84	1.00
Pte. Quiramachay	10	100 AÑOS	94.25	1966.19	1968.26	1968.26	1969.18	0.020682	4.25	22.20	12.23	1.01
Pte. Quiramachay	5.*	100 AÑOS	94.25	1966.13	1968.01	1968.01	1968.78	0.019475	3.90	24.15	15.77	1.01
Pte. Quiramachay	00	100 AÑOS	94.25	1966.06	1967.72	1967.72	1968.41	0.019596	3.66	25.73	19.09	1.01

De este cuadro se determina el valor de la velocidad (v), ancho efectivo (Be), Área hidráulica, Caudal (Q).

Ho: profundidad máxima de la sección

$$H_o = H_m * 1.20 = 1.78 * 1.10 = 2.05$$

Ecuación General:

$$\frac{a * H_o^{5/3}}{H_s} = 0.68 * \beta * dm^{0.28} * H_s^x$$

$$\frac{3.105 * 2.05^{5/3}}{H_s} = 0.68 * 1 * 3.4^{0.28} * H_s^{0.374}$$

De la expresión anterior se despeja H_s y con ello se deduce la profundidad de socavación:

$$H_s = 5.61$$

$$\text{Prof. de socavacion} = H_s - H_o = 5.61 - 2.05$$

$$\text{Prof. de socavacion} = 3.56 \text{ m}$$

5.3.4 Diseño Estructural:

5.3.4.1 Puente Tinas

- **Luz de puente (L):**

$$L = 22 \text{ m}$$

- **Peralte de viga (H):**

$$H = \frac{L}{15} = 1.47 \text{ m} \qquad H = \frac{L}{12} = 1.83 \text{ m} \qquad H$$

$$= 0.07 * L = 1.54 \text{ m}$$

Tomamos como peralte de la viga **H = 1.50 m**

Ancho de vía:	A=	3.60
Longitud vereda:	c=	0.65
Ancho de viga	bw=	0.60
	f=	1.30
espesor de losa	t=	0.20
	g=	0.20
	n=	0.05
espesor del asfalto	e=	0.03
separación vigas	S=	1.90
	a=	0.50
	i=	0.45
	u=	0.20
	z=	0.05
barandas	p=	0.10
	q=	0.15
Número de vigas diafragmas		5.00
Ancho vigas diafragmas	ad=	0.25
Peralte vigas diafragmas	hd=	1.25

Diseño por Servicio

$$A_s = \frac{M_s}{f_s * j * d} = \frac{3.25 * 100000}{1680 * 0.884 * 16.984} = 12.884 \frac{cm^2}{m}$$

Verificando la cuantía mínima:

$$A_{s \text{ min.}} = \frac{14 * b * d}{f_y} = \frac{14 * 100 * 16.984}{4200} = 5.661 \frac{cm^2}{m}$$

- Se debe cumplir:

$$A_{s \text{ min.}} < A_s \rightarrow 5.661 \frac{cm^2}{m} < 12.884 \frac{cm^2}{m}$$

Tomamos: $A_s = 12.884 \frac{cm^2}{m}$

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 5/8":

$$A_f = 1.979$$

$$@ = \frac{A_f * b}{A_t} = \frac{1.979 * 100}{12.884} = 15.361 \text{ cm}$$

$$@ = 1.5 * t = 1.5 * 0.20 = 30.00 \text{ cm}$$

$$@ = 45.00 \text{ cm}$$

El menor de los tres:

Usar acero de 5/8" @ 15.00cm

Acero positivo y negativo

- Si consideramos acero 5/8":

$$A_f = 1.979$$

$$@ = \frac{A_f * b}{A_t} = \frac{1.979 * 100}{8.65} = 22.88 \text{ cm}$$

$$@ = 1.5 * t = 1.5 * 0.20 = 30.00 \text{ cm}$$

$$@ = 45.00 \text{ cm}$$

El menor de los tres:

Usar acero de 5/8" @ 20.00cm

Acero por distribución

- Si consideramos acero 1/2":

$$A_f = 1.267$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{1.267 * 100}{5.795} = 21.863 \text{ cm}$$

Usar acero de 1/2" @ 20.00cm

Diseño de tramo en voladizo

SECCION	MEDIDAS	MEDIDAS	CARGA (Tn)	DISTANCIA (m)	MOMENTO (Tn-m/m)
1	0.45*0.20	i*g	0.216	0.725	0.157
2	0.20*0.25	u*(g+n)	0.120	0.400	0.048
3	0.05*0.25/2	z*(g+n)/2	0.015	0.283	0.004
4	0.50*0.20	a*t	0.240	0.250	0.060
5	Asf:0.25*0.025	(a-z-u)*e	0.013	0.125	0.002
6	Pasam:0.25*0.15	p*q	0.036	0.725	0.026
7	Post:(0.25+0.2)/2*0.65*0.2/2.179		0.032	0.813	0.026
				Md=	0.323

DISEÑO POR FLEXION

Diseño por Servicio

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 5/8":

$$Af = 1.979$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{1.979 * 100}{5.661} = 34.96 \text{ cm}$$

$$@ = 1.5 * t = 1.5 * 0.20 = 30.00 \text{ cm}$$

$$@ = 45.00 \text{ cm}$$

El menor de los tres:

Usar acero de 5/8" @ 30.00cm

2.1 Acero positivo y negativo

- Si consideramos acero 5/8":

$$Af = 1.979$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{1.979 * 100}{8.65} = 22.88 \text{ cm}$$

$$@ = 1.5 * t = 1.5 * 0.20 = 30.00 \text{ cm}$$

$$@ = 45.00 \text{ cm}$$

El menor de los tres:

Usar acero de 5/8" @ 20.00cm

3 Acero por distribución

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 1/2":

$$Af = 1.267$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{1.267 * 100}{5.795} = 21.863 \text{ cm}$$

Usar acero de 1/2" @ 20.00cm

Acero de temperatura y contracción

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 3/8":

$$Af = 0.713$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{0.713 * 100}{2.646} = 26.948 \text{ cm}$$

$$@ = 3 * t = 1.5 * 0.20 = 60.00 \text{ cm}$$

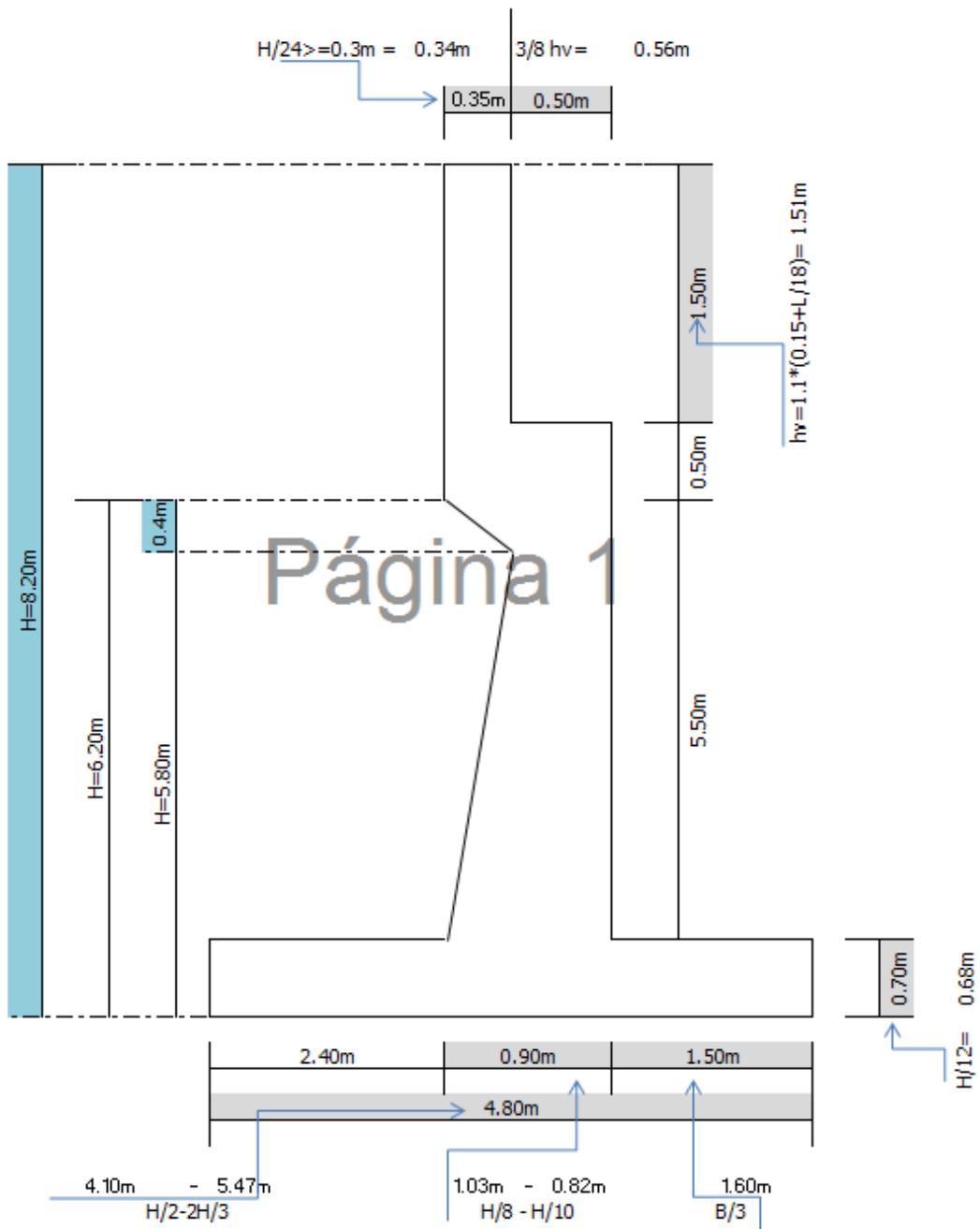
$$@ = 45.00 \text{ cm}$$

El menor de los tres:

Usar acero de 3/8" @ 25.00cm

DISEÑO DEL ESTRIBO DEL PUENTE TINAS

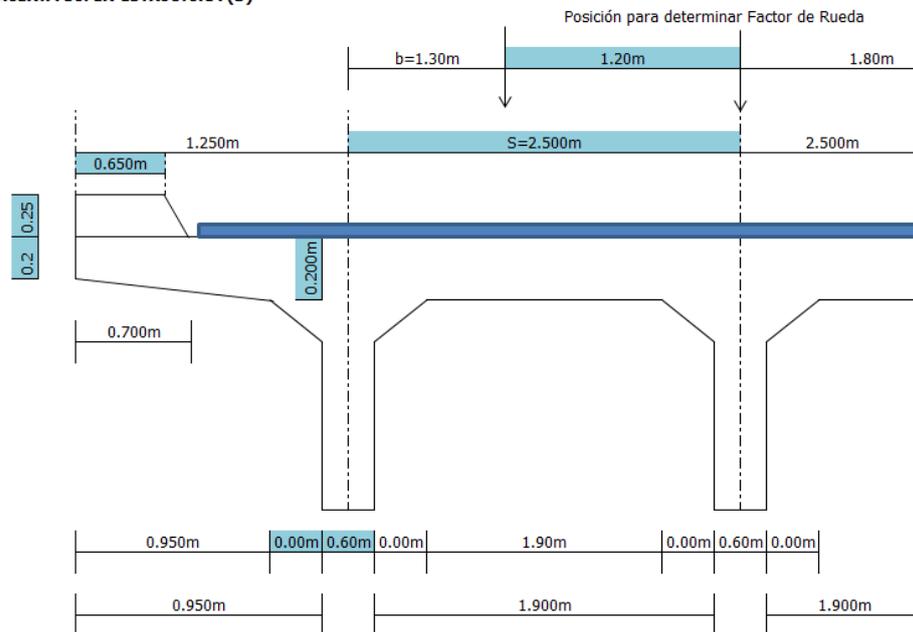
Predimensionamiento



"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"

P	Volumen	Carga (P)	BRAZO DE PALANCA		MOMENTOS RESPECTO A	
			XA	YA	MPXA	MPYA
P1	3.36m ³	8.06Ton	2.400m	0.350m	19.354T-m	2.822T-m
P2	1.02m ³	2.45Ton	2.117m	2.400m	5.182T-m	5.875T-m
P3	3.00m ³	7.20Ton	1.750m	3.700m	12.600T-m	26.640T-m
P4	0.07m ³	0.17Ton	2.117m	6.067m	0.356T-m	1.019T-m
P5	0.70m ³	1.68Ton	2.225m	7.200m	3.738T-m	12.096T-m
P6	18.00m ³	32.40Ton	3.600m	4.450m	116.640T-m	144.180T-m
P7	0.07m ³	0.13Ton	2.233m	5.933m	0.281T-m	0.748T-m
P8	0.89m ³	1.61Ton	2.233m	4.100m	3.588T-m	6.587T-m
		53.69Ton			161.738T-m	199.967T-m

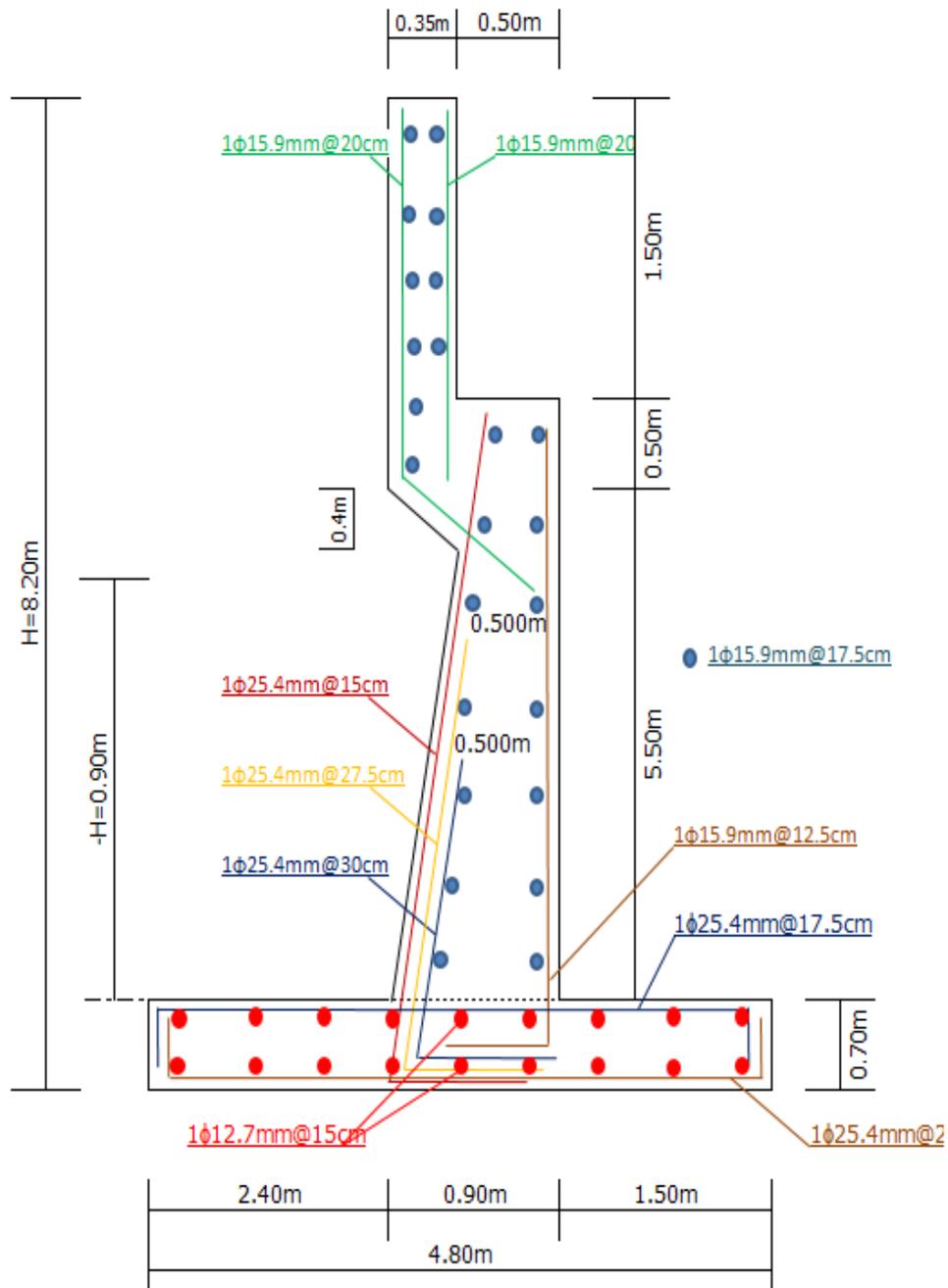
b) CARGA MUERTA SUPER-ESTRUCTURA (D)



Element Superestructura	Volumen	WS	YA	MDSA
Capa de rodadura	0.180m ³	0.396T/m	1.525m	0.604T-m
Aceras	0.338m ³	0.810T/m	1.625m	1.316T-m
Tablero (Losa)	0.620m ³	1.488T/m	1.400m	2.083T-m
Volados	0.380m ³	0.912T/m	1.400m	1.277T-m
Vigas	1.560m ³	3.744T/m	0.650m	2.434T-m
Cartelas	0.000m ³	0.000T/m	1.300m	0.000T-m
		7.350T/m		7.714T-m

Diafragmas	Espesor	Volumen	P
Diafragma de apoyo	0.250m	0.618m ³	3.71Ton
			3.71Ton

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"



5.4.3.2 PUENTE QUIRAMANCHAY

- **Luz de puente (L):**

$$L = 16 \text{ m}$$

- **Peralte de viga (H):**

$$H = \frac{L}{15} = 1.07 \text{ m}$$

$$H = \frac{L}{12} = 1.33 \text{ m}$$

$$H = 0.07 * L = 1.12 \text{ m}$$

Tomamos como peralte de la viga **H = 1.25 m**

Ancho de vía:	A=	3.60
Longitud vereda:	c=	0.65
Ancho de viga	bw=	0.40
	f=	1.05
espesor de losa	t=	0.20
	g=	0.20
	n=	0.05
espesor del asfalto	e=	0.03
separación vigas	S=	1.90
	a=	0.70
	i=	0.45
	u=	0.20
	z=	0.05
barandas	p=	0.10
	q=	0.15
Número de vigas diafragmas		4.00
Ancho vigas diafragmas	ad=	0.25
Peralte vigas diafragmas	hd=	1.05

Acero positivo y negativo

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 5/8":

$$Af = 1.979$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{1.979 * 100}{8.613} = 22.98 \text{ cm}$$

$$@ = 1.5 * t = 1.5 * 0.20 = 30.00 \text{ cm}$$

$$@ = 45.00 \text{ cm}$$

El menor de los tres:

Usar acero de 5/8" @ 20.00cm

Acero por distribución

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 1/2":

$$Af = 1.267$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{1.267 * 100}{5.77} = 21.956 \text{ cm}$$

Usar acero de 1/2" @ 20.00cm

Acero de temperatura y contracción

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 3/8":

$$Af = 0.713$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{0.713 * 100}{2.646} = 26.948 \text{ cm}$$

$$@ = 3 * t = 1.5 * 0.20 = 60.00 \text{ cm}$$

$$@ = 45.00 \text{ cm}$$

El menor de los tres:

Usar acero de 3/8" @ 25.00cm

Diseño de tramo en voladizo

DISEÑO POR FLEXION

SECCION	MEDIDAS	MEDIDAS	CARGA (Tn)	DISTANCIA (m)	MOMENTO (Tn-m/m)
1	0.45*0.20	i*g	0.216	0.925	0.200
2	0.20*0.25	u*(g+n)	0.120	0.600	0.072
3	0.05*0.25/2	z*(g+n)/2	0.015	0.483	0.007
4	0.50*0.20	a*t	0.336	0.350	0.118
5	Asf:0.25*0.025	(a-z-u)*e	0.023	0.225	0.005
6	Pasam:0.25*0.15	p*q	0.036	0.925	0.033
7	Post:(0.25+0.2)/2*0.65*0.2/2.179		0.032	1.013	0.033
Md=					0.468

Acero positivo y negativo

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 5/8":

$$Af = 1.979$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{1.979 * 100}{8.613} = 22.98 \text{ cm}$$

$$@ = 1.5 * t = 1.5 * 0.20 = 30.00 \text{ cm}$$

$$@ = 45.00 \text{ cm}$$

El menor de los tres:

Usar acero de 5/8" @ 20.00cm

Acero por distribución

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 1/2":

$$Af = 1.267$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{1.267 * 100}{5.77} = 21.956 \text{ cm}$$

Usar acero de 1/2" @ 20.00cm

Acero de temperatura y contracción

Cálculo del espaciamiento:

- Si consideramos acero 3/8":

$$Af = 0.713$$

$$@ = \frac{Af * b}{At} = \frac{0.713 * 100}{2.646} = 26.948 \text{ cm}$$

$$@ = 3 * t = 1.5 * 0.20 = 60.00 \text{ cm}$$

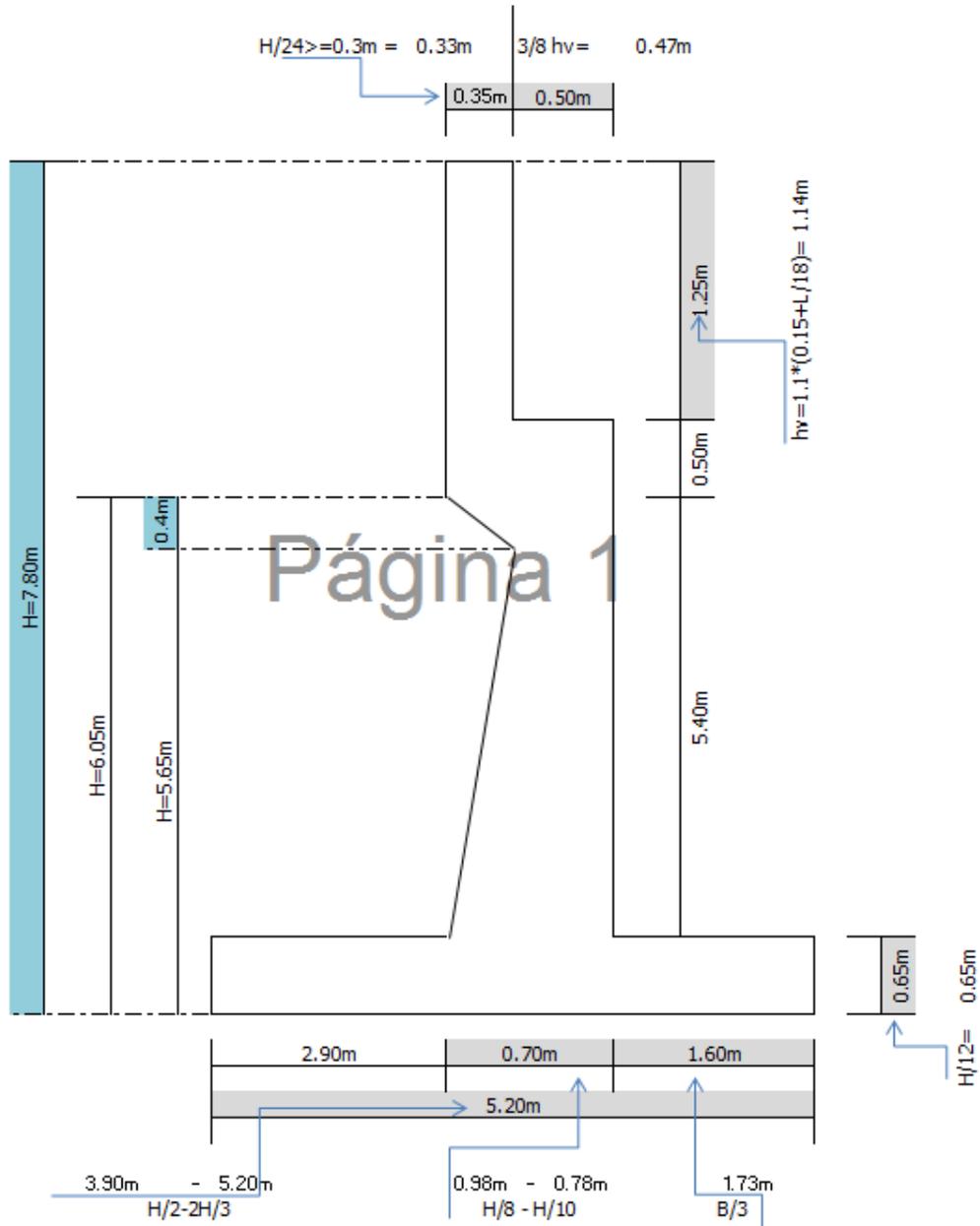
$$@ = 45.00 \text{ cm}$$

El menor de los tres:

Usar acero de 3/8" @ 25.00cm

DISEÑO DEL ESTRIBO DEL PUENTE QUIRAMACHAY

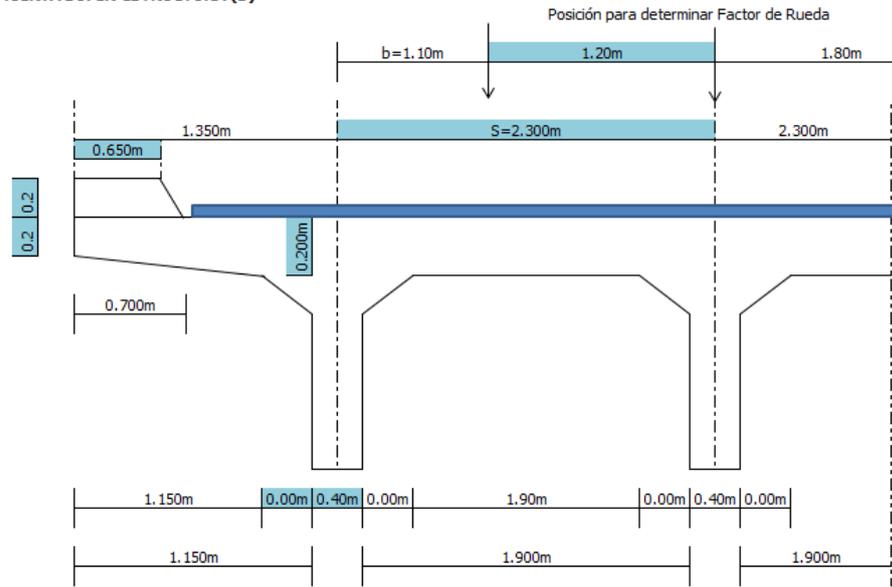
Predimensionamiento



"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"

P	Volumen	Carga (P)	BRAZO DE PALANCA		MOMENTOS RESPECTO A	
			XA	YA	MPXA	MPYA
P1	3.38m ³	8.11Ton	2.600m	0.325m	21.091T-m	2.636T-m
P2	0.50m ³	1.20Ton	2.217m	2.317m	2.660T-m	2.780T-m
P3	2.95m ³	7.08Ton	1.850m	3.600m	13.098T-m	25.488T-m
P4	0.07m ³	0.17Ton	2.217m	5.917m	0.372T-m	0.994T-m
P5	0.61m ³	1.47Ton	2.125m	6.925m	3.124T-m	10.180T-m
P6	20.74m ³	37.32Ton	3.750m	4.225m	139.961T-m	157.690T-m
P7	0.07m ³	0.13Ton	2.333m	5.783m	0.294T-m	0.729T-m
P8	0.88m ³	1.58Ton	2.333m	3.983m	3.675T-m	6.274T-m
		57.05Ton			184.276T-m	206.770T-m

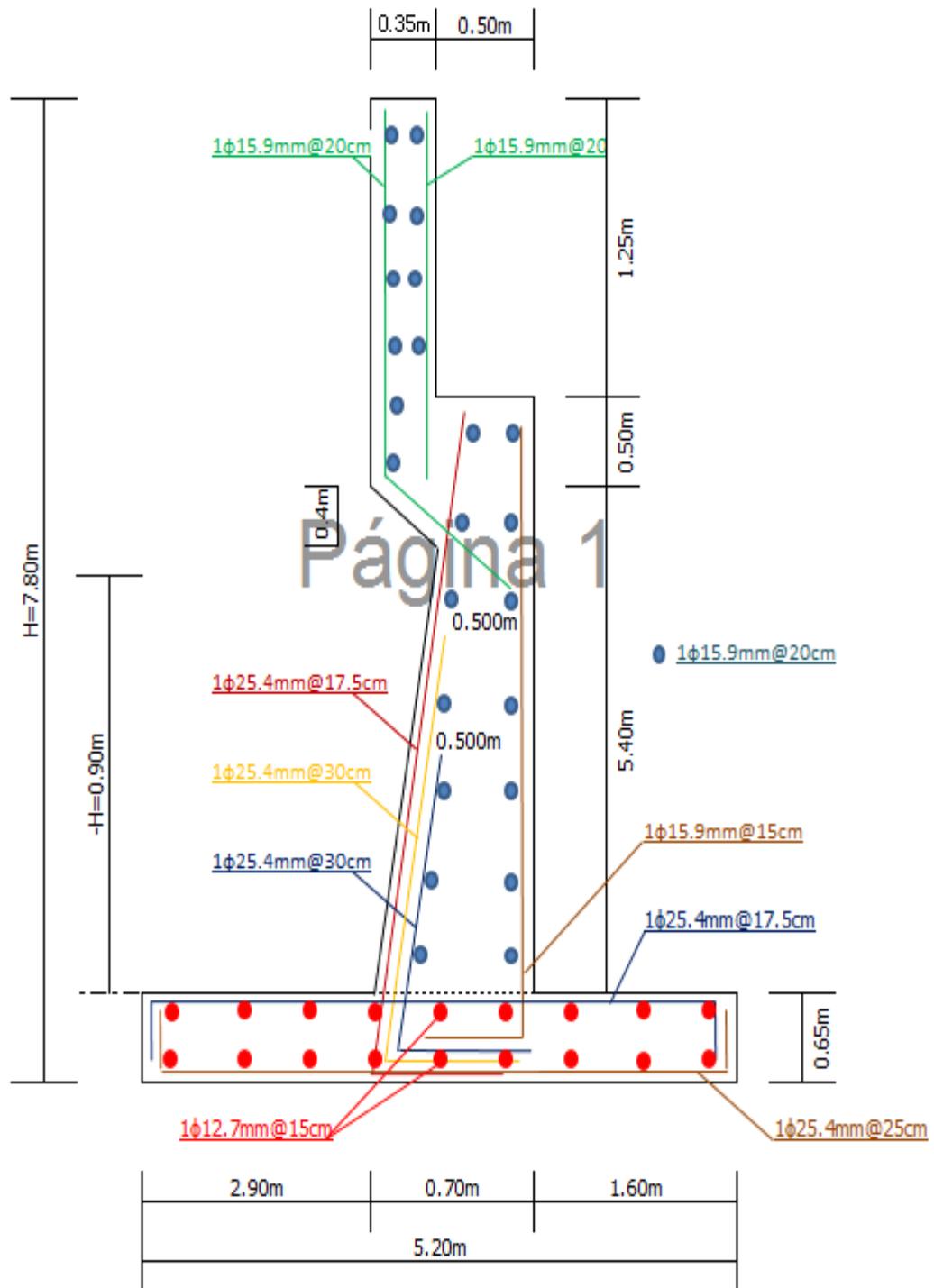
b) CARGA MUERTA SUPER-ESTRUCTURA (D)



Element Superestructura	Volumen	WS	YA	MDSA
Capa de rodadura	0.180m ³	0.396T/m	1.275m	0.505T-m
Aceras	0.270m ³	0.648T/m	1.350m	0.875T-m
Tablero (Losa)	0.540m ³	1.296T/m	1.150m	1.490T-m
Volados	0.460m ³	1.104T/m	1.150m	1.270T-m
Vigas	0.840m ³	2.016T/m	0.525m	1.058T-m
Cartelas	0.000m ³	0.000T/m	1.050m	0.000T-m
		5.460T/m		5.198T-m

Diafragmas	Espesor	Volumen	P
Diafragma de apoyo	0.250m	0.499m ³	2.39Ton
			2.39Ton

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS"



CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES

En la presente tesis se tiene las siguientes conclusiones:

1. Estudios básicos de ingeniería

- a. Al realizar los estudios topográficos obtuvimos una serie de puntos con la cual se ingresó al programa (Civil 3D), para la ubicación los puntos específicos en donde se colocarán las obras de arte. Nuestro tramo comprende desde el km 41+000 al Km 53+000.
- b. Por la topografía realizada se determina una zona accidentada, considerando un ancho de vía de 4.50 m, teniendo un bombeo de 2% de acuerdo a norma.
- c. Para los diseños hidráulicos se han usado los caudales de máximas avenidas para periodos de retorno de 10 años para cunetas y alcantarillas de alivio, 50 años para alcantarillas de quebrada o de paso y 100 años para estructuras mayores (Puentes) según norma.

2. Planteamiento y diseño hidráulico de las obras de arte:

- a. La presente Tesis propone implementar estructuras de drenaje transversal y longitudinal tomando en cuenta la situación actual del tramo km 41+00 al km 53+00 de la carretera La Jalca – Nueva Esperanza, distrito La jalca, provincia de Chachapoyas.
- b. Con respecto a las Obras de Drenaje se está considerando: alcantarillas indicando que el drenaje en el tramo en estudio es necesario por las diversas lluvias que afectan a esta zona, también teniendo en cuenta pequeñas quebradas que se forman con el paso del tiempo para así no ver afectado a nuestro afirmado. Así mismo se está considerando implementar la construcción de cunetas a fin de mejorar el sistema de drenaje

superficial, por lo ya mencionado anteriormente.

- c. Con respecto al diseño Hidráulico de los puentes Tinas y Quiramachay se ha determinado el caudal de diseño con la ayuda de tres métodos:
- Método racional modificado de Temez.
 - Método de hidrograma Triangular.
 - Método creager.

Puente Tinas:

Teniendo así los siguientes caudales:

74.03 m³/seg; 113.30 m³/seg; 115.52 m³/seg respectivamente.

Por lo cual se consideró un caudal de diseño de **115.52 m³/seg.**

Puente Quiramachay:

Teniendo así los siguientes caudales:

58.36 m³/seg; 86.49 m³/seg; 102.01 m³/seg respectivamente.

Por lo cual se consideró un caudal de diseño de **94.25 m³/seg.**

- d. Con respecto al diseño estructural de los puentes de Tinas y Quiramachay, de luces 22m y 16m respectivamente estamos planteando las siguientes medidas a considerar:

a. **Tinas:**

Viga principal:	0.60 x 1.50 m
Viga diafragma:	0.25 x 1.25 m
Losa:	0.20 m
Ancho de vía:	3.60 m
Vereda:	0.65 m de ancho
Barandas:	Tube F°G° 3 Ø

b. **Quiramachay:**

Viga principal:	0.40 x 1.25 m
Viga diafragma:	0.25 x 1.05 m
Losa:	0.20 m

Ancho de vía:	3.60 m
Vereda:	0.65 m de ancho
Barandas:	Tubo F°G° 3 Ø

- e. El proyecto permite beneficiar a 5344 habitantes del distrito de La Jalca, ya que se evitara el camino de 8 horas por camino de herradura haciendo difícil el comercio y llegar a un puesto de salud, con esto se asegura mejores niveles de ingreso familiar y mejores condiciones de vida.

CAPÍTULO VII: RECOMENDACIONES

En la presente tesis, se recomienda:

- Realizar los Estudio de suelo y ampliar la topografía para que todo el proceso de diseño sea más preciso en la ubicación de nuestras obras de arte que involucra en nuestro tramo de estudios y causar un impacto positivo a la población; mejorando la calidad de vida de los pobladores aledaños a la carretera.
- Se recomienda realizar un mantenimiento de cunetas y alcantarillas por lo menos dos veces al año (antes y después del periodo de lluvia). A la vez tener un plan de mantenimiento rutinario a fin de evitar la colmatación de las estructuras.
- Complementar el diseño hidráulico estructural de las demás obras de arte que comprende la carretera.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Manuela de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transporte y Comunicaciones.
- V. BÉJAR, Máximo (2007) “Hidráulica de Canales (2da. Ed.) Editorial Villón, Lima- Perú.
- R. MAIDMENT, David; W. MAYS, Larry (2000) “Hidrología Aplicada” (1era. Ed) Editorial Nomos S.A. Colombia.
- N. MENÉNDEZ, Angel; P. Angel (2011) “Análisis unidimensional de escurrimiento en canales” (2da. Ed.) Editorial Universidad de Buenos Aires, Argentina.
- P. CAMPOMANES, Giovene (2016) “Manual de Obras Hidráulicas” Pag. 89 Lima – Perú.
- P. CAMPOMANES, Giovene (2016) “Manual de Obras Hidráulicas” Pag. 89 Lima – Perú.
- G. RICO, Elmer (1987) “Manual de diseño hidráulico y obras de arte” – Ed. CONCYTEC – Perú.
- R.CALDERÓN, Cesar A. (1998) “Irrigación” – Colegio de Ingenieros del Perú – Perú.
- CHOW, V.T (1994) “Hidráulica de canales abiertos” – Ed. McGraw-Hill. University of Illinois – USA.
- KROCHIN, Sviatoslav (1978) “Diseño Hidráulico” - Ed. Escuela Politécnica Nacional - Quito – Ecuador.
- American Concret Institute - ACI (1994) ““Diseño de Obras Hidráulicas” I – Edición – Perú.

LINOGRAFÍA

- <http://www.ana.gob.pe/>
- <https://www.inei.gob.pe/>
- http://www.senamhi.gob.pe/include_mapas/_map_data_tesis.php?drEsta=15
- https://www.youtube.com/watch?v=XUir7DNG0_g
- <https://www.youtube.com/watch?v=ya7f-NMGusI>
- <https://www.youtube.com/watch?v=hLmM--k6oDI&t=379s>
- <http://www.geogpsperu.com/p/descargas.html>
- <http://www.geogpsperu.com/2013/09/cuadro-de-empalme-de-la-cartografia.html>

ANEXOS: PANEL FOTOGRAFICO

“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA, PROVINCIA CHACHAPOYAS”



Imagen 07: Ingreso de Chachapoyas tesista Brayan Campos muñoz



Imagen 08: Ingreso de Chachapoyas tesista Roberth Alfredo Inga Yopan

“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS”



Imagen 09: Ruta de Rodríguez de Mendoza a Nueva Esperanza

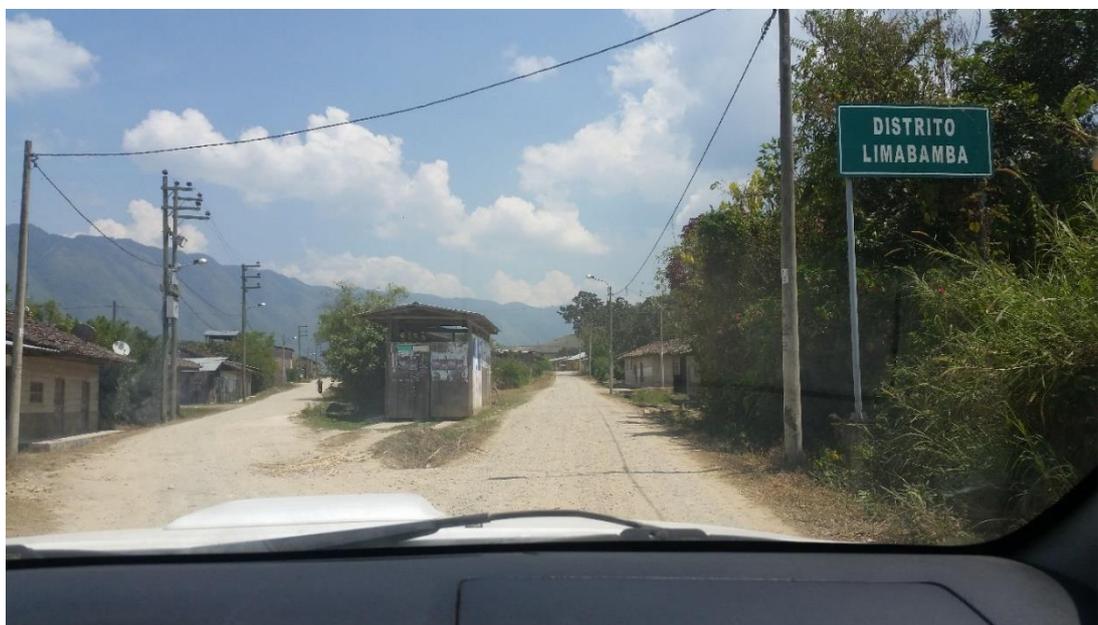


Imagen 10: Llegada al primer centro poblado del tramo Mendoza – Nueva Esperanza

“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS”



Imagen 11: Centro poblado Totorá



Imagen 12: Arribo a Nueva Esperanza

“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS”



Imagen 13: Plaza de Nueva esperanza



Imagen 14: Llegada a El Triunfo

“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS”



Imagen 15: Localidad Las Palmeras



Imagen 16: Localidad Nueva Unión

I



Imagen 17: *Caminata hacia la ubicación de nuestras obras de arte*



Imagen 18: Cauce del rio Quiramachay



Imagen 19: Camino al segundo puente

“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS”



Imagen 20: Cauce del rio Tinas



Imagen 21 y 22: Zona de ubicación de alcantarilla

“DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA
LA JALCA – NUEVA ESPERANZA KM 41+00 AL KM 53+00, DISTRITO LA JALCA,
PROVINCIA CHACHAPOYAS”



HOJAS DE CÁLCULO

DATOS MENSUALES DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 Hrs. (mm)

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Máximo	
1965	7.50	23.30	15.00	14.20	11.50	10.90	9.60	3.50	19.60	21.80	29.50	10.60	29.50	Noviembre
1966	10.50	16.00	9.30	15.80	23.00	21.70	2.90	5.40	7.10	44.30	22.20	12.40	44.30	Octubre
1967	16.20	17.30	37.40	19.80	16.50	21.00	28.50	0.80	11.00	21.00	32.50	17.00	37.40	Marzo
1968	25.00	45.00	24.50	24.50	18.00	2.00	10.00	8.50	32.50	32.50	8.00	14.50	45.00	Febrero
1969	36.00	9.50	33.00	33.50	2.20	16.00	6.00	8.00	6.00	16.00	14.00	25.00	36.00	Enero
1970	20.00	9.00	20.50	16.00	9.50	13.00	7.00	5.50	9.00	17.00	20.50	30.00	30.00	Diciembre
1971	20.00	22.50	28.00	21.00	19.50	5.00	14.50	3.50	9.50	17.50	18.50	23.00	28.00	Marzo
1972	10.50	16.50	47.00	30.50	13.50	3.50	11.00	11.00	20.50	41.00	22.00	38.50	47.00	Marzo
1973	25.00	12.00	20.00	27.00	13.00	25.50	9.00	7.50	22.00	8.50	15.00	15.00	27.00	Abril
2004	14.10	22.40	31.50	18.30	8.60	16.00	14.40	7.00	13.80	17.30	19.30	18.40	31.50	Marzo
2005	5.50	16.80	19.80	18.00	30.50	1.30	2.00	5.40	20.60	21.60	21.40	14.80	30.50	Mayo
2006	21.80	27.10	44.50	22.70	5.00	4.60	9.30	3.90	11.80	42.00	24.50	18.60	44.50	Marzo
2007	18.80	10.50	33.90	13.50	13.20	1.60	13.70	17.70	8.50	25.34	26.30	26.70	33.90	Marzo
2008	15.60	34.80	9.80	8.00	13.80	13.80	3.10	7.00	12.80	41.40	14.00	11.20	41.40	Octubre
2009	18.30	53.90	23.50	48.30	5.60	2.00	8.60	7.40	3.80	36.30	14.00	5.80	53.90	Febrero
2010	35.10	29.70	21.50	32.10	10.30	14.30	24.80	1.20	8.60	7.70	12.50	14.00	35.10	Enero
2011	19.30	11.30	30.70	18.20	30.20	3.20	13.10	5.70	11.50	19.60	9.80	21.00	30.70	Marzo
MAX	36.00	53.90	47.00	48.30	30.50	25.50	28.50	17.70	32.50	44.30	32.50	38.50	53.90	

Distribución de probabilidades pluviométricas mediante Gumbel

Nº	Año	Mes Max. Precip.	Precipitación (mm)																																																
			x_i	$(x_i - \bar{x})^2$																																															
1	1965	Noviembre	29.50	53.38	Cálculo variables probabilísticas	Cálculo de las Precipitaciones Diarias Máximas Probables para distintas frecuencias																																													
2	1966	Octubre	44.30	56.16																																															
3	1967	Marzo	37.40	0.35																																															
4	1968	Febrero	45.00	67.14	$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n} = 36.81 \text{ mm}$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Periodo Retorno</th> <th>Variable Reducida</th> <th>Precip. (mm)</th> <th>Prob. de ocurrencia</th> <th>Corrección intervalo fijo</th> </tr> <tr> <th>Años</th> <th>YT</th> <th>XT(mm)</th> <th>F(xT)</th> <th>XT (mm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>2</td> <td>0.3665</td> <td>35.5133</td> <td>0.5000</td> <td>40.1300</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>1.4999</td> <td>42.4672</td> <td>0.8000</td> <td>47.9879</td> </tr> <tr> <td>10</td> <td>2.2504</td> <td>47.0712</td> <td>0.9000</td> <td>53.1905</td> </tr> <tr> <td>25</td> <td>3.1985</td> <td>52.8885</td> <td>0.9600</td> <td>59.7640</td> </tr> <tr> <td>50</td> <td>3.9019</td> <td>57.2041</td> <td>0.9800</td> <td>64.6406</td> </tr> <tr> <td>100</td> <td>4.6001</td> <td>61.4878</td> <td>0.9900</td> <td>69.4812</td> </tr> <tr> <td>500</td> <td>6.2136</td> <td>71.3868</td> <td>0.9980</td> <td>80.6671</td> </tr> </tbody> </table>	Periodo Retorno	Variable Reducida	Precip. (mm)	Prob. de ocurrencia	Corrección intervalo fijo	Años	YT	XT(mm)	F(xT)	XT (mm)	2	0.3665	35.5133	0.5000	40.1300	5	1.4999	42.4672	0.8000	47.9879	10	2.2504	47.0712	0.9000	53.1905	25	3.1985	52.8885	0.9600	59.7640	50	3.9019	57.2041	0.9800	64.6406	100	4.6001	61.4878	0.9900	69.4812	500	6.2136	71.3868	0.9980	80.6671
Periodo Retorno	Variable Reducida	Precip. (mm)	Prob. de ocurrencia	Corrección intervalo fijo																																															
Años	YT	XT(mm)	F(xT)	XT (mm)																																															
2	0.3665	35.5133	0.5000	40.1300																																															
5	1.4999	42.4672	0.8000	47.9879																																															
10	2.2504	47.0712	0.9000	53.1905																																															
25	3.1985	52.8885	0.9600	59.7640																																															
50	3.9019	57.2041	0.9800	64.6406																																															
100	4.6001	61.4878	0.9900	69.4812																																															
500	6.2136	71.3868	0.9980	80.6671																																															
5	1969	Enero	36.00	0.65																																															
6	1970	Diciembre	30.00	46.32	$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} = 7.87 \text{ mm}$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Periodo Retorno</th> <th>Variable Reducida</th> <th>Precip. (mm)</th> <th>Prob. de ocurrencia</th> <th>Corrección intervalo fijo</th> </tr> <tr> <th>Años</th> <th>YT</th> <th>XT(mm)</th> <th>F(xT)</th> <th>XT (mm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>2</td> <td>0.3665</td> <td>35.5133</td> <td>0.5000</td> <td>40.1300</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>1.4999</td> <td>42.4672</td> <td>0.8000</td> <td>47.9879</td> </tr> <tr> <td>10</td> <td>2.2504</td> <td>47.0712</td> <td>0.9000</td> <td>53.1905</td> </tr> <tr> <td>25</td> <td>3.1985</td> <td>52.8885</td> <td>0.9600</td> <td>59.7640</td> </tr> <tr> <td>50</td> <td>3.9019</td> <td>57.2041</td> <td>0.9800</td> <td>64.6406</td> </tr> <tr> <td>100</td> <td>4.6001</td> <td>61.4878</td> <td>0.9900</td> <td>69.4812</td> </tr> <tr> <td>500</td> <td>6.2136</td> <td>71.3868</td> <td>0.9980</td> <td>80.6671</td> </tr> </tbody> </table>	Periodo Retorno	Variable Reducida	Precip. (mm)	Prob. de ocurrencia	Corrección intervalo fijo	Años	YT	XT(mm)	F(xT)	XT (mm)	2	0.3665	35.5133	0.5000	40.1300	5	1.4999	42.4672	0.8000	47.9879	10	2.2504	47.0712	0.9000	53.1905	25	3.1985	52.8885	0.9600	59.7640	50	3.9019	57.2041	0.9800	64.6406	100	4.6001	61.4878	0.9900	69.4812	500	6.2136	71.3868	0.9980	80.6671
Periodo Retorno	Variable Reducida	Precip. (mm)	Prob. de ocurrencia	Corrección intervalo fijo																																															
Años	YT	XT(mm)	F(xT)	XT (mm)																																															
2	0.3665	35.5133	0.5000	40.1300																																															
5	1.4999	42.4672	0.8000	47.9879																																															
10	2.2504	47.0712	0.9000	53.1905																																															
25	3.1985	52.8885	0.9600	59.7640																																															
50	3.9019	57.2041	0.9800	64.6406																																															
100	4.6001	61.4878	0.9900	69.4812																																															
500	6.2136	71.3868	0.9980	80.6671																																															
7	1971	Marzo	28.00	77.54	$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * s = 6.14 \text{ mm}$	$F(x) = e^{-e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}}$																																													
8	1972	Marzo	47.00	103.92																																															
9	1973	Abril	27.00	96.16	$u = \bar{x} - 0.5772 * \alpha = 33.26 \text{ mm}$																																														
10	2004	Marzo	31.50	28.15																																															
11	2005	Mayo	30.50	39.76																																															
12	2006	Marzo	44.50	59.20																																															
13	2007	Marzo	33.90	8.44																																															
14	2008	Octubre	41.40	21.11																																															
15	2009	Febrero	53.90	292.21																																															
16	2010	Enero	35.10	2.91																																															
17	2011	Marzo	30.70	37.28																																															
17		Suma	625.7	990.7																																															

Coefficientes para las relaciones a la lluvia de duración 24 horas Fuente: Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito

Duraciones, en horas									
1	2	3	4	5	6	8	12	18	24
0.25	0.31	0.38	0.44	0.50	0.56	0.64	0.79	0.90	1.00

Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias

Tiempo de Duración	Cociente	Precipitación máxima Pd (mm) por tiempos de duración						
		2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
24 hr	X24 = 100%	40.13	47.99	53.19	59.76	64.64	69.48	80.67
18 hr	X18 = 90%	36.12	43.19	47.87	47.21	58.18	62.53	72.60
12 hr	X12 = 79%	31.70	37.91	42.02	47.21	51.07	54.89	63.73
8 hr	X8 = 64%	25.68	30.71	34.04	38.25	41.37	44.47	51.63
6 hr	X6 = 56%	22.47	26.87	29.79	33.47	36.20	38.91	45.17
5 hr	X5 = 50%	20.06	23.99	26.60	29.88	32.32	34.74	40.33
4 hr	X4 = 44%	17.66	21.11	23.40	26.30	28.44	30.57	35.49
3 hr	X3 = 38%	15.25	18.24	20.21	22.71	24.56	26.40	30.65
2 hr	X2 = 31%	12.44	14.88	16.49	18.53	20.04	21.54	25.01
1 hr	X1 = 25%	10.03	12.00	13.30	14.94	16.16	17.37	20.17

Intensidades de lluvia a partir de Pd, según Duración de precipitación y Frecuencia de la misma

$$I = \frac{P \text{ [mm]}}{t_{\text{duración}} \text{ [hr.]}}$$

Tiempo de duración		Intensidad de la lluvia (mm /hr) según el Periodo de Retorno						
Hr	min	2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
24 hr	1440	1.6721	1.9995	2.2163	2.4902	2.6934	2.8951	3.3611
18 hr	1080	2.0065	2.3994	2.6595	2.6230	3.2320	3.4741	4.0334
12 hr	720	2.6419	3.1592	3.5017	3.9345	4.2555	4.5742	5.3106
8 hr	480	3.2104	3.8390	4.2552	4.7811	5.1712	5.5585	6.4534
6 hr	360	3.7455	4.4789	4.9644	5.5780	6.0331	6.4849	7.5289
5 hr	300	4.0130	4.7988	5.3190	5.9764	6.4641	6.9481	8.0667
4 hr	240	4.4143	5.2787	5.8510	6.5740	7.1105	7.6429	8.8734
3 hr	180	5.0831	6.0785	6.7375	7.5701	8.1878	8.8010	10.2178
2 hr	120	6.2201	7.4381	8.2445	9.2634	10.0193	10.7696	12.5034
1 hr	60	10.0325	11.9970	13.2976	14.9410	16.1602	17.3703	20.1668

Representación matemática de las curvas Intensidad - Duración - Período de retorno: $I = \frac{K \cdot T^m}{t^n}$

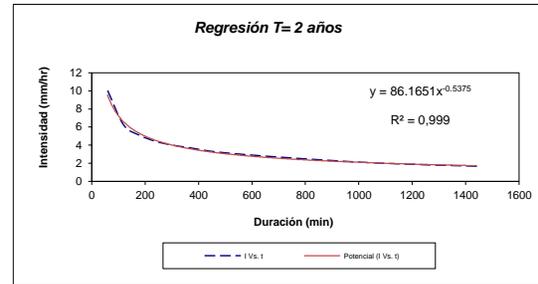
en la cual:

- I = Intensidad (mm/hr)
- t = Duración de la lluvia (min)
- T = Período de retorno (años)
- K, m, n = Parámetros de ajuste

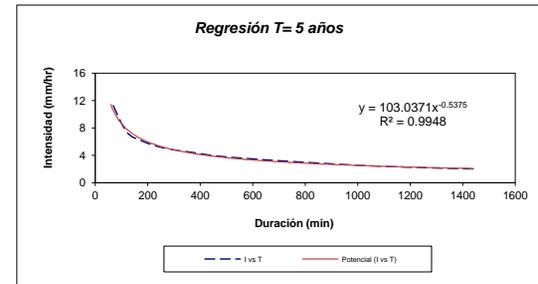
Realizando un cambio de variable: $d = K \cdot T^m$

Con lo que de la anterior expresión se obtiene: $I = \frac{d}{t^n} \Rightarrow I = d \cdot t^{-n}$

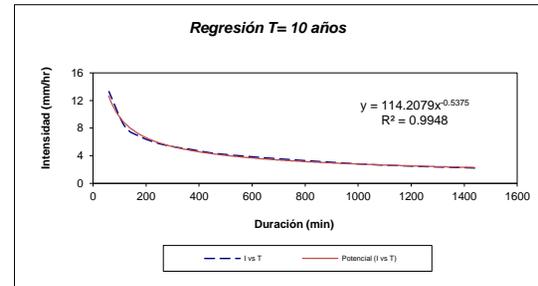
Período de retorno para T = 2 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	1.6721	7.2724	0.5141	3.7385	52.8878
2	1080	2.0065	6.9847	0.6964	4.8641	48.7863
3	720	2.6419	6.5793	0.9715	6.3917	43.2865
4	480	3.2104	6.1738	1.1664	7.2011	38.1156
5	360	3.7455	5.8861	1.3205	7.7729	34.6462
6	300	4.0130	5.7038	1.3895	7.9256	32.5331
7	240	4.4143	5.4806	1.4848	8.1379	30.0374
8	180	5.0831	5.1930	1.6259	8.4434	26.9668
9	120	6.2201	4.7875	1.8278	8.7505	22.9201
10	60	10.0325	4.0943	2.3058	9.4409	16.7637
10	4980	43.0394	58.1555	13.3028	72.6666	346.9435
Ln (d) =	4.4563	d =	86.1651	n =	-0.5375	



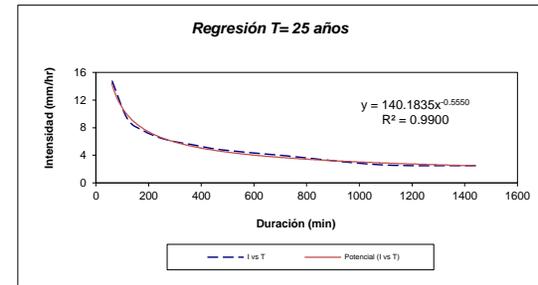
Período de retorno para T = 5 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	1.9995	7.2724	0.6929	5.0390	52.8878
2	1080	2.3994	6.9847	0.8752	6.1131	48.7863
3	720	3.1592	6.5793	1.1503	7.5682	43.2865
4	480	3.8390	6.1738	1.3452	8.3051	38.1156
5	360	4.4789	5.8861	1.4994	8.8255	34.6462
6	300	4.7988	5.7038	1.5684	8.9456	32.5331
7	240	5.2787	5.4806	1.6637	9.1180	30.0374
8	180	6.0785	5.1930	1.8048	9.3720	26.9668
9	120	7.4381	4.7875	2.0066	9.6067	22.9201
10	60	11.9970	4.0943	2.4847	10.1730	16.7637
10	4980	51.4670	58.1555	15.0911	83.0662	346.9435
Ln (d) =	4.6351	d =	103.0371	n =	-0.5375	



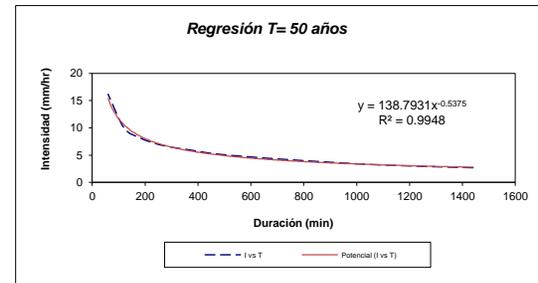
Período de retorno para T = 10 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	2.2163	7.2724	0.7958	5.7876	52.8878
2	1080	2.6595	6.9847	0.9781	6.8321	48.7863
3	720	3.5017	6.5793	1.2533	8.2455	43.2865
4	480	4.2552	6.1738	1.4482	8.9406	38.1156
5	360	4.9644	5.8861	1.6023	9.4313	34.6462
6	300	5.3190	5.7038	1.6713	9.5327	32.5331
7	240	5.8510	5.4806	1.7666	9.6821	30.0374
8	180	6.7375	5.1930	1.9077	9.9065	26.9668
9	120	8.2445	4.7875	2.1095	10.0995	22.9201
10	60	13.2976	4.0943	2.5876	10.5945	16.7637
10	4980	57.0468	58.1555	16.1204	89.0522	346.9435
Ln (d) =	4.7380	d =	114.2079	n =	-0.5375	



Período de retorno para T = 25 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	2.4902	7.2724	0.9123	6.6350	52.8878
2	1080	2.6230	6.9847	0.9643	6.7354	48.7863
3	720	3.9345	6.5793	1.3698	9.0121	43.2865
4	480	4.7811	6.1738	1.5647	9.6600	38.1156
5	360	5.5780	5.8861	1.7188	10.1172	34.6462
6	300	5.9764	5.7038	1.7878	10.1973	32.5331
7	240	6.5740	5.4806	1.8831	10.3207	30.0374
8	180	7.5701	5.1930	2.0242	10.5116	26.9668
9	120	9.2634	4.7875	2.2261	10.6573	22.9201
10	60	14.9410	4.0943	2.7041	11.0716	16.7637
10	4980	63.7317	58.1555	17.1553	94.9182	346.9435
Ln (d) =	4.9430	d =	140.1835	n =	-0.5550	

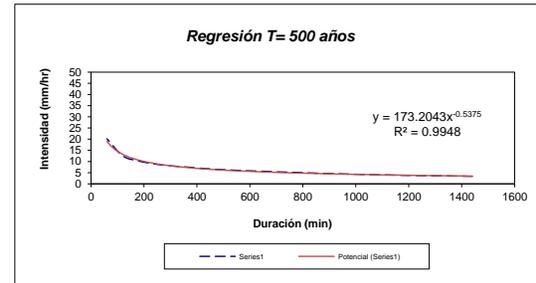
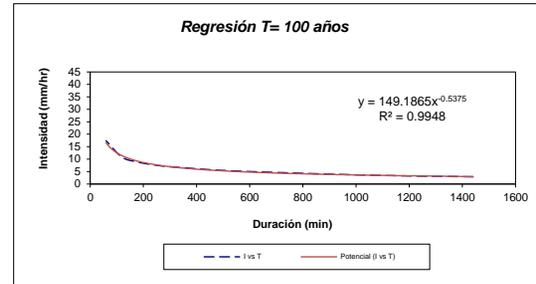


Período de retorno para T = 50 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	2.6934	7.2724	0.9908	7.2054	52.8878
2	1080	3.2320	6.9847	1.1731	8.1938	48.7863
3	720	4.2555	6.5793	1.4482	9.5282	43.2865
4	480	5.1712	6.1738	1.6431	10.1442	38.1156
5	360	6.0331	5.8861	1.7973	10.5789	34.6462
6	300	6.4641	5.7038	1.8663	10.6447	32.5331
7	240	7.1105	5.4806	1.9616	10.7506	30.0374
8	180	8.1878	5.1930	2.1026	10.9190	26.9668
9	120	10.0193	4.7875	2.3045	11.0328	22.9201
10	60	16.1602	4.0943	2.7825	11.3927	16.7637
10	4980	69.3271	58.1555	18.0700	100.3904	346.9435
Ln (d) =	4.9330	d =	138.7931	n =	-0.5375	



Período de retorno para T = 100 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	2.8951	7.2724	1.0630	7.7306	52.8878
2	1080	3.4741	6.9847	1.2453	8.6982	48.7863
3	720	4.5742	6.5793	1.5204	10.0033	43.2865
4	480	5.5585	6.1738	1.7153	10.5901	38.1156
5	360	6.4849	5.8861	1.8695	11.0039	34.6462
6	300	6.9481	5.7038	1.9385	11.0566	32.5331
7	240	7.6429	5.4806	2.0338	11.1464	30.0374
8	180	8.8010	5.1930	2.1749	11.2940	26.9668
9	120	10.7696	4.7875	2.3767	11.3786	22.9201
10	60	17.3703	4.0943	2.8548	11.6884	16.7637
10	4980	74.5186	58.1555	18.7922	104.5900	346.9435
Ln (d) =	5.0052	d =	149.1865	n =	-0.5375	

Período de retorno para T = 500 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	3.3611	7.2724	1.2123	8.8162	52.8878
2	1080	4.0334	6.9847	1.3946	9.7409	48.7863
3	720	5.3106	6.5793	1.6697	10.9854	43.2865
4	480	6.4534	6.1738	1.8646	11.5117	38.1156
5	360	7.5289	5.8861	2.0188	11.8826	34.6462
6	300	8.0667	5.7038	2.0877	11.9080	32.5331
7	240	8.8734	5.4806	2.1831	11.9645	30.0374
8	180	10.2178	5.1930	2.3241	12.0691	26.9668
9	120	12.5034	4.7875	2.5260	12.0932	22.9201
10	60	20.1668	4.0943	3.0040	12.2996	16.7637
10	4980	86.5155	58.1555	20.2849	113.2712	346.9435
Ln (d) =	5.1545	d =	173.2043	n =	-0.5375	



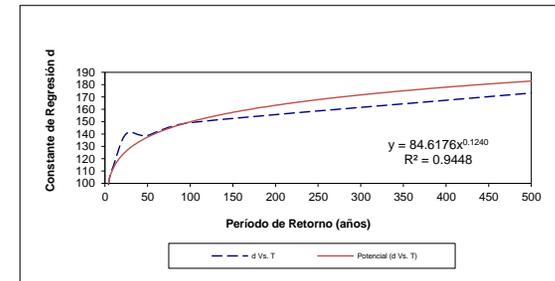
Resumen de aplicación de regresión potencial		
Periodo de Retorno (años)	Término cte. de regresión (d)	Coef. de regresión [n]
2	86.16505285108	-0.53752143702
5	103.03713754508	-0.53752143702
10	114.20792570104	-0.53752143702
25	140.18345744512	-0.55496493933
50	138.79305534897	-0.53752143702
100	149.18654973715	-0.53752143702
500	173.20432862038	-0.53752143702
Promedio =	129.25392960697	-0.54001336592

En función del cambio de variable realizado, se realiza otra regresión de potencia entre las columnas del periodo de retorno (T) y el término constante de regresión (d), para obtener valores de la ecuación:

$$d = K \cdot T^m$$

Regresión potencial						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x * ln y	(lnx)^2
1	2	86.1651	0.6931	4.4563	3.0888	0.4805
2	5	103.0371	1.6094	4.6351	7.4599	2.5903
3	10	114.2079	2.3026	4.7380	10.9097	5.3019
4	25	140.1835	3.2189	4.9430	15.9107	10.3612
5	50	138.7931	3.9120	4.9330	19.2979	15.3039
6	100	149.1865	4.6052	5.0052	23.0498	21.2076
7	500	173.2043	6.2146	5.1545	32.0330	38.6214
7	692	904.7775	22.5558	33.8650	111.7499	93.8667
Ln (K) =	4.4381	K =	84.6176	m =	0.1240	

Término constante de regresión (K) = 84.6176
 Coef. de regresión (m) = 0.124047



La ecuación de intensidad válida para la cuenca resulta:

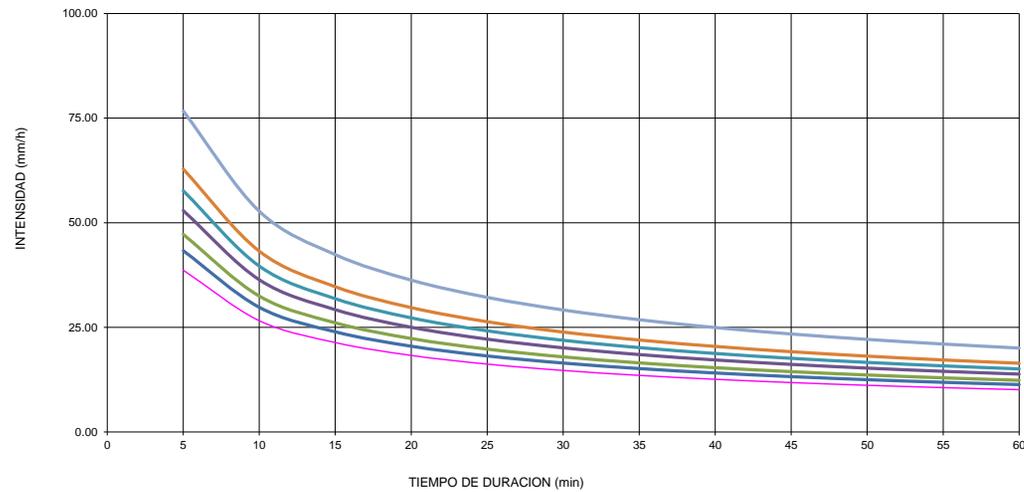
$$I = \frac{84.6176 \cdot T^{0.124047}}{t^{0.54001}}$$

Donde:

- I = intensidad de precipitación (mm/hr)
- T = Período de Retorno (años)
- t = Tiempo de duración de precipitación (min)

Tabla de intensidades - Tiempo de duración												
Frecuencia años	Duración en minutos											
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
2	38.67	26.59	21.36	18.29	16.21	14.69	13.52	12.58	11.80	11.15	10.59	10.11
5	43.32	29.80	23.94	20.49	18.17	16.46	15.15	14.09	13.23	12.49	11.87	11.32
10	47.21	32.47	26.09	22.33	19.80	17.94	16.51	15.36	14.41	13.62	12.93	12.34
25	52.90	36.38	29.23	25.02	22.18	20.10	18.49	17.21	16.15	15.25	14.49	13.82
50	57.64	39.65	31.85	27.27	24.17	21.91	20.16	18.75	17.60	16.62	15.79	15.07
100	62.82	43.21	34.71	29.72	26.34	23.87	21.97	20.44	19.18	18.12	17.21	16.42
500	76.70	52.75	42.38	36.28	32.16	29.15	26.82	24.95	23.42	22.12	21.01	20.05

Curvas IDF de la cuenca



DISEÑO DE CUNETAS - DETERMINACION DEL TIEMPO DE CONCENTRACION

Tramo	Cotas		Longitud del curso de agua más largo		Área	Desnivel Parcial	Pendiente
	Inicial	Final	[m].	[Km].			
CUNETAS 1	[m]. 2,046	[m]. 2,050	[m]. 50.	[Km]. 0.05	[km2]. 0.0015	[m]. 4	[m/m]. 0.0800

Kirpich (1940).

$$t_c = 0.01947 \cdot L^{0.77} \cdot S^{-0.385}$$

L: Longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m.

L= 50. [m]

S: Pendiente promedio de la cuenca, pies/pie.

S= 0.0800 [m/m].

Tc= 1.05 [min].

Tc= 0.02 [hrs].

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n}$$

DATOS HIDROLÓGICOS		
K =	84.618	
m =	0.124	
n =	0.540	
T =	10	años
tc =	1.05	min
I =	109.84	mm/hr

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA > 50%	ALTA > 20%	MEDIA > 5%	SUAVE > 1%	DESPRECIABLE < 1%
Sin vegetación	Impermeable	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	Semipermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Permeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
Cultivos	Impermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Semipermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Permeable	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	Semipermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Permeable	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
Hierba, grama	Impermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Semipermeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	Permeable	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Semipermeable	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
	Permeable	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

Método Racional		
C =	0.35	
I =	109.84	mm/hr
A =	0.00150	km2
Q =		0.02 m ³ /s

DISEÑO DE CUNETAS - DETERMINACION DEL TIEMPO DE CONCENTRACION

N°	INICIO	FINAL	LONG. TRAMO	S	INICIO		Longitud de Ladera	FIN		Longitud de Ladera	Area (m2)	Area (km2)	Longitud (m)	Dif (m)	S (m/m)	tc (min)
					C. Inf	C. Sup		C. Inf	C. Sup							
CUNETA 1	41+000.00	41+030.00	30.00	0.12	2053	2056	50.00	2046	2050	50.00	1500	0.0015	50.00	4.00	0.08	1.05
CUNETA 2	41+030.00	41+310.00	280.00	0.08	2046	2056	50.00	1967	2030	200.00	35000	0.0350	200.00	63.00	0.32	1.80
CUNETA 3	41+450.00	41+310.00	140.00	0.09	1967	2030	200.00	1964	1999	200.00	28000	0.0280	200.00	63.00	0.32	1.80
CUNETA 4	41+450.00	41+760.00	310.00	0.10	1967	2030	200.00	1915	1949	200.00	62000	0.0620	200.00	63.00	0.32	1.80
CUNETA 5	41+965.00	41+760.00	205.00	0.07	1898	1950	195.00	1915	1949	200.00	40487.5	0.0405	200.00	52.00	0.26	1.93
CUNETA 6	41+987.40	42+000.00	12.60	0.03	1906	1950	195.00	1905	1930	195.00	2457	0.0025	195.00	44.00	0.23	2.00
CUNETA 7	42+180.00	42+000.00	180.00	0.07	1964	1912	135.00	1905	1930	195.00	29700	0.0297	195.00	25.00	0.13	2.49
CUNETA 8	42+180.00	42+270.00	90.00	0.03	1964	1912	135.00	1903	1930	150.00	12825	0.0128	150.00	27.00	0.18	1.79
CUNETA 9	42+480.00	42+270.00	210.00	0.12	1900	1938	170.00	1903	1930	150.00	33600	0.0336	170.00	38.00	0.22	1.81
CUNETA 10	42+480.00	42+700.00	220.00	0.06	1900	1938	170.00	1850	1848	65.00	25850	0.0259	170.00	38.00	0.22	1.81
CUNETA 11	42+700.00	42+870.00	170.00	0.06	1850	1848	65.00	1851	1860	175.00	20400	0.0204	175.00	9.00	0.05	3.26
CUNETA 12	42+870.00	43+110.00	240.00	0.06	1851	1860	175.00	1869	1912	190.00	43800	0.0438	190.00	43.00	0.23	1.96
CUNETA 13	43+110.00	43+360.00	250.00	0.05	1869	1912	190	1840	1869	165.00	44375	0.0444	190.00	43.00	0.23	1.96
CUNETA 14	43+360.00	43+500.00	140.00	0.12	1840	1869	165.00	1838	1857	165.00	23100	0.0231	165.00	29.00	0.18	1.94
CUNETA 15	43+607.04	43+500.00	107.04	0.04	1815	1842	175.00	1838	1857	165.00	18196.8	0.0182	175.00	27.00	0.15	2.13
CUNETA 16	43+607.04	43+790.00	182.96	0.07	1815	1842	175.00	1806	1952	200.00	34305	0.0343	200.00	146.00	0.73	1.30
CUNETA 17	43+790.00	43+910.00	120.00	0.10	1806	1952	200.00	1815	1876	185.00	23100	0.0231	200.00	146.00	0.73	1.30
CUNETA 18	44+108.09	43+910.00	198.09	0.03	1840	1920	195.00	1815	1876	170.00	36151.425	0.0362	195.00	80.00	0.41	1.59
CUNETA 19	44+108.09	44+240.00	131.91	0.03	1840	1920	195.00	1886	1936	190.00	25392.675	0.0254	195.00	80.00	0.41	1.59
CUNETA 20	44+240.00	44+480.00	240.00	0.04	1886	1936	190.00	1900	1971	150.00	40800	0.0408	190.00	71.00	0.37	1.62
CUNETA 21	44+480.00	44+670.00	190.00	0.07	1900	1971	150.00	1886	1955	180.00	31350	0.0314	180.00	71.00	0.39	1.52
CUNETA 22	44+670.00	44+900.00	230.00	0.03	1886	1955	170.00	1903	1964	175.00	39675	0.0397	175.00	69.00	0.39	1.49
CUNETA 23	44+900.00	45+040.00	140.00	0.10	1903	1964	175.00	2009	2022	90.00	18550	0.0186	175.00	61.00	0.35	1.56
CUNETA 24	45+200.00	45+040.00	160.00	0.04	2015	2025	130.00	2009	2022	90.00	17600	0.0176	130.00	13.00	0.10	2.00
CUNETA 25	45+450.00	45+200.00	250.00	0.02	2030	2036	70.00	2015	2025	130.00	25000	0.0250	130.00	10.00	0.08	2.22
CUNETA 26	45+450.00	45+540.00	90.00	0.08	2030	2036	70.00	2035	2036	40.00	4950	0.0050	70.00	6.00	0.09	1.32
CUNETA 27	45+780.00	45+540.00	240.00	0.11	1970	1994	145.00	2035	2036	40.00	22200	0.0222	145.00	24.00	0.17	1.80
CUNETA 28	45+980.00	45+780.00	200.00	0.11	1982	1994	90.00	1970	1994	145.00	23500	0.0235	145.00	24.00	0.17	1.80
CUNETA 29	46+120.00	45+990.00	130.00	0.06	1921	1939	200.00	1982	1994	90.00	18850	0.0189	200.00	18.00	0.09	2.91
CUNETA 30	46+290.00	46+120.00	170.00	0.05	1954	1968	60.00	1921	1939	200.00	22100	0.0221	200.00	18.00	0.09	2.91
CUNETA 31	46+500.00	46+290.00	210.00	0.06	2000	2004	50.00	1954	1968	60.00	11550	0.0116	60.00	14.00	0.23	0.80
CUNETA 32	46+720.00	46+500.00	220.00	0.09	2000	2014	90.00	2000	2004	50.00	15400	0.0154	90.00	14.00	0.16	1.27
CUNETA 33	46+720.00	46+990.00	270.00	0.09	2000	2014	90.00	1956	1979	100.00	25650	0.0257	100.00	23.00	0.23	1.19
CUNETA 34	46+990.00	47+240.00	250.00	0.07	1956	1979	100.00	1991	1894	50.00	18750	0.0188	100.00	23.00	0.23	1.19

N°	INICIO	FINAL	LONG. TRAMO	S	INICIO		Longitud de Ladera	FIN		Longitud de Ladera	Area (m2)	Area (km2)	Longitud (m)	Dif (m)	S (m/m)	tc (min)
					C. Inf	C. Sup		C. Inf	C. Sup							
CUNETA 35	47+240.00	47+475.00	235.00	0.07	1991	1894	50.00	1870	1891	80.00	15275	0.0153	80.00	21.00	0.26	0.95
CUNETA 36	47+476.91	47+475.00	1.91	0.01	1844	1866	100.00	1870	1891	80.00	171.9	0.0002	100.00	22.00	0.22	1.21
CUNETA 37	47+570.00	47+493.41	76.59	0.04	1838	1878	50.00	1825	1861	30.00	3063.6	0.0031	50.00	40.00	0.80	0.43
CUNETA 38	47+570.00	47+940.00	370.00	0.05	1838	1878	50.00	1901	1943	135.00	34225	0.0342	135.00	42.00	0.31	1.33

CUNETA 39	48+310.00	47+940.00	370.00	0.08	1859	1920	95.00	1901	1943	135.00	42550	0.0426	135.00	61.00	0.45	1.15
CUNETA 40	48+310.00	48+660.00	350.00	0.07	1859	1920	95.00	1901	1937	100.00	34125	0.0341	100.00	61.00	0.61	0.82
CUNETA 41	48+660.00	48+770.00	110.00	0.09	1901	1937	115.00	1915	1937	100.00	11825	0.0118	115.00	36.00	0.31	1.18
CUNETA 42	48+770.00	48+990.00	220.00	0.06	1915	1937	115.00	1839	1874	85.00	22000	0.0220	115.00	35.00	0.30	1.19
CUNETA 43	49+080.00	48+990.00	90.00	0.05	1815	1834	120.00	1839	1874	85.00	9225	0.0092	120.00	35.00	0.29	1.25
CUNETA 44	49+080.00	49+310.00	230.00	0.07	1815	1834	120.00	1732	1761	95.00	24725	0.0247	120.00	29.00	0.24	1.34
CUNETA 45	49+310.00	49+540.00	230.00	0.08	1732	1761	95.00	1724	1777	105.00	23000	0.0230	105.00	53.00	0.50	0.91
CUNETA 46	49+820.00	49+540.00	280.00	0.05	1739	1767	100.00	1724	1777	105.00	28700	0.0287	105.00	53.00	0.50	0.91
CUNETA 47	49+820.00	49+970.00	150.00	0.10	1739	1767	100.00	1746	1784	105.00	15375	0.0154	105.00	38.00	0.36	1.04
CUNETA 48	50+020.00	49+970.00	50.00	0.05	1760	1784	90.00	1746	1784	105.00	4875	0.0049	105.00	38.00	0.36	1.04
CUNETA 49	50+020.00	50+298.00	278.00	0.08	1760	1784	90.00	1793	1811	110.00	27800	0.0278	110.00	24.00	0.22	1.31
CUNETA 50	50+400.00	50+298.00	102.00	0.02	1837	1847	95.00	1793	1811	110.00	10455	0.0105	110.00	18.00	0.16	1.46
CUNETA 51	50+400.00	50+550.00	150.00	0.04	1837	1847	95.00	1819	1848	125.00	16500	0.0165	125.00	29.00	0.23	1.41
CUNETA 52	50+720.00	50+550.00	170.00	0.05	1799	1837	115.00	1819	1848	125.00	20400	0.0204	125.00	38.00	0.30	1.27
CUNETA 53	50+720.00	50+740.00	20.00	0.01	1799	1837	115.00	1811	1835	115.00	2300	0.0023	115.00	38.00	0.33	1.15
CUNETA 54	50+740.00	50+940.00	200.00	0.05	1811	1835	115.00	1835	1841	150.00	26500	0.0265	150.00	24.00	0.16	1.87
CUNETA 55	51+230.00	50+940.00	290.00	0.07	1753	1757	85.00	1835	1841	150.00	34075	0.0341	150.00	6.00	0.04	3.19
CUNETA 56	51+230.00	51+450.00	220.00	0.03	1753	1757	85.00	1723	1723	65.00	16500	0.0165	85.00	4.00	0.05	1.93
CUNETA 57	51+660.00	51+450.00	210.00	0.04	1738	1741	125.00	1723	1723	65.00	19950	0.0200	125.00	3.00	0.02	3.37
CUNETA 58	51+720.00	51+660.00	60.00	0.01	1745	1757	110.00	1738	1741	125.00	7050	0.0071	125.00	12.00	0.10	1.98
CUNETA 59	51+720.00	51+820.00	100.00	0.06	1745	1757	110.00	1753	1771	120.00	11500	0.0115	120.00	18.00	0.15	1.61
CUNETA 60	51+980.00	51+820.00	160.00	0.05	1819	1866	120.00	1753	1771	120.00	19200	0.0192	120.00	47.00	0.39	1.11
CUNETA 61	51+980.00	52+010.00	30.00	0.07	1819	1866	120.00	1814	1880	125.00	3675	0.0037	125.00	66.00	0.53	1.03
CUNETA 62	52+010.00	52+080.00	70.00	0.01	1814	1880	125.00	1832	1880	125.00	8750	0.0088	125.00	66.00	0.53	1.03

DISEÑO DE CUNETAS - SECCIONES DE CUNETAS

	Q aporte	S	n	Y	ALTURA	ANCHO	A	R	Qmanig
CUNETA 1	0.016	0.12	0.04	0.11	0.30	0.75	0.015	0.04	0.016
CUNETA 2	0.279	0.08	0.04	0.35	0.35	0.88	0.154	0.13	0.279
CUNETA 3	0.224	0.09	0.04	0.32	0.32	0.79	0.124	0.12	0.224
CUNETA 4	0.495	0.10	0.04	0.42	0.42	1.05	0.221	0.16	0.495
CUNETA 5	0.311	0.07	0.04	0.37	0.37	0.93	0.173	0.14	0.311
CUNETA 6	0.018	0.03	0.04	0.15	0.30	0.75	0.029	0.06	0.018
CUNETA 7	0.199	0.07	0.04	0.32	0.32	0.80	0.127	0.12	0.199
CUNETA 8	0.103	0.03	0.04	0.29	0.30	0.75	0.105	0.11	0.103
CUNETA 9	0.267	0.12	0.04	0.32	0.32	0.80	0.129	0.12	0.267
CUNETA 10	0.206	0.06	0.04	0.33	0.33	0.82	0.135	0.12	0.206
CUNETA 11	0.118	0.06	0.04	0.27	0.30	0.75	0.089	0.10	0.118
CUNETA 12	0.334	0.06	0.04	0.39	0.39	0.98	0.191	0.15	0.334
CUNETA 13	0.338	0.05	0.04	0.41	0.41	1.03	0.214	0.15	0.338
CUNETA 14	0.177	0.12	0.04	0.28	0.30	0.75	0.095	0.10	0.177
CUNETA 15	0.132	0.04	0.04	0.31	0.31	0.76	0.117	0.11	0.132
CUNETA 16	0.326	0.07	0.04	0.38	0.38	0.96	0.185	0.14	0.326
CUNETA 17	0.220	0.10	0.04	0.31	0.31	0.77	0.117	0.11	0.220
CUNETA 18	0.308	0.03	0.04	0.43	0.43	1.09	0.235	0.16	0.308
CUNETA 19	0.216	0.03	0.04	0.38	0.38	0.94	0.177	0.14	0.216
CUNETA 20	0.345	0.04	0.04	0.43	0.43	1.08	0.233	0.16	0.345
CUNETA 21	0.274	0.07	0.04	0.36	0.36	0.90	0.161	0.13	0.274
CUNETA 22	0.351	0.03	0.04	0.46	0.46	1.15	0.267	0.17	0.351
CUNETA 23	0.160	0.10	0.04	0.27	0.30	0.75	0.095	0.10	0.160
CUNETA 24	0.132	0.04	0.04	0.30	0.30	0.75	0.110	0.11	0.132
CUNETA 25	0.178	0.02	0.04	0.38	0.38	0.94	0.176	0.14	0.178
CUNETA 26	0.047	0.08	0.04	0.18	0.30	0.75	0.040	0.07	0.047
CUNETA 27	0.177	0.11	0.04	0.28	0.30	0.75	0.096	0.10	0.177
CUNETA 28	0.188	0.11	0.04	0.28	0.30	0.75	0.101	0.11	0.188
CUNETA 29	0.116	0.06	0.04	0.27	0.30	0.75	0.091	0.10	0.116
CUNETA 30	0.136	0.05	0.04	0.29	0.30	0.75	0.106	0.11	0.136
CUNETA 31	0.143	0.06	0.04	0.29	0.30	0.75	0.102	0.11	0.143
CUNETA 32	0.148	0.09	0.04	0.27	0.30	0.75	0.091	0.10	0.148
CUNETA 33	0.256	0.09	0.04	0.33	0.33	0.83	0.136	0.12	0.256
CUNETA 34	0.187	0.07	0.04	0.31	0.31	0.77	0.120	0.12	0.187
CUNETA 35	0.172	0.07	0.04	0.30	0.30	0.75	0.112	0.11	0.172
CUNETA 36	0.002	0.01	0.04	0.08	0.30	0.75	0.008	0.03	0.002
CUNETA 37	0.053	0.04	0.04	0.22	0.30	0.75	0.058	0.08	0.053
CUNETA 38	0.321	0.05	0.04	0.40	0.40	1.00	0.199	0.15	0.321
CUNETA 39	0.431	0.08	0.04	0.41	0.41	1.03	0.212	0.15	0.431
CUNETA 40	0.417	0.07	0.04	0.42	0.42	1.04	0.218	0.16	0.417
CUNETA 41	0.119	0.09	0.04	0.25	0.30	0.75	0.079	0.09	0.119
CUNETA 42	0.220	0.06	0.04	0.34	0.34	0.84	0.140	0.12	0.220
CUNETA 43	0.090	0.05	0.04	0.25	0.30	0.75	0.079	0.09	0.090
CUNETA 44	0.231	0.07	0.04	0.33	0.33	0.83	0.138	0.12	0.231
CUNETA 45	0.265	0.08	0.04	0.34	0.34	0.86	0.147	0.13	0.265
CUNETA 46	0.330	0.05	0.04	0.42	0.42	1.04	0.215	0.15	0.330
CUNETA 47	0.165	0.10	0.04	0.28	0.30	0.75	0.096	0.10	0.165
CUNETA 48	0.052	0.05	0.04	0.20	0.30	0.75	0.051	0.08	0.052
CUNETA 49	0.264	0.08	0.04	0.34	0.34	0.85	0.145	0.13	0.264
CUNETA 50	0.093	0.02	0.04	0.31	0.31	0.78	0.121	0.12	0.093
CUNETA 51	0.150	0.04	0.04	0.32	0.32	0.81	0.131	0.12	0.150
CUNETA 52	0.197	0.05	0.04	0.34	0.34	0.84	0.142	0.13	0.197
CUNETA 53	0.023	0.01	0.04	0.20	0.30	0.75	0.050	0.07	0.023
CUNETA 54	0.207	0.05	0.04	0.34	0.34	0.85	0.144	0.13	0.207
CUNETA 55	0.200	0.07	0.04	0.31	0.31	0.79	0.124	0.12	0.200
CUNETA 56	0.127	0.03	0.04	0.31	0.31	0.76	0.117	0.11	0.127
CUNETA 57	0.113	0.04	0.04	0.28	0.30	0.75	0.099	0.11	0.113
CUNETA 58	0.053	0.01	0.04	0.31	0.31	0.78	0.123	0.12	0.053
CUNETA 59	0.097	0.06	0.04	0.25	0.30	0.75	0.078	0.09	0.097
CUNETA 60	0.198	0.05	0.04	0.34	0.34	0.84	0.142	0.13	0.198
CUNETA 61	0.040	0.07	0.04	0.17	0.30	0.75	0.037	0.06	0.040
CUNETA 62	0.095	0.01	0.04	0.34	0.34	0.86	0.149	0.13	0.095
CUNETA 63	0.067	0.08	0.04	0.21	0.30	0.75	0.053	0.08	0.067
CUNETA 64	0.094	0.09	0.04	0.23	0.30	0.75	0.065	0.08	0.094
CUNETA 65	0.351	0.06	0.04	0.40	0.40	1.00	0.200	0.15	0.351
CUNETA 66	0.223	0.05	0.04	0.35	0.35	0.87	0.153	0.13	0.223
CUNETA 67	0.321	0.06	0.04	0.39	0.39	0.99	0.194	0.15	0.321
CUNETA 68	0.317	0.02	0.04	0.47	0.47	1.17	0.275	0.17	0.317

DISEÑO DE ALCANTARILLAS

Tramo	Cotas		Longitud del curso de agua más largo		Área [km ²].	Desnivel Parcial [m].	Pendiente [m/m].
	Inicial [m].	Final [m].	[m].	[Km].			
ALCANT. 1	2,051	1,993	188.7285	0.19	0.02	58	0.3073

Kirpich (1940).

$$t_c = 0.01947 L^{0.77} S^{-0.385}$$

L: Longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m.

$$L = 188.729 \text{ [m]}$$

S: Pendiente promedio de la cuenca, pies/pie.

$$S = 0.3073 \text{ [m/m].}$$

$$T_c = 1.73 \text{ [min].}$$

$$T_c = 0.03 \text{ [hrs].}$$

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n}$$

DATOS HIDROLÓGICOS	
K =	84.618
m =	0.124
n =	0.540
T =	25 años
tc =	1.73 min
l =	93.71 mm/hr

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA > 50%	ALTA > 20%	MEDIA > 5%	SUAVE > 1%	DESPRECIABLE < 1%
Sin vegetación	Impermeable	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	Semipermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Permeable	0.60	0.45	0.40	0.35	0.30
Cultivos	Impermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Semipermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Permeable	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	Semipermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Permeable	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
Hierba, grama	Impermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Semipermeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	Permeable	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Semipermeable	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
	Permeable	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

Método Racional

C =	0.35	
l =	93.71	mm/hr
A =	0.02209	km ²

$$Q = 0.20 \text{ m}^3/\text{s}$$

DISEÑO DE ALCANTARILLA - DETERMINACION DEL TIEMPO DE CONCENTRACION

ALCANTARILLAS								
N°	AREA (m2)	AREA (km2)	LONGITUD (m)	COTA-SUP	COTA-INF	DIF(m)	PENDIENTE (m/m)	tc (min)
ALCANT. N°1	22,090.55	0.02	188.73	2,051	1,993	58	0.3073	1.73
ALCANT. N°2	16,309.89	0.02	178.20	2,030	1,954	76	0.4265	1.46
ALCANT. N°3	40,220.08	0.04	370.41	2,027	1,902	125	0.3375	2.81
ALCANT. N°4	177,795.38	0.18	292.33	2,010	1,912	98	0.3352	2.35
ALCANT. N°5	291,667.00	0.29	1,062.19	2,176	1,834	342	0.3220	6.44
ALCANT. N°6	231,298.27	0.23	777.29	2,178	1,847	331	0.4258	4.55
ALCANT. N°7	28,072.55	0.03	228.93	1,828	1,806	22	0.0961	3.15
ALCANT. N°8	13,410.43	0.01	165.03	1,900	1,840	60	0.3636	1.47
ALCANT. N°9	145,798.96	0.15	596.83	2,047	1,898	149	0.2497	4.56
ALCANT. N°10	27,473.12	0.03	212.91	2,030	2,023	7	0.0329	4.50
ALCANT. N°11	143,498.47	0.14	421.96	1,991	1,901	90	0.2133	3.71
ALCANT. N°12	27,938.66	0.03	395.28	2,003	1,876	127	0.3213	3.01
ALCANT. N°13	31,971.49	0.03	248.35	1,934	1,815	119	0.4792	1.81
ALCANT. N°14	38,634.37	0.04	355.07	1,905	1,747	158	0.4450	2.45
ALCANT. N°15	34,638.93	0.03	307.00	1,854	1,733	121	0.3941	2.29
ALCANT. N°16	40,234.65	0.04	296.77	1,844	1,758	86	0.2898	2.51
ALCANT. N°17	30,806.86	0.03	345.00	1,871	1,819	52	0.1507	3.63
ALCANT. N°18	8,976.97	0.01	234.99	1,885	1,811	74	0.3149	2.03
ALCANT. N°19	1,252,632.00	1.25	2,415.58	2,257	1,747	510	0.2111	14.27
ALCANT. N°20	85,943.26	0.09	919.26	2,136	1,753	383	0.4166	5.22
ALCANT. N°21	41,820.65	0.04	555.13	2,049	1,792	257	0.4630	3.40
ALCANT. N°22	42,600.32	0.04	571.00	2,057	1,776	281	0.4921	3.39
ALCANT. N°23	410,341.72	0.41	1,190.94	2,225	1,776	449	0.3770	6.62
ALCANT. N°24	161,128.23	0.16	1,087.76	2,225	1,827	398	0.3659	6.25

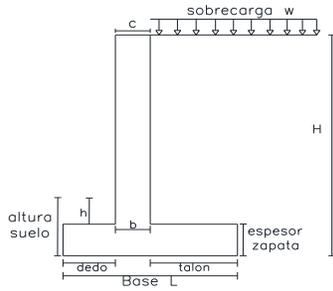
DISEÑO DE ALCANTARILLA - DETERMINACION DE CAUDALES MAXIMOS

CAUDALES MAXIMOS									
N°	C	Intensidad						A (Km2)	Q (m3/s)
		K	m	n	T (años)	tc (min)	I (mm/hr)		
ALCANT. N°1	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	1.73	102.12443	0.02	0.22
ALCANT. N°2	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	1.46	111.96442	0.02	0.18
ALCANT. N°3	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	2.81	78.67080	0.04	0.31
ALCANT. N°4	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	2.35	86.68780	0.18	1.50
ALCANT. N°5	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	6.44	50.27243	0.29	1.43
ALCANT. N°6	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	4.55	60.66871	0.23	1.37
ALCANT. N°7	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	3.15	74.01086	0.03	0.20
ALCANT. N°8	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	1.47	111.82345	0.01	0.15
ALCANT. N°9	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	4.56	60.59765	0.15	0.86
ALCANT. N°10	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	4.50	61.02985	0.03	0.16
ALCANT. N°11	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	3.71	67.74117	0.14	0.95
ALCANT. N°12	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	3.01	75.79506	0.03	0.21
ALCANT. N°13	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	1.81	99.92084	0.03	0.31
ALCANT. N°14	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	2.45	84.80509	0.04	0.32
ALCANT. N°15	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	2.29	87.84875	0.03	0.30
ALCANT. N°16	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	2.51	83.57682	0.04	0.33
ALCANT. N°17	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	3.63	68.52871	0.03	0.21
ALCANT. N°18	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	2.03	93.70155	0.01	0.08
ALCANT. N°19	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	14.27	32.72327	1.25	3.99
ALCANT. N°20	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	5.22	56.32450	0.09	0.47
ALCANT. N°21	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	3.40	71.00621	0.04	0.29
ALCANT. N°22	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	3.39	71.07604	0.04	0.29
ALCANT. N°23	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	6.62	49.53541	0.41	1.98
ALCANT. N°24	0.35	84.6176	0.124047	0.54001	50	6.25	51.11850	0.16	0.80

DISEÑO DE ALCANTARILLAS : "Q" DE CUNETETA + AREAS TRIBUTARIAS

	Q ALCAN.	Q CUNETETA	Q TOTAL	Tipo Alcantarilla	S	n	Y (%)	D	Y	Z	BETA	A FULL	A SECTOR	A TRIANGULO	A	P	Q	D (pulg)
ALCANT. N°1	0.220	0.016	0.236	Paso	0.31	0.024	75	0.287	0.22	0.072	60	0.065	0.022	0.009	0.052	0.602	0.236	24
ALCANT. N°2	0.178	0.503	0.681	Paso	0.43	0.024	75	0.402	0.30	0.101	60	0.127	0.042	0.017	0.102	0.842	0.681	24
ALCANT. N°3	0.308	0.806	1.114	Paso	0.34	0.024	75	0.505	0.38	0.126	60	0.201	0.067	0.028	0.161	1.058	1.115	24
ALCANT. N°4	1.500	0.217	1.717	Paso	0.34	0.024	75	0.595	0.45	0.149	60	0.278	0.093	0.038	0.224	1.246	1.717	24
ALCANT. N°5		0.370	0.370	Alivio	0.32	0.024	75	0.338	0.25	0.084	60	0.089	0.030	0.012	0.072	0.707	0.370	24
ALCANT. N°6		0.206	0.206	Alivio	0.44	0.024	75	0.255	0.19	0.064	60	0.051	0.017	0.007	0.041	0.535	0.206	24
ALCANT. N°7	1.427	0.118	1.545	Paso	0.32	0.024	75	0.576	0.43	0.144	60	0.261	0.087	0.036	0.210	1.207	1.545	24
ALCANT. N°8	1.365	0.334	1.699	Paso	0.43	0.024	75	0.552	0.41	0.138	60	0.239	0.080	0.033	0.193	1.157	1.586	24
ALCANT. N°9		0.338	0.338	Alivio	0.33	0.024	75	0.325	0.24	0.081	60	0.083	0.028	0.011	0.067	0.680	0.339	24
ALCANT. N°10		0.309	0.309	Alivio	0.32	0.024	75	0.315	0.24	0.079	60	0.078	0.026	0.011	0.063	0.661	0.309	24
ALCANT. N°11	0.202	0.326	0.528	Paso	0.10	0.024	75	0.483	0.36	0.121	60	0.183	0.061	0.025	0.148	1.012	0.528	24
ALCANT. N°12	0.146	0.528	0.674	Paso	0.36	0.024	75	0.413	0.31	0.103	60	0.134	0.045	0.018	0.108	0.864	0.674	24
ALCANT. N°13	0.860	0.216	1.076	Paso	0.25	0.024	75	0.528	0.40	0.132	60	0.219	0.073	0.030	0.176	1.106	1.077	24
ALCANT. N°14		0.345	0.345	Alivio	0.32	0.024	75	0.329	0.25	0.082	60	0.085	0.028	0.012	0.068	0.689	0.346	24
ALCANT. N°15		0.274	0.274	Alivio	0.44	0.024	75	0.284	0.21	0.071	60	0.063	0.021	0.009	0.051	0.595	0.274	24
ALCANT. N°16		0.351	0.351	Alivio	0.11	0.024	75	0.404	0.30	0.101	60	0.128	0.043	0.018	0.103	0.847	0.351	24
ALCANT. N°17		0.292	0.292	Alivio	0.37	0.024	75	0.301	0.23	0.075	60	0.071	0.024	0.010	0.057	0.630	0.292	24
ALCANT. N°18	0.163	0.178	0.341	Paso	0.03	0.024	75	0.502	0.38	0.125	60	0.198	0.066	0.027	0.159	1.051	0.341	24
ALCANT. N°19		0.224	0.224	Alivio	0.24	0.024	75	0.295	0.22	0.074	60	0.068	0.023	0.009	0.055	0.618	0.224	24
ALCANT. N°20		0.188	0.188	Alivio	0.04	0.024	75	0.387	0.29	0.097	60	0.117	0.039	0.016	0.095	0.810	0.188	24
ALCANT. N°21		0.116	0.116	Alivio	0.22	0.024	75	0.235	0.18	0.059	60	0.043	0.014	0.006	0.035	0.491	0.116	24
ALCANT. N°22	0.946	0.136	1.082	Paso	0.21	0.024	75	0.545	0.41	0.136	60	0.233	0.078	0.032	0.187	1.141	1.082	24
ALCANT. N°23		0.143	0.143	Alivio	0.32	0.024	75	0.237	0.18	0.059	60	0.044	0.015	0.006	0.035	0.495	0.143	24
ALCANT. N°24		0.148	0.148	Alivio	0.46	0.024	75	0.224	0.17	0.056	60	0.039	0.013	0.005	0.032	0.469	0.149	24
ALCANT. N°25		0.256	0.256	Alivio	0.45	0.024	75	0.276	0.21	0.069	60	0.060	0.020	0.008	0.048	0.578	0.256	24
ALCANT. N°26		0.187	0.187	Alivio	0.41	0.024	75	0.250	0.19	0.062	60	0.049	0.016	0.007	0.039	0.523	0.187	24
ALCANT. N°27		0.174	0.174	Alivio	0.30	0.024	75	0.258	0.19	0.064	60	0.052	0.017	0.007	0.042	0.539	0.174	24
ALCANT. N°28		0.752	0.752	Alivio	0.15	0.024	75	0.507	0.38	0.127	60	0.202	0.067	0.028	0.162	1.062	0.752	24
ALCANT. N°29	0.206	0.417	0.623	Paso	0.32	0.024	75	0.410	0.31	0.103	60	0.132	0.044	0.018	0.106	0.859	0.623	24
ALCANT. N°30	0.311	0.119	0.430	Paso	0.48	0.024	75	0.331	0.25	0.083	60	0.086	0.029	0.012	0.069	0.694	0.430	24
ALCANT. N°31		0.309	0.309	Alivio	0.33	0.024	75	0.314	0.24	0.078	60	0.077	0.026	0.011	0.062	0.657	0.309	24
ALCANT. N°32		0.231	0.231	Alivio	0.42	0.024	75	0.269	0.20	0.067	60	0.057	0.019	0.008	0.046	0.563	0.231	24
ALCANT. N°33	0.319	0.595	0.914	Paso	0.44	0.024	75	0.445	0.33	0.111	60	0.156	0.052	0.021	0.125	0.933	0.914	24
ALCANT. N°34	0.296	0.218	0.514	Paso	0.39	0.024	75	0.367	0.28	0.092	60	0.106	0.035	0.015	0.085	0.769	0.514	24
ALCANT. N°35	0.327	0.357	0.684	Paso	0.29	0.024	75	0.433	0.32	0.108	60	0.147	0.049	0.020	0.118	0.907	0.684	24
ALCANT. N°36	0.205	0.347	0.552	Paso	0.15	0.024	75	0.452	0.34	0.113	60	0.160	0.053	0.022	0.129	0.946	0.552	24
ALCANT. N°37	0.082	0.023	0.105	Paso	0.31	0.024	75	0.211	0.16	0.053	60	0.035	0.012	0.005	0.028	0.442	0.105	24
ALCANT. N°38		0.407	0.407	Alivio	0.47	0.024	75	0.326	0.24	0.081	60	0.083	0.028	0.011	0.067	0.682	0.408	24
ALCANT. N°39		0.240	0.240	Alivio	0.50	0.024	75	0.264	0.20	0.066	60	0.055	0.018	0.008	0.044	0.553	0.240	24
ALCANT. N°40	3.988	0.053	4.042	Paso	0.21	0.024	75	0.894	0.67	0.224	60	0.628	0.209	0.087	0.506	1.873	4.042	36
ALCANT. N°41	0.471	0.296	0.767	Paso	0.42	0.024	75	0.422	0.32	0.106	60	0.140	0.047	0.019	0.113	0.884	0.767	24
ALCANT. N°42	0.289	0.040	0.329	Paso	0.46	0.024	75	0.302	0.23	0.075	60	0.071	0.024	0.010	0.057	0.631	0.329	24
ALCANT. N°43	0.295	0.161	0.456	Paso	0.49	0.024	75	0.337	0.25	0.084	60	0.089	0.030	0.012	0.072	0.705	0.456	24
ALCANT. N°44	1.978	0.445	2.422	Paso	0.38	0.024	75	0.662	0.50	0.166	60	0.344	0.115	0.047	0.277	1.387	2.422	36
ALCANT. N°45	0.801	0.544	1.346	Paso	0.37	0.024	75	0.534	0.40	0.134	60	0.224	0.075	0.031	0.180	1.119	1.347	24
ALCANT. N°46		0.317	0.317	Alivio	0.39	0.024	75	0.307	0.23	0.077	60	0.074	0.025	0.010	0.060	0.643	0.317	24

ALCANTARILLA - MURO EN VOLADIZO



Datos:

f'c: 210 kg/cm²
 Fy: 4200 kg/cm²
 γ: 1.9 tn/m³
 Altura Total: 1.5 m
 Sobrecarga: 0 tn/m²
 Relleno delante: 0 m

angulo de friccion interna de acuerdo al tipo de suelo

Tipos de Suelos	Angulo de Fricción Interna en grados.	Cohesión c.
Arena suelta	30	
Arena de Compacidad media	32,5	
Arena densa	35	
Gravilla	35	
Gravilla heterogénea	35	
Bloques de piedra	35	
escolleras (sin presencia de arena)		
Arcilla arenolosa	15	0,25
Arcillas firmes	18	0,1
Arcillas blandas	17	0
Arcilla arenosa firme	22,5	0,05
Suelos Cohesivos		
Arcilla arenosa blanda	22,5	0
Limo firme	24,5	0,32
Limo blando	25,5	0
Arcilla orgánica, limo y cieno, no fibrosa	10	0
Turba	15	0

Ø: 35 °

coeficiente de friccion muro según el tipo de suelo

COEFICIENTES DE FRICCIÓN ENTRE SUELO Y CONCRETO	
Concreto o mampostería contra arena limosa media a gruesa, grava limosa	μ=0,55
Concreto o mampostería contra grava limpia, arena gruesa	μ=0,45
Limo no plástico	μ=0,55
Roca sólida sana	μ=0,60

μ: 0.45

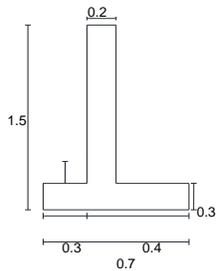
Predimensionamiento:

Espesor zapata	0.13	0.3
c	0.13	0.2
b	0.13	0.2
Base	1.00	0.7
Dedo	0.33	0.3
Talon	0.54	0.4

nota:

B=(2/3)H
 c=H/10 o 0.3 el mayor de los dos
 espesor zapata=H/10
 b=H/12
 Dedo=1/3 del ancho de la base

CALCULO DE LOS EMPUJES



EMPUJE ACTIVO

$$K_a = \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_{v0}} = \frac{1 - \text{sen } \phi'}{1 + \text{sen } \phi'} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right)$$

θ 0.611 rad
 1-Sen θ 0.426
 1+Sen θ 1.574

Ka = 0.271

La resolución analítica de la búsqueda del empuje máximo da a lugar:

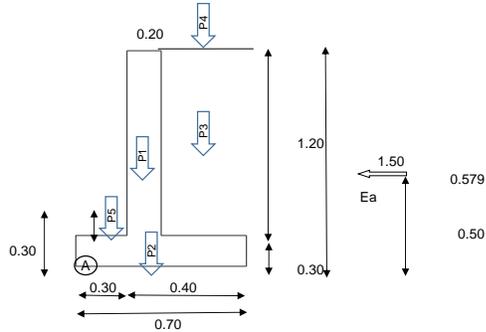
$$E_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma H^2$$

Ea = 0.579

Punto de aplicación = H/3

Pa = 0.5

ANALISIS DE ESTABILIDAD



	FUERZA (TN/MT)		XA (M)	Mav	Mah
	V	H			
	kg/m	kg/m	brazo m	Momento vert kg'm	Mto hor kg'm
P1	0.76		0.40	0.30	
P2	0.66		0.35	0.23	
P3	0.60		0.50	0.30	
P4	0.00		0.50	0.00	
P5	0.00		0.15	0.00	
Ea		1.06	0.50		Mo= 0.53
Esobrecarga	0.00	0.00	0.00		0.00
	2.02	1.06		0.84	0.53

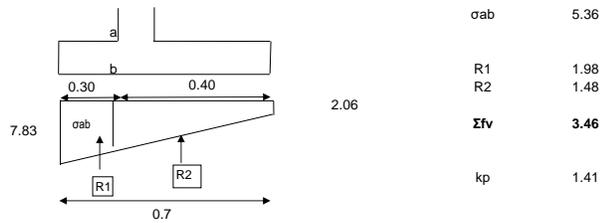
FACTORES DE SEGURIDAD

VOLVAMIENTO F.S 2.57 **OK DESLIZAMIENTO**
 aplicación resultante pto. A 0.15 m

DESLIZAMIENTO F.S 1.5692943 **OK**
 b/3 0.23 m
 2b/3 0.47 m

PRESION DE SUELO

σ admissible 2 kg/cm2 20 Tn/m2 σ_u 20
 e 0.20 m
 σ_1 7.83 Tn/m2 **MENORES QUE ESFUERZO ULTIMO**
 σ_2 -2.06 Tn/m2



ESFUERZO ESTRUCTURAL

PANTALLA

Ea	0.37 Tn/m	0.5*Ka ² *H ²	h/3	0.4
Es	0 Tn/m	sobrecarga*Ka*(H)	h/2	0.6
Cortante				(0.85*0.53*RAIZ(fc))
Vu	0.4865626 Tn/m	1.7*(Ea+Es)	Φvc	6.5283652 kg/cm2
d	14 cm			
vu	0.3475447 kg/cm2	Vu/d	vu<Φvc	OK
Flexion				
Mu	CVIVA 0.1853572 Tm-mt	1.8375 CMUERTA	1.3125 DENSIDAD CONCRETO	2.4

pdiseño 0.00333333
As 4.67 cm2

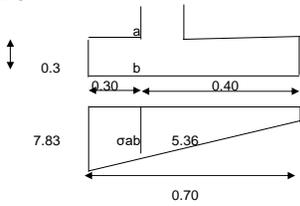
ρ 0.0025
ρmin 0.00333
As lemp 3.60 (2 caras)

Ø	As-cm2
6.4	0.32
9.5	0.71
12.7	1.27
15.9	1.99
19.1	2.87
22.2	3.87

	separacion	use S @
Ø6.4	6.89	6.00
Ø9.5	15.19	15.00
Ø12.7	27.15	27.00
Ø15.9	42.55	42.00
Ø19.1	61.40	61.00
Ø22.2	82.94	82.00

c/cara	1.80	cm2
	separacion	use s @
Ø9.5	39.37899	39
Ø12.7	70.37604	70
Ø15.9	110.30917	110
Ø19.1	159.17839	159

DEDO

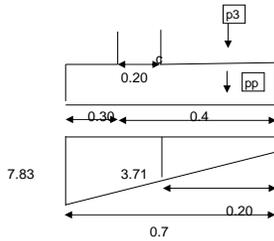


d 24
Va-b 1.602
Mu 0.273 tn-mt
vu 0.67
vu<Φvc **OK**

N	separacion	use S @
Øuse S @	4.02124	4.0
Ø6.4	8.86027	9.0
Ø9.5	15.83461	16.0
Ø12.7	24.81956	25.0
Ø15.9	35.81514	36.0
Ø19.1	48.38445	48.0

Asdiseño 8.00

TALON



d 24
σce 3.71
Vu 0.21
vu 0.09 kg/cm2
vu<Φvc **OK**
Mu 0.01 tn-mt

N	separacion	use S @
Ø6.4	4.02124	4.0
Ø9.5	8.86027	9.0
Ø12.7	15.83461	16.0
Ø15.9	24.81956	25.0
Ø19.1	35.81514	36.0
Ø22.2	48.38445	48.0

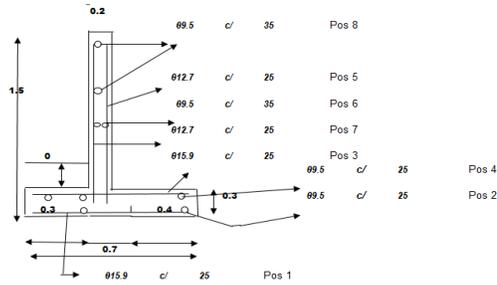
pmin	0.0033	
Asmin	4.67	
Ø12.7	27.1	27
Ø15.9	42.5	42
Ø19.1	61.4	61

pmin 0.00333
 pdiseño 0.003333
 Asdiseño 8.00

refuerzo horizontal

p 5.40 cm2
 c/cara 2.70 cm2

N	separacion	use S @
Ø9.5	26.25266	26
Ø12.7	46.91736	47
Ø15.9	73.53945	74



PUENTE TINAS

Tramo	Cotas		Longitud del curso de agua más largo		Área	Desnivel Parcial	Pendiente
	Inicial	Final	[m].	[Km].			
TINAS	[m]. 2711	[m]. 1823	[m]. 14739.17	[Km]. 14.74	[km2]. 55.911	[m]. 888	[m/m]. 0.0602

Kirpich (1940).

$$t_c = 0.01947 \cdot L^{0.77} \cdot S^{-0.385}$$

L: Longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m.

L= 14739.17 [m]

S: Pendiente promedio de la cuenca, pies/pie.

S= 0.0602 [m/m].

Tc= 93.07 [min].

Tc= 1.55 [hrs].

California Culverts Practice (1942).

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

L: Longitud del curso de agua más largo, [m].

L= 14739.17 [m]

H: Diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, en [m].

H= 888 [m].

Tc= 93.21 [min].

Tc= 1.55 [hrs].

Chereque.

$$T_c = \left(0.871 \frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Tc: Tiempo de concentración, en [hrs].

L: Longitud del río principal, en [Km].

L= 14.74 [km].

H: Desnivel del curso principal de la cuenca, en [m].

H= 888 [m].

Tc= 93.22 [min].

Tc= 1.55 [hrs]

METODO RACIONAL MODIFICADO - PUENTE TINAS

Cálculo del tiempo de concentración

Tiempo de concentración		
L =	14.74	km
S =	0.06	m/m
Tc =	3.95	hrs

$$T_c = 0.3(L/S^{0.25})^{0.76}$$

Coefficiente de Uniformidad

Coefficiente de Uniformidad		
Tc =	3.95	hrs
K =	1.28	

$$K = 1 + \frac{T_c^{1.25}}{T_c^{1.25} + 14}$$

Coefficiente de Simultaneidad o Factor Reductor (ka)

Factor Reductor (ka)		
A =	55.91	km ²
Ka =	0.88	

$$K_A = 1 - (\log_{10} A/15)$$

Precipitación máxima corregida sobre la cuenca (P)

Prex. Max. Correguida		
Ka =	0.88	km
Pd =	69.48	mm
P =	61.39	mm

$$P = k_A P_d$$

Intensidad de Precipitación (I)

Intensidad de Precipitación		
P =	61.39	mm
Tc =	3.95	hrs
I =	11.51	mm/hr

$$I = \left(\frac{P}{24}\right) * (11)^{\frac{28^{0.1} - T_c^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}$$

Coefficiente de Escorrentía (C)

Coefficiente de Escorrentía		
Pd =	69.48	mm
CN =	72	
Po =	19.44	mm
C =	0.32	

$$C = \frac{(P_d - P_o) * (P_d + 23 * P_o)}{(P_d + 11 * P_o)^2}$$

$$P_o : \text{Umbral de escorrentía} = \left(\frac{5000}{CN}\right) - 50$$

Caudal de Diseño

Caudal		
C =	0.32	mm
I =	11.51	mm/hr
A =	55.91	Km ²
K =	1.28	
Q =	74.03	m ³ /seg

$$Q = 0,278 \text{ CIAK}$$

METODO HIDROGRAMA TRIANGULAR - PUENTE TINAS

Determinamos la precipitación efectiva

Precipitación Efectiva		
P =	69.48	mm
P =	2.74	plg
CN =	72	
S =	3.89	
Pe =	0.66	pulg
Pe =	16.65	mm

$$Pe = \frac{(P - Ia)^2}{P + 0.80 S} = \frac{(P - 0.20 S)^2}{P + 0.80 S}$$

Cálculo del tiempo de concentración

Tiempo de Concentración		
tc =	1.55	hrs

La duración en exceso se calcula con la ecuación:

Duración en Exceso		
de =	1.55	hrs

- para cuencas grandes: $d_e = 2\sqrt{t_c}$
- para cuencas pequeñas: $d_e = t_c$

El tiempo de retraso se calcula con la siguiente ecuación:

Tiempo de retraso		
L =	14739.17	m
S =	6.02	%
tr =	0.93	hrs

El tiempo pico se calcula con la ecuación

Tiempo Pico		
de =	1.55	m
tr =	0.93	%
tp =	1.71	hrs

$$t_p = \frac{de}{2} + t_r$$

El tiempo base se calcula con la ecuación

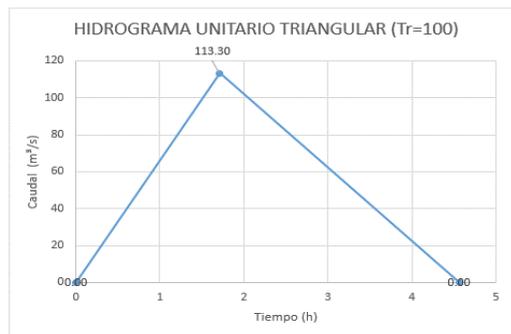
Tiempo Base		
tp =	1.71	hrs
tb =	4.56	hrs

$$t_b = 2.67 t_p$$

El caudal pico se calcula con la ecuación:

Caudal Pico		
A =	55.91	m
Pe =	16.65	mm
tp =	1.71	hrs
Qp =	113.30	m ³ /s

$$Qp = 0.208 \frac{A \cdot Pe}{t_p}$$



METODO CREAGER - PUENTE TINAS

Caudal Maximo por metodo Creager

Precipitacion Efectiva		
C1 =	0.27	
C2 =	1.48	
T =	100	años
A =	55.91	
m =	1.02	
n =	0.04	
Qmax =	115.22	m3/s

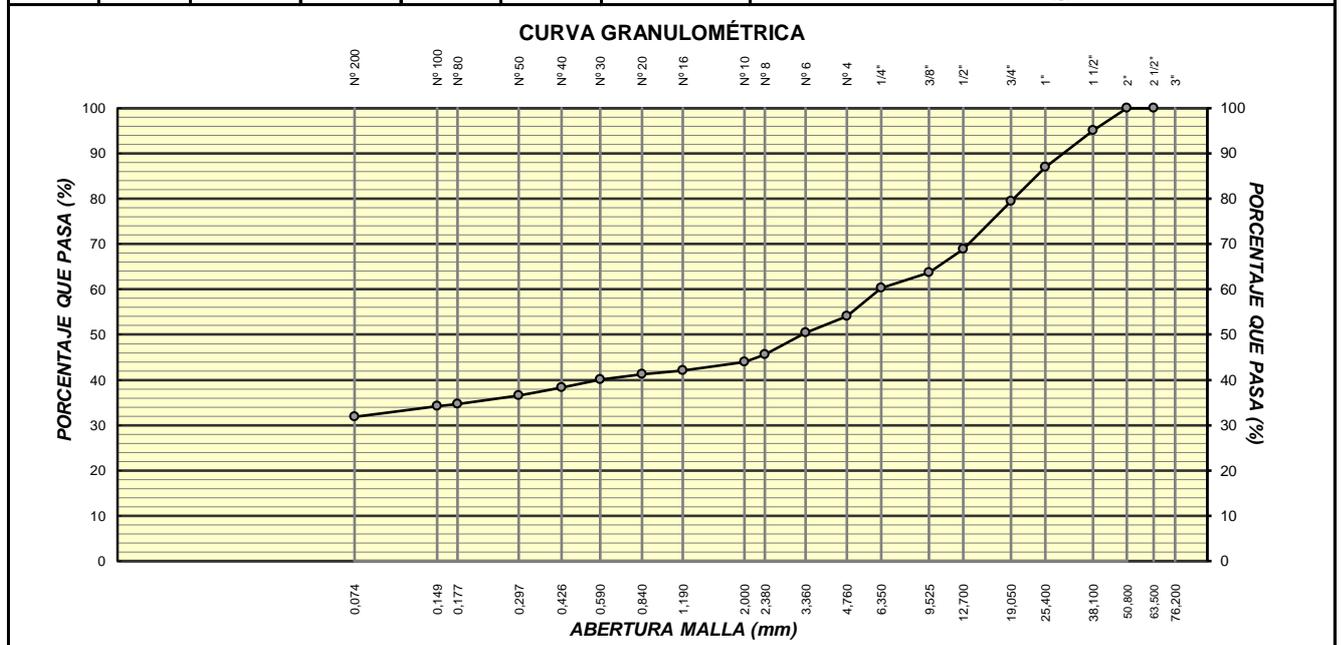
$$Q_{max} = (C1 + C2) * \log(T) * A^{mA^{-n}}$$

Región	C ₁	C ₂	m	n
1	1.01	4.37	1.02	0.04
2	0.10	1.28	1.02	0.04
3	0.27	1.48	1.02	0.04
4	0.09	0.36	1.24	0.04
5	0.11	0.26	1.24	0.04
6	0.18	0.31	1.24	0.04
7	0.22	0.37	1.24	0.04

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO, ASTM D 422, MTC E 107-2000.

PROYECTO	: CONSTRUCCION DE LA CARRETERA LA JALCA - NUEVA ESPERANZA, DISTRITO LA JALCA, CHACHAPOYAS AMAZONAS.	REGISTRO	Lb. 001 - 2014
UBICACIÓN	: DISTRITO LA JALCA, CHACHAPOYAS, AMAZONAS.	TÉCNICO	: M.T.CH.
SOLICITADO	: ING° JORGE LUIS MESIA YOPAN	FECHA	: marzo-2014
PROCEDENCIA	: CARRETERA LA JALCA	PROF:	0.30 - 3,00

MALLAS SERIE AMERICANA	GRANULOMETRÍA						DESCRIPCIÓN
	ABERT. (mm)	PESO RETENIDO (g)	RET. PARCIAL (%)	RET. ACUMUL (%)	PASA (%)	ESPECIFIC.	
3"	76.200						GRAVA ARCILLOSA, CON BOLONERIAS DE PIEDRAS ARENISCAS DE DIMENSIONES MAYORES A 13", CON 45.9% DE PIEDRAS SUBREDONDEADAS DE MEDIANA DUREZA, TEXTURA POCO RUGOSA; 22.2% DE ARENA DE GRANOS FINOS. 31,9% DE MATERIAL MENOR QUE EL TAMIZ N° 200 (0,074mm), DE BAJA PLASTICIDAD DE COLOR MARRON CON MANCHAS GRICES. - OBSERVACIONES : MUESTRA IDENTIFICADA POR EL SOLICITANTE. RESULTADOS DE ENSAYOS - LÍMITE LÍQUIDO (%) : 17.0 - LÍMITE PLÁSTICO (%) : 7.7 - ÍNDICE PLASTICIDAD (%) : 9.3 - CLACIFICACIÓN SUCS : GC - CLACIFICACIÓN AASHTO : A-2-6 - HUMEDAD NATURAL (%) : 18.4 DATOS DE LA MUESTRA DE ENSAYO - PESO TOTAL (g) : 3986.0 100.0 % - PESO GRAVA (g) : 1829.9 45.9 % - PESO ARENA (g) : 2156.1 54.1 % - PESO DE ARENA EMPLEADA (g) : 300.0
2 1/2"	63.500	-	-	-	100.0		
2"	50.800	-	-	-	100.0		
1 1/2"	38.100	201.1	5.0	5.0	95.0		
1"	25.400	322.4	8.1	13.1	86.9		
3/4"	19.050	300.4	7.5	20.6	79.4		
1/2"	12.700	422.3	10.6	31.2	68.8		
3/8"	9.525	203.5	5.1	36.3	63.7		
1/4"	6.350	134.9	3.4	39.7	60.3		
N° 4	4.760	245.3	6.2	45.9	54.1		
N° 6	3.360	20.7	3.7	49.6	50.4		
N° 8	2.380	26.6	4.8	54.4	45.6		
N° 10	2.000	9.6	1.7	56.1	43.9		
N°16	1.190	10.2	1.8	57.9	42.1		
N° 20	0.840	4.9	0.9	58.8	41.2		
N° 30	0.590	6.2	1.1	59.9	40.1		
N° 40	0.426	9.9	1.8	61.7	38.3		
N° 50	0.297	9.3	1.7	63.4	36.6		
N° 80	0.177	10.3	1.9	65.3	34.7		
N° 100	0.149	3.0	0.5	65.8	34.2		
N° 200	0.074	12.5	2.3	68.1	31.9		
- N°200	-	176.8	31.9	100.0	-		



CÁLCULOS DE SOCAVACIÓN GENERAL EN SUELOS NO COHESIVOS - PUENTE TINAS

Qd: caudal máximo de avenidas correspondiente a un periodo de retorno seleccionado.

Be: ancho superficial del río o curso natural en la sección en estudio. Al ancho total debe descontarse el ancho efectivo de los pilares.

Hm: tirante medio de la sección, el cual se obtiene dividiendo el área hidráulica entre el ancho efectivo, Be.

μ: coeficiente de contracción, que toma en cuenta el efecto de la presencia de pilares y estribos, cuando hay un puente localizado en el tramo en análisis. Si se considera que el efecto de contracción es despreciable o no hay obstáculos en el cauce, el coeficiente que se adopta es $\mu = 1$. Los valores de μ a adoptar se indican en la tabla siguiente:

Velocidad media en la sección, en m/seg	Longitud libre entre dos pilas (claro), en metros												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

TIEMPO DE RETORNO (T): 100

Qd: 115.22

Hm: 1.66

Donde: area hidraulica 29.09

Be: 17.51

μ: 0.93

α: coeficiente dado por la siguiente ecuación:

$$\alpha = \frac{Qd}{H_m^{5/3} B_e \mu}$$

$$\alpha = \frac{115.22}{1.66^x \times 17.51^x \times 0.93}$$

α: 3.023

donde todos los términos tiene el significado ya señalado.

Ho: profundidad máxima de la sección antes de la erosión.

β, beta: el coeficiente β se obtiene de la tabla A-3.2 de la referencia antes señalada. β es función de la probabilidad anual (en %) de que se presente el gasto o caudal de diseño.

Probabilidad anual (en %) de que se presente el caudal de diseño	Periodo de Retorno (T, años)	Coficiente β
100	1	0.77
50	2	0.82
20	5	0.86
10	10	0.90
5	20	0.94
2	50	0.97
1	100	1.00
0.3	333	1.03
0.2	500	1.05
0.1	1000	1.07

Ho: 1.99

β: 1.00

dm: diámetro medio (en mm) de los granos del fondo.

x: exponente variable que depende del diámetro del material y que se encuentra en la tabla A-3.3 de la referencia anteriormente señalada.

d (mm)	x	d (mm)	x
0.05	0.43	40	0.30
0.15	0.42	60	0.29
0.5	0.41	90	0.28
1	0.40	140	0.27
1.5	0.39	190	0.26
2.5	0.38	250	0.25
4	0.37	310	0.24
6	0.36	370	0.23
8	0.35	450	0.22
10	0.34	570	0.21
15	0.33	750	0.20
20	0.32	1000	0.19
25	0.31		

dm: 3.4

x: 0.374

Hs: profundidad socavada

Según el planteamiento de Lischtvan-Lebediev, la erosión se detendrá cuando a una profundidad alcanzada, el valor **Vr** de la velocidad de la corriente capaz de producir arrastre llega a ser igual al valor **Ve** correspondiente a la velocidad que se necesita para que el fondo se degrade (erosione).

Las expresiones de **Ve** y **Vr** son las siguientes:

$$v_e = 0.68 \beta d_m^{0.28} H_s^x$$

$$v_r = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s}$$

La profundidad de socavación se deduce aplicando la condición de equilibrio, esto es:

$$v_r = v_e \quad \text{ó}$$

$$\frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s} = 0.68 \beta d_m^{0.28} H_s^x$$

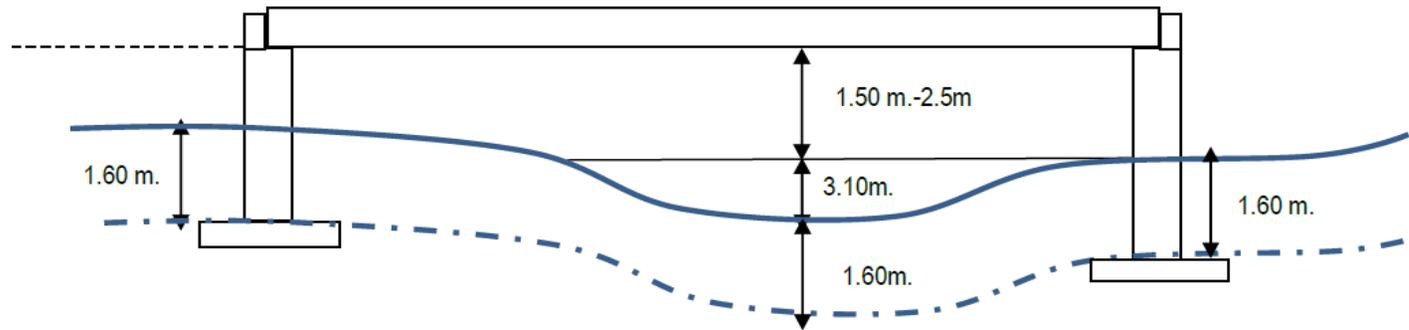
De la expresión anterior se despeja H_s y con ello se deduce la profundidad de socavación:

$$\text{Prof. de socav.} = H_s - H_o$$

Hs: 5.33

PROFUNDIDAD: 3.34

TINAS



ALTURA DE ESTRIBO	
SOCAVACION	3.4
FONDO DE TERRENO	2019.2
NAME	2021.48
FONDO DE VIGA	2023.95
ALTURA DE ESTRIBO	8.15

PUENTE QUIRAMACHAY

Tramo	Cotas		Longitud del curso de agua más largo		Área	Desnivel Parcial	Pendiente
	Inicial	Final	[m].	[Km].			
Quirimanchay	[m]. 3287	[m]. 1752	[m]. 19357.12	[Km]. 19.36	[km2]. 47.360	[m]. 1535	[m/m]. 0.0793

Kirpich (1940).

$$t_c = 0.01947 \cdot L^{0.77} \cdot S^{-0.385}$$

L: Longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m.

L= 19357.12 [m]

S: Pendiente promedio de la cuenca, pies/pie.

S= 0.0793 [m/m].

Tc= 103.28 [min].

Tc= 1.72 [hrs].

California Culverts Practice (1942).

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

L: Longitud del curso de agua más largo, [m].

L= 19357.12 [m]

H: Diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, en [m].

H= 1535 [m].

Tc= 103.44 [min].

Tc= 1.72 [hrs].

Chereque.

$$T_c = \left(0.871 \frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Tc: Tiempo de concentración, en [hrs].

L: Longitud del río principal, en [Km].

L= 19.36 [km].

H: Desnivel del curso principal de la cuenca, en [m].

H= 1535 [m].

Tc= 103.44 [min].

Tc= 1.72 [hrs]

METODO RACIONAL MODIFICADO - PUENTE QUIRAMACHAY

Cálculo del tiempo de concentración

Tiempo de concentración		
L =	19.36	km
S =	0.08	m/m
Tc =	4.62	hrs

$$T_c = 0.3(L/S^{0.25})^{0.76}$$

Coefficiente de Uniformidad

Coefficiente de Uniformidad		
Tc =	4.62	hrs
K =	1.33	

$$K = 1 + \frac{T_c^{1.25}}{T_c^{1.25} + 14}$$

Coefficiente de Simultaneidad o Factor Reductor (ka)

Factor Reductor (ka)		
A =	47.36	km ²
Ka =	0.89	

$$K_A = 1 - (\log_{10} A/15)$$

Precipitación máxima corregida sobre la cuenca (P)

Prex. Max. Correguida		
Ka =	0.89	km
Pd =	69.48	mm
P =	61.72	mm

$$P = k_A P_d$$

Intensidad de Precipitación (I)

Intensidad de Precipitación		
P =	61.72	mm
Tc =	4.62	hrs
I =	10.38	mm/hr

$$I = \left(\frac{P}{24}\right) * (11)^{\frac{28^{0.1} - T_c^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}$$

Coefficiente de Escorrentía (C)

Coefficiente de Escorrentía		
Pd =	69.48	mm
CN =	72	
Po =	19.44	mm
C =	0.32	

$$C = \frac{(P_d - P_o) * (P_d + 23 * P_o)}{(P_d + 11 * P_o)^2}$$

$$P_o : \text{Umbral de escorrentía} = \left(\frac{5000}{CN}\right) - 50$$

Caudal de Diseño

Caudal		
C =	0.32	mm
I =	10.38	mm/hr
A =	47.36	Km ²
K =	1.33	
Q =	58.36	m ³ /seg

$$Q = 0,278 \text{ CIAK}$$

METODO HIDROGRAMA TRIANGULAR - PUENTE QUIRAMACHAY

Determinamos la precipitacion efectiva

Precipitacion Efectiva		
P =	69.48	mm
m =	2.74	plg
CN =	72	
S =	3.89	
Pe =	0.66	pulg
Pe =	16.65	mm

$$Pe = \frac{(P - Ia)^2}{P + 0.80 S} = \frac{(P - 0.20 S)^2}{P + 0.80 S}$$

Cálculo del tiempo de concentración

Tiempo de Concentracion		
tc =	1.72	hrs

La duración en exceso se calcula con la ecuación:

Duracion en Exceso		
de =	1.72	hrs

- para cuencas grandes: $d_e = 2\sqrt{t_c}$
- para cuencas pequeñas: $d_e = t_c$

El tiempo de retraso se calcula con al siguiente ecuacion:

Tiempo de retraso		
L =	19357.12	m
S =	7.93	%
tr =	1.03	hrs

El tiempo pico se calcula con la ecuación

Tiempo Pico		
de =	1.72	m
tr =	1.03	%
tp =	1.90	hrs

$$t_p = \frac{de}{2} + t_r$$

El tiempo base se calcula con la ecuación

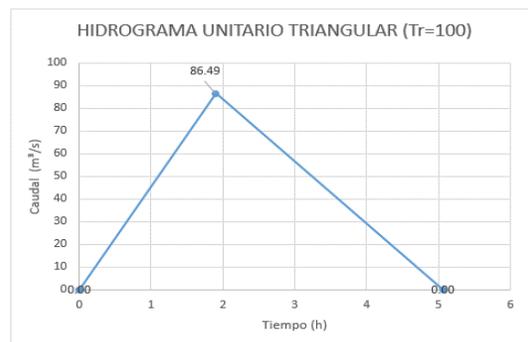
Tiempo Base		
tp =	1.90	hrs
tb =	5.06	hrs

$$t_b = 2.67 t_p$$

El caudal pico se calcula con la ecuación:

Caudal Pico		
A =	47.36	m
Pe =	16.65	mm
tp =	1.90	hrs
Qp =	86.49	m ³ /s

$$Qp = 0.208 \frac{A \cdot Pe}{tp}$$



METODO CREAGER - PUENTE QUIRAMACHAY

Caudal Maximo por metodo Creager

Precipitacion Efectiva		
C1 =	0.27	
C2 =	1.48	
T =	100	años
A =	47.36	
m =	1.02	
n =	0.04	
Qmax =	102.01	m3/s

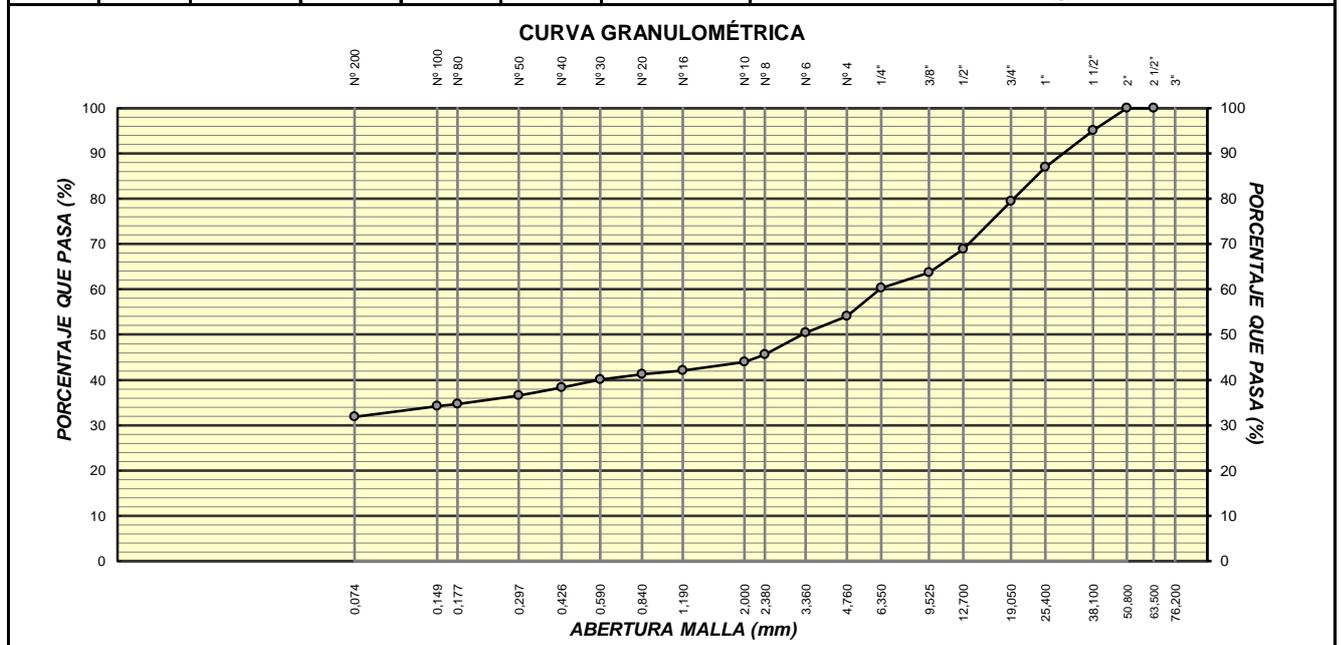
$$Q_{max} = (C1 + C2) * \log(T) * A^{mA - n}$$

Región	C ₁	C ₂	m	n
1	1.01	4.37	1.02	0.04
2	0.10	1.28	1.02	0.04
3	0.27	1.48	1.02	0.04
4	0.09	0.36	1.24	0.04
5	0.11	0.26	1.24	0.04
6	0.18	0.31	1.24	0.04
7	0.22	0.37	1.24	0.04

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO, ASTM D 422, MTC E 107-2000.

PROYECTO	: CONSTRUCCION DE LA CARRETERA LA JALCA - NUEVA ESPERANZA, DISTRITO LA JALCA, CHACHAPOYAS AMAZONAS.	REGISTRO	Lb. 001 - 2014
UBICACIÓN	: DISTRITO LA JALCA, CHACHAPOYAS, AMAZONAS.	TÉCNICO	: M.T.CH.
SOLICITADO	: ING° JORGE LUIS MESIA YOPAN	FECHA	: marzo-2014
PROCEDENCIA	: CARRETERA LA JALCA	PROF:	0.30 - 3,00

MALLAS SERIE AMERICANA	GRANULOMETRÍA						DESCRIPCIÓN
	ABERT. (mm)	PESO RETENIDO (g)	RET. PARCIAL (%)	RET. ACUMUL (%)	PASA (%)	ESPECIFIC.	
3"	76.200						GRAVA ARCILLOSA, CON BOLONERIAS DE PIEDRAS ARENISCAS DE DIMENSIONES MAYORES A 13", CON 45.9% DE PIEDRAS SUBREDONDEADAS DE MEDIANA DUREZA, TEXTURA POCO RUGOSA; 22.2% DE ARENA DE GRANOS FINOS. 31,9% DE MATERIAL MENOR QUE EL TAMIZ N° 200 (0,074mm), DE BAJA PLASTICIDAD DE COLOR MARRON CON MANCHAS GRICES. - OBSERVACIONES : MUESTRA IDENTIFICADA POR EL SOLICITANTE. RESULTADOS DE ENSAYOS - LÍMITE LÍQUIDO (%) : 17.0 - LÍMITE PLÁSTICO (%) : 7.7 - ÍNDICE PLASTICIDAD (%) : 9.3 - CLACIFICACIÓN SUCS : GC - CLACIFICACIÓN AASHTO : A-2-6 - HUMEDAD NATURAL (%) : 18.4 DATOS DE LA MUESTRA DE ENSAYO - PESO TOTAL (g) : 3986.0 100.0 % - PESO GRAVA (g) : 1829.9 45.9 % - PESO ARENA (g) : 2156.1 54.1 % - PESO DE ARENA EMPLEADA (g) : 300.0
2 1/2"	63.500	-	-	-	100.0		
2"	50.800	-	-	-	100.0		
1 1/2"	38.100	201.1	5.0	5.0	95.0		
1"	25.400	322.4	8.1	13.1	86.9		
3/4"	19.050	300.4	7.5	20.6	79.4		
1/2"	12.700	422.3	10.6	31.2	68.8		
3/8"	9.525	203.5	5.1	36.3	63.7		
1/4"	6.350	134.9	3.4	39.7	60.3		
N° 4	4.760	245.3	6.2	45.9	54.1		
N° 6	3.360	20.7	3.7	49.6	50.4		
N° 8	2.380	26.6	4.8	54.4	45.6		
N° 10	2.000	9.6	1.7	56.1	43.9		
N°16	1.190	10.2	1.8	57.9	42.1		
N° 20	0.840	4.9	0.9	58.8	41.2		
N° 30	0.590	6.2	1.1	59.9	40.1		
N° 40	0.426	9.9	1.8	61.7	38.3		
N° 50	0.297	9.3	1.7	63.4	36.6		
N° 80	0.177	10.3	1.9	65.3	34.7		
N° 100	0.149	3.0	0.5	65.8	34.2		
N° 200	0.074	12.5	2.3	68.1	31.9		
- N°200	-	176.8	31.9	100.0	-		



CÁLCULOS DE SOCAVACIÓN GENERAL EN SUELOS NO COHESIVOS - PUENTE QUIRAMACHAY

Qd: caudal máximo de avenidas correspondiente a un periodo de retorno seleccionado.

Be: ancho superficial del río o curso natural en la sección en estudio. Al ancho total debe descontarse el ancho efectivo de los pilares.

Hm: tirante medio de la sección, el cual se obtiene dividiendo el área hidráulica entre el ancho efectivo, Be.

μ: coeficiente de contracción, que toma en cuenta el efecto de la presencia de pilares y estribos, cuando hay un puente localizado en el tramo en análisis. Si se considera que el efecto de contracción es despreciable o no hay obstáculos en el cauce, el coeficiente que se adopta es $\mu = 1$. Los valores de μ a adoptar se indican en la tabla siguiente:

Velocidad media en la sección, en m/seg.	Longitud libre entre dos pilas (claro), en metros												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

TIEMPO DE RETORNO (T): 100

Qd: 94.25

Hm: 1.86

Donde: area hidraulica 22.04

Be: 11.84

μ: 0.91

α: coeficiente dado por la siguiente ecuación:

$$\alpha = \frac{Qd}{H_m^{5/3} B_e \mu}$$

$$\alpha = \frac{94.25}{1.86^x \times 11.84^x \times 0.91}$$

$$\alpha = 3.105$$

donde todos los términos tiene el significado ya señalado.

Ho: profundidad máxima de la sección antes de la erosión.

β, beta: el coeficiente β se obtiene de la tabla A-3.2 de la referencia antes señalada. β es función de la probabilidad anual (en %) de que se presente el gasto o caudal de diseño.

Probabilidad anual (en %) de que se presente el caudal de diseño	Periodo de Retorno (T, años)	Coefficiente β
100	1	0.77
50	2	0.82
20	5	0.86
10	10	0.90
5	20	0.94
2	50	0.97
1	100	1.00
0.3	333	1.03
0.2	500	1.05
0.1	1000	1.07

Ho: 2.05

β: 1.00

dm: diámetro medio (en mm) de los granos del fondo.

x: exponente variable que depende del diámetro del material y que se encuentra en la tabla A-3.3 de la referencia anteriormente señalada.

d (mm)	x	d (mm)	x
0.05	0.43	40	0.30
0.15	0.42	60	0.29
0.5	0.41	90	0.28
1	0.40	140	0.27
1.5	0.39	190	0.26
2.5	0.38	250	0.25
4	0.37	310	0.24
6	0.36	370	0.23
8	0.35	450	0.22
10	0.34	570	0.21
15	0.33	750	0.20
20	0.32	1000	0.19
25	0.31		

dm: 3.4

x: 0.374

Hs: profundidad socavada

Según el planteamiento de Lischtvan-Lebediev, la erosión se detendrá cuando a una profundidad alcanzada, el valor **Vr** de la velocidad de la corriente capaz de producir arrastre llega a ser igual al valor **Ve** correspondiente a la velocidad que se necesita para que el fondo se degrade (erosione).

Las expresiones de **Ve** y **Vr** son las siguientes:

$$v_e = 0.68 \beta d_m^{0.28} H_s^x$$

$$V_r = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s}$$

La profundidad de socavación se deduce aplicando la condición de equilibrio, esto es:

$$v_r = v_e \quad \text{ó}$$

$$\frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s} = 0.68 \beta d_m^{0.28} H_s^x$$

$$1.83 = 1.83$$

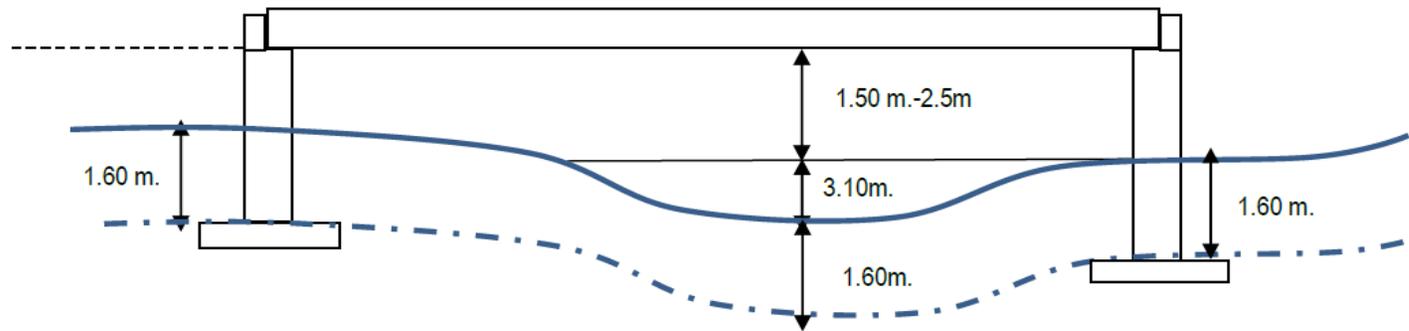
De la expresión anterior se despeja Hs y con ello se deduce la profundidad de socavación:

$$\text{Prof. de socav.} = H_s - H_o$$

Hs: 5.61

PROFUNDIDAD: 3.56

QUIRAMANCHAY



ALTURA DE ESTRIBO	
SOCAVACION	3.6
FONDO DE TERRENO	1965.91
NAME	1968.47
FONDO DE VIGA	1970.05
ALTURA DE ESTRIBO	7.74

DISEÑO PUENTE VIGA-LOSA

SEGÚN MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES - DGCDF

DATO
FORMULA
RESULTADO
ASUMIDO

A.- PREDIMENSIONAMIENTO (PUENTE SIMPLEMENTE APOYADO)

LUZ DE PUENTE(L):

$L = 22.00$ m

PERALTE DE VIGA(H):

$H = L/15 \sim L/12$ Y $H = 0.07 * L$
 $H = 1.47 \sim 1.83$ Y $H = 1.54$

TOMA COMO PERALTE DE LA VIGA, $H = 1.50$ m

ESPESOR DE LOSA(t):

Tabla 3.1 Peraltes mínimos para losas de sección constante.

Tipo de losa	Profundidad mínima	
	Tramo simple	Tramo continuo
Concreto reforzado	$2(S+3000)/30$	$(S+3000)/30 > 165$ mm
Concreto pretensado	$0.030S > 165$ mm	$0.027S > 165$ mm

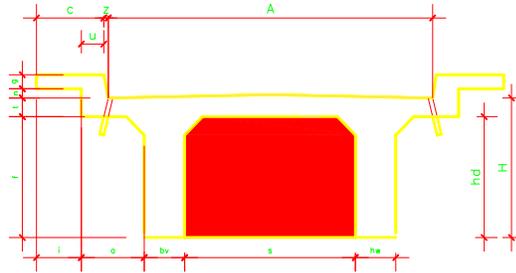
$t(\text{mm}) = 196.00$ mm $t(\text{cm}) = 19.60$ cm $t(\text{min}) = 17.50$ cm ok

Como espesor de la losa se puede asumir:

$t(\text{m}) = 0.20$ m

MEDIDAS ASUMIDAS:

Ancho de vía:	A=	3.60
Longitud vereda:	c=	0.65
Ancho de viga:	bw=	0.60
	f=	1.30
espesor de losa	t=	0.20
	g=	0.20
	n=	0.05
espesor del asfalto	e=	0.05
separación vigas	S=	1.90
	a=	0.50
	i=	0.45
	u=	0.20
	z=	0.05
barandas	p=	0.10
	q=	0.15
Número de vigas diafragmas =	=	5.00
Ancho vigas diafragmas	ad=	0.25
Peralte vigas diafragmas	hd=	1.25



$S' = S + bw \rightarrow S' = 2.50$ m

$bw = 0.02 * L * (S')^{1/2} \rightarrow bw = 0.696$ m

$bw \geq 2 * t \rightarrow bw \geq 0.40$ m $\rightarrow 0.696 \geq 0.40$ OK

$hd \geq 0.5 * H \rightarrow hd \geq 0.75$ m $\rightarrow 1.25 \geq 0.75$ OK

$a \sim S/2$

$f_y = 4,200$ kg/cm²

$f'_c = 280$ kg/cm²

$f_c = 0.4 * f'_c \rightarrow 112$ kg/cm²

$f_s = 0.4 * f_y \rightarrow 1680$ kg/cm²

$r = f_s / f_c \rightarrow 15$

$E_s = 2000000$ kg/cm²

$E_c = 15,000 (f'_c)^{1/2} \rightarrow 250998$ kg/cm²

$n = E_s / E_c \geq 6 \rightarrow 7.968$ $\rightarrow 7.97 \geq 6.00$ OK

Usar $n = 8$

$k = n / (n + r) \rightarrow 0.348$

$j = 1 - k / 3 \rightarrow 0.884$

$f_c * j * k = 34.440$

B.- DISEÑO DE LA LOSA

METRADO DE CARGAS

Peso propio= $(1m) \cdot (1) \cdot (2,40 \text{ Tn/m}^3)$ → 0.48 Tn/m

Asfalto= $(1m) \cdot (e) \cdot (2,00 \text{ Tn/m}^3)$ → 0.10 Tn/m

Wd= → 0.58 Tn/m

DATO
FORMULA
RESULTADO
ASUMIDO

Momento por peso propio

Md= $W d^2 \cdot S^2 / 10$ → 0.21 Tn-m/m (Rueda Trasera)

Modificación por Numero de Vias Cargadas

Se puede observar que el ancho de la sección del puente es de 3.6 mts
 Por lo tanto el número de vías es de 1, por que se afectara la carga por un factor que es de 1.2
 Entonces se debe de amplificar la carga por este factor $\Rightarrow 1.2 \cdot P$

Momento por sobrecarga

Pr= 16.31 Klb → 7.40 Tn

1.2 * Pr= → 8.88 Tn **Carga viva modificada**

ML = $(S + 2') / 32' \times Pr$ → $(S + 0.61) / 9.75 \times Pr$ → 2.29 Tn-m/m

Momento por impacto

I= → 0.33

Momento por impacto:

Mi= I * M → 0.754 Tn-m/m

VERIFICACION DEL PERALTE

Hallando los momentos por servicio

Ms= Md + ML + Mi → 3.250 Tn-m/m

El peralte minimo es:

d req.= $(2 * Ms / (f_c * k * b))^{1/2}$ → 13.738 cm **donde b= 100.00 cm**

considerando recubrimiento de 1" y suponiendo el empleo de fierro de f=3/8" (1.59 cm), el peralte será como máximo:

Recubrimiento: → 2.54 cm

Estribo(3/8): → 0.95 cm

d = t - rec. - est./2 → 16.984 cm

Se debe cumplir:

d asum. > d req. → 16.984 > 13.738 **OK**

Tomamos: d= 16.98 cm

DISEÑO POR SERVICIO

As = $Ms / (f_s * d)$ → 12.884 cm²/m

verificando la cuantía mínima:

As min= $14 * b * d / f_y$ → 5.661 cm²/m

A min. < As → 5.661 < 12.884 **OK**

Tomamos: As= 12.884 cm²/m

Cálculo del espaciamiento:

Si consideramos acero 5/8" Af = 1.979 cm²

El menor de los tres

@ = $Af * b / At$ → 15.361 cm

@ = 1.5 * t → 30.000 cm

@ = 45.000 cm

Usar acero de 5/8" @ = 15.00 cm

DISEÑO POR ROTURA Se usara los factores de Carga y Combinación según el Estado Lim ite Siguiente :

RESISTENCIA I : Com binación básica de carga relacionada con el uso vehicular norm al sin considerar el viento

$M_u = 0.95 * (1.25 W_d + 1.75 (W_i + W_j))$

1.0 Acero Principal

1.1 Acero positivo y negativo

M+ /- = $0.95 * (1.25 * MD + 1.75 * (ML+))$ → 5.303 Tn-m

$$A_s = \frac{M}{f_y(d-a/2)}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} \quad \text{-----(1)}$$

$$\mu = \frac{f_c b d^2 w (1+w/1.70)}{M} \quad \text{donde } f \rightarrow 0.900 \text{ para Flexión y Tracción de Concreto Armado}$$

despejando (w):

$$w_1 = \frac{(1.7 + (1.72 - 4 \sqrt{1.7 \mu (f_c b d^2)}) / 0.5) / 2}{1.7} \rightarrow 1.62361$$

$$w_2 = \frac{(1.7 - (1.72 - 4 \sqrt{1.7 \mu (f_c b d^2)}) / 0.5) / 2}{1.7} \rightarrow 0.07639$$

donde $w = r f_y / f_c$ despejando: $r = w f_c / f_y$

$$r_1 = 0.108240$$

$$r_2 = 0.005093$$

$$A_s = r / (b d)$$

$$A_{s1} = 183.830 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 8.650 \text{ cm}^2$$

$$A_{s+/-} = 8.613 \text{ cm}^2 \quad \text{RESOLVIENDO (1)}$$

$$a = 1.52 \text{ cm}$$

verificando la cuantía mínima:

$$A_{s \text{ min}} = 14 b d / f_y \rightarrow 5.661 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{\text{min.}} < A_s \rightarrow 5.661 < 8.613 \quad \text{OK}$$

Tomamos: $A_s = 8.613 \text{ cm}^2/\text{m}$

Cálculo del espaciamiento:

Si consideramos acero 5/8" $A_f = 1.979 \text{ cm}^2$

El menor de los tres

$$@ = A_f b / A_t \rightarrow 22.977 \text{ cm}$$

$$@ = 1.5 t \rightarrow 30.000 \text{ cm}$$

$$@ = 45.000 \text{ cm}$$

Usar acero de 5/8" $@ = 20.00 \text{ cm}$

2.0 Acero por distribución

$$A_{sd} = a A_{sp}$$

Siendo: $a = 3480 / (S)^{1/2} \leq 67\%$, Cuando el acero principal es perpendicular al tránsito donde:

positivo

Asp: Acero principal positivo $A_{sp} = 8.613 \text{ cm}^2$

S: luz libre entre las caras de vigas, en m $S = 1.900 \text{ m}$

a: porcentaje del acero principal positivo $a = 79.84 \leq 67.00 \%$

$$a = 67.00$$

$$A_{sd+} = 5.771 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cálculo del espaciamiento:

Si consideramos acero 1/2" $A_f = 1.267 \text{ cm}^2$

$$@ = A_f b / A_t \rightarrow 21.956 \text{ cm}$$

Usar acero de 1/2" $@ = 20.00 \text{ cm}$

Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal (inferior)

3.0 Acero de temperatura y contracción

Siempre que no exista otro refuerzo

$$A_{st} \geq 1/8 \text{ pulg}^2/\text{pie}$$

$$A_{st} \geq 2.646 \text{ cm}^2/\text{m}$$

como es enmallado $\rightarrow A_{st} = 2.646 \text{ cm}^2/\text{m}$

Cálculo del espaciamiento:

Si consideramos acero 3/8" $A_f = 0.713 \text{ cm}^2$

El menor de los tres

$$@ = A_f b / A_t \rightarrow 26.948 \text{ cm}$$

$$@ = 3 t \rightarrow 60.000 \text{ cm}$$

$$@ = 45.000 \text{ cm}$$

Usar acero de 3/8" $@ = 25.00 \text{ cm}$

Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal (superior)

C.- DISEÑO DE TRAMO EN VOLADIZO

DISEÑO POR FLEXION

METRADOS DE CARGAS

DATO
FORMULA
RESULTADO
ASUMIDO

Momento por peso propio

SECCION	MEDIDAS	MEDIDAS	CARGA (Tn)	DISTANCIA (m)	MOMENTO (Tn-m/m)
1	0.45*0.20	i*g	0.216	0.725	0.157
2	0.20*0.25	u*(g+n)	0.120	0.400	0.048
3	0.05*0.25/2	z*(g+n)/2	0.015	0.283	0.004
4	0.50*0.20	a*t	0.240	0.250	0.060
5	Asf:0.25*0.025	(a-z-u)*e	0.013	0.125	0.002
6	Pasam:0.25*0.15	p*q	0.036	0.725	0.026
7	Post:(0.25+0.2)/2*0.65*0.2/2.179		0.032	0.813	0.026
MD=					0.323

Momento por sobrecarga:

ML= Pr*X/E

donde:

E= Ancho efectivo

X= Dist. rueda a empotramiento → a-(u+z)-X1

X1= Dist. De la rueda al sardinel (1') → 0.3 m

X= a-(z+u)-x1 → -0.05 m

- Refuerzo perpendicular al tráfico

E= 0,8333*X+1140mm → 1.14 m

Pr= Peso de la rueda amplificado por el factor de la via → 4.44 TN

MI= → -0.195 Tn-m/m

Momento por impacto

MI → -0.064 Tn-m/m

DISEÑO POR SERVICIO

Ms= MD+ML+MI → 0.064 Tn-m/m

As = $M_s / (f_s * d)$ → 0.253 cm²/m

verificando la cuantía mínima:

As min= $14 * b * d / f_y$ → 5.661 cm²/m

A min. < As → 5.661 < 0.253 **FALSO USAR CUANTIA MINIMA**

Tomamos: As= 5.661 cm²/m

Cálculo del espaciamiento:

Si consideramos acero 5/8" Af = 1.979 cm²

El menor de los tres

@ = $A_f * b / A_t$ → 34.957 cm

@ = 1.5*t → 30.000 cm

@ = 45.000 cm

Usar acero de 5/8" @ = 30.00 cm

1.1 Acero positivo y negativo

M+ /- = $0.95 * (1.25 * MD + 1.75 * (ML + MI))$ → -0.047 Tn-m -0.05

As = $M / (f * f_y * (d - a/2))$

a = $A_s * f_y / (0.85 * f_c * b)$ -----(1)

Mu = $f * f_c * b * d^2 * w * (1 + w/1.70)$ donde f → 0.900 para Flexion y Traccion de Concreto Armado

despejando (w):

w1 = $(1.7 + [1.72 - 4 * (1.7 * Mu / (f * f_c * b * d^2))] / 0.5) / 2$ → 1.70065

w2 = $(1.7 - [1.72 - 4 * (1.7 * Mu / (f * f_c * b * d^2))] / 0.5) / 2$ → -0.00065

donde w = $r * f_y / f_c$ despejando: r = $w * f_c / f_y$

r1 = 0.113377

r2 = -0.000043

As = $r / (b * d)$

As1 = 192.553 cm²

As2 = -0.074 cm²

$$A_s +/- = -0.074 \text{ cm}^2 \quad \text{RESOLVIENDO (1)}$$

$$a = -0.01 \text{ cm}$$

verificando la cuantía mínima:

$$A_s \text{ min} = 14 \cdot b \cdot d / f_y \rightarrow 5.661 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A \text{ min.} < A_s \rightarrow 5.661 < -0.074 \quad \text{FALSO}$$

Tomamos: **SE HARAN PASAR LAS BARRAS DE ACERO NEGATIVO DEL TRAMO INTERIOR** 8.613 cm²

Cálculo del espaciamiento:

$$\text{Si consideramos acero } 5/8'' \quad A_f = 1.979 \text{ cm}^2$$

El menor de los tres

$$@ = A_f \cdot b / A_t \rightarrow 22.977 \text{ cm}$$

$$@ = 1.5 \cdot t \rightarrow 30.000 \text{ cm}$$

$$@ = 45.000 \text{ cm}$$

Usar acero de 5/8'' @ = 20.00 cm

2.0 Acero por distribución

$$A_{sd} = a \cdot A_{sp}$$

Siendo : $a = 3480 / (5)^2 \cdot 1/2 \leq 67\%$, Cuando el acero principal es perpendicular al tránsito donde:

positivo

$$A_{sp} = 8.613 \text{ cm}^2$$

$$L : \text{luz efectiva del volado } (2 \cdot a), \text{ en m.} \quad L = 1.000 \text{ m}$$

$$a : \text{porcentaje del acero principal positivo} \quad a = 110.05 \leq 67.00$$

$$a = 67.00$$

$$A_{sd} = 5.771 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cálculo del espaciamiento:

$$\text{Si consideramos acero } 1/2'' \quad A_f = 1.267 \text{ cm}^2$$

$$@ = A_f \cdot b / A_t \rightarrow 21.956 \text{ cm}$$

Usar acero de 1/2'' @ = 20.00 cm

Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal (inferior)

3.0 Acero de temperatura y contracción

Siempre que no exista otro refuerzo

$$A_{st} \geq 1/8 \text{ pulg}^2/\text{pie}$$

$$A_{st} \geq 2.646 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{como es enmallado} \rightarrow A_{st} = 2.646 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cálculo del espaciamiento:

$$\text{Si consideramos acero } 3/8'' \quad A_f = 0.713 \text{ cm}^2$$

El menor de los tres

$$@ = A_f \cdot b / A_t \rightarrow 26.948 \text{ cm}$$

$$@ = 3 \cdot t \rightarrow 60.000 \text{ cm}$$

$$@ = 45.000 \text{ cm}$$

Usar acero de 3/8'' @ = 25.00 cm

Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal (superior)

D.- DISEÑO DE VEREDAS

DISEÑO POR FLEXION
METRADOS DE CARGAS

DATO
FORMULA
RESULTADO
ASUMIDO

Momento por peso propio

SECCION	MEDIDAS	MEDIDAS	CARGA (Tn)	DISTANCIA (m)	MOMENTO (Tn-m7m)
1	0.45*0.20	l*g	0.216	0.275	0.059
6	Pasam:0.25*0.15	p*q	0.036	0.375	0.014
7	Post:(0.25+0.2)/2*0.65*0.2/2.179		0.032	0.413	0.013
		MD=	0.284	MD=	0.086

Momento por sobrecarga:

Debido a carga horizontal sobre poste y peatones

ML = Mpost + Mpeat

Mpost = $P' * (0,70-0,25/2+0,15/2)$ donde: $P' = C*P/2$

Mpeat = $s/c * (0,40*0,40/2)$

P = 10,000.00 Lb

C = 1.00

P' = 2,268 Tn

Peat. s/c = 73.70 Lb/pulg2

Peat. s/c = 0.36 Tn/m^2

La sobrecarga tambien se afecta por el factor de via que es de 1.2

Factor = $1.2*s/c$ → 0.432 Tn/m^2

Mpost = $P' * (0,70-0,25/2+0,15/2)$ → 1.474 Tn-m/m

debido a la distribuc. de los postes se toma el 80%

Mpost = Mpost * 80% → 1.179 Tn-m/m

Mpeat = $s/c * (0,40*0,40/2)$ → 0.035 Tn-m/m

ML = 1.214 Tn-m/m

VERIFICACION DEL PERALTE

Hallando los momentos por servicio

Ms = Md+ML+Mi → 1.300 Tn-m/m

El peralte minimo es:

d req. = $(2*Ms/(fc*k*b))^{1/2}$ → 8.689 cm donde b = 100.00 cm

considerando recubrimiento de 3 cm. y suponiendo el empleo de fierro de 1/2" (1,27 cm), el peralte será como máximo :

Recubrimiento: → 3.00 cm

Estribo(1/2): → 1.27 cm

d = t - rec. - est./2 → 16.365 cm

Se debe cumplir:

d asum. > d req. → 16.365 > 8.689 OK

Tomamos: d = 16.365 cm

DISEÑO POR SERVICIO

As = $Ms/(fs*j*d)$ → 5.349 cm^2/m

verificando la cuantía minima:

As min = $14*b*d/fy$ → 5.455 cm^2/m

A min. < As → 5.455 < 5.349 FALSO USAR CUANTIA MINIMA

Tomamos: As = 5.455 cm^2/m

Cálculo del espaciamiento:

Si consideramos acero 5/8" Af = 1.979 cm^2

El menor de los tres

@ = $Af*b/At$ → 36.279 cm

@ = $1.5*t$ → 30.000 cm

@ = 45.000 cm

Usar acero de 5/8" @ = 30.00 cm

DISEÑO POR ROTURA Se usara los factores de Carga y Combinación según el Estado Lim ite Siguiente :

RESISTENCIA I : Com binacion basica de carga relacionada con el uso vehicular norm al sin considerar el viento

$Mu = 1.25 Wd + 1.75 (Wl + Wi)$

1.0 Acero Principal

1.1 Acero positivo y negativo

M+ /- = $1.25*MD+1.75*(ML+MI)$ → 2.232 Tn-m

As = $M / (f*fy*(d-a/2))$

a = $As*fy/(0.85*f*c*b)$ -----(1)

Mu = $f*fc*b*d^2*w*(1+w/1.70)$ donde f → 0.900 para Flexion y Traccion de Concreto Arm ado

despejando (w):

w1 = $(1.7+(1.72-4*(1.7*Mu/(f*fc*b*d^2))))/0.5/2$ → 1.66626

w2 = $(1.7-(1.72-4*(1.7*Mu/(f*fc*b*d^2))))/0.5/2$ → 0.03374

donde w = $r*fy/fc$ despejando: r = $w*fc/fy$

r1 = 0.111084

r2 = 0.002250

As = $r/(b*d)$

As1 = 181.789 cm2

As2 = 3.681 cm2

AS +/- = 3.681 cm2 RESOLVIENDO (1)

a = 0.65 cm

verificando la cuantía mínima:

As min = $14*b*d/fy$ → 5.455 cm^2/m

A min. < As → 5.455 < 3.681 FALSO USAR CUANTIA MINIMA

Tomamos: As = 5.455 cm2/m

Cálculo del espaciamiento:

Si consideramos acero 5/8" Af = 1.979 cm2

El menor de los tres

@ = $Af*b/At$ → 36.279 cm

@ = $1.5*t$ → 30.000 cm

@ = 45.000 cm

Usar acero de 5/8" @ = 30.00 cm

2.0 Acero por distribución

Asd = a*Asp

Siendo : a = 3480/(5)^1/2 ≤ 67 %, Cuando el acero principal es perpendicular al transito donde:

positivo

Asp: Acero principal positivo Asp = 5.455 cm2

L : luz efectiva del volado (2*045), en m S = 0.900 m

a : porcentaje del acero principal positivo a = 116.00 ≤ 67.00

a = 67.00

Asd += 3.655 cm^2/m

Cálculo del espaciamiento:

Si consideramos acero 3/8" Af = 0.713 cm2

@ = $Af*b/At$ → 19.508 cm

Usar acero de 1/2" @ = 20.00 cm

Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal (inferior)

3.0 Acero de temperatura y contracción

Siempre que no exista otro refuerzo

$$A_{st} \geq 1/8 \text{ pulg}^2/\text{pie}$$

$$A_{st} \geq 2.646 \text{ cm}^2/\text{m}$$

como es enmallado \rightarrow $A_{st} = 2.646 \text{ cm}^2/\text{m}$

Cálculo del espaciamiento:

Si consideramos acero 3/8" $A_f = 0.713 \text{ cm}^2$

El menor de los tres

$$@ = \frac{A_f \cdot b}{A_t} \rightarrow 26.948 \text{ cm}$$

$$@ = 3 \cdot t \rightarrow 60.000 \text{ cm}$$

$$@ = 45.000 \text{ cm}$$

Usar acero de 3/8" $@ = 25.00 \text{ cm}$

Se colocará en el sentido perpendicular y paralelo al sentido del tránsito (superior)

Chequeo por cortante

$$V_u = 1.25 \cdot V_D + 1.75 \cdot (V_L + V_I)$$

Carga muerta (V_D) = 0.284 Tn/m

s/c (ancho=0,40 m) = 0.173 Tn/m

$V_u = 0.651 \text{ Tn/m}$

Fuerza cortante que absorbe el concreto:

$$V_c = 0.53 \cdot (f_c)^{1/2} \cdot b \cdot d$$

$$f_{Vc} > V_u$$

$V_c = 14.513 \text{ Tn/m}$

$f_{Vc} = 12.336 \text{ Tn/m}$

$$f_{Vc} > V_u$$
$$12.336 > 0.651 \text{ OK CUMPLE}$$

E.- DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL

(AREA DE INFLUENCIA DE VIGA)

DATO
FORMULA
RESULTADO
ASUMIDO



1. Momento por peso propio

ELEMENTO	MEDIDAS	MEDIDAS	CARGA (Tn / m)
losa =	0.20*(0.75+0.5+1.90/2)	t*(a+bw+S/2)*2.40 tn/m ³	0.984
viga =	1.3*0.6	t*bw*2.40 tn/m ³	1.872
asfalto =	0.025*3.6/2*2.0	s*A/2*2.00 tn/m ³	0.180
vereda =	0.65*0.20	s*g*2.40 tn/m ³	0.312
volado =	0.20*0.05+0.05*(0.20+0.05)/2	u*n*z*(g+t)/2*2.4 tn/m ³	0.039
pasamanos =		p*q*2.4 tn/m ³	0.036
postes =	(0.25+0.20)/2*0.65*0.2/2.179		0.032
acera (extraord.) =		c*0.40 tn/m ²	0.260
		wd=	3.715

Según BARET, cálculo de n :

d1 = distancia entre eje delantero e intermedio (14') → 4.30 m

d2 = distancia entre eje intermedio y posterior (14' - 30') → 4.30 m

n = distancia del centro de luz a la sección donde se produce el Momento Flector Máximo según Baret

$n = (4*d2-d1)/18$ Si d1 = d2 = d = 14' → 0.713 → X = 10.283 m

Si se realiza el cálculo a la distancia X del apoyo izquierdo :

Centro de Luz X = 11.000 m

Peso propio por cada viga diafragma a (W1) = hd*ad⁵/2*2.4 tn/m³ → 0.713 Tn

Momento por viga diafragma (Mvd):	Mvd	Por Baret Mvd (tn-m)	d2 = 14', L ≥	d2 = 30', L ≥	A x m de la izq. Mvd (Tn-m)
3 Si son 3 vigas diafragmas	W1*(L ² *n)/4	3.663			3.919
4 Si son 4 vigas diafragmas	W1*(L/3)	5.225	L >= 6*n	4.267	5.225
5 Si son 5 vigas diafragmas	W1*(L-n)/2	7.582	L >= 4*n	2.845	7.838
6 Si son 6 vigas diafragmas	W1*(3L/5)	9.405	L >= 10*n	7.112	17.949
7 Si son 7 vigas diafragmas	W1*(8*L-2*n)/4	11.501	L >= 8*n	4.267	10.770

Momento por peso propio de viga diafragma (Mvd) :

Usamos Momento por diafragma

Por Baret: Mvd → 7.582 Tn-m

En centro de Luz: Mvd → 7.838 Tn-m

Momento por peso propio (Mpp) :

Por Baret: → Mpp = wd*(L/2-n)*(L/2+n)/2 → 223.817 Tn-m

En centro de Luz: → Mpp = wd*(L-X)*X/2 → 224.771 Tn-m

Momento Total Carga Muerta (MD) = Mpp + Mvd

Por Baret: MD → 231.399 Tn-m

En centro de Luz: MD → 232.608 Tn-m

2.0 MOMENTO POR SOBRECARGA

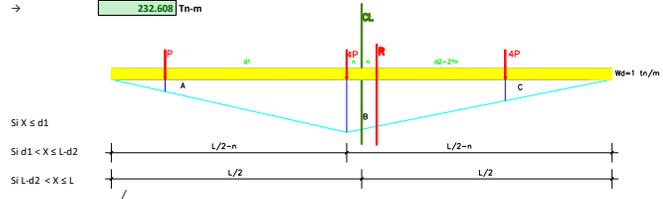
2.1.- SOBRECARGA HL - 93

$M_s/c = P/L*[9*L/2/4-(d1/2+2*d2)*L+(4*n*d2-n*d1-9*n^2)]$

$M_s/c = P*X/L*[9*L-9*X-d1-5*d2]$

$M_s/c = P/L*[(L-X)*(9*X-d1)-4*d2*X]$

$M_s/c = P*(L-X)/L*[9*X-d1-5*d2]$



donde :

P = 8,157.00 Lb P = 3700.0152 kg

Por Baret: M_s/c = 72.077 Tn-m

En centro de Luz: M_s/c = 71.688 Tn-m

Cálculo del coeficiente de concentración de cargas :

CCC = 1+(A-10³)/(bw+S)) → 1.221

Por Baret: M_s/c = 87.991 Tn-m

En centro de Luz: M_s/c = 87.516 Tn-m

CARGA DISTRIBUIDA

M_d=(W*L²/8) → 60.500 Tn-m

MOMENTO TOTAL(M_s+M_d)

Por Baret: M_s/c+M_d = 148.491 Tn-m

En centro de Luz: M_s/c+M_d = 148.016 Tn-m

2.2.- CARGAS POR EJE TANDEM

$M = P*t*(L/2-n)*(L+2*n-dT)/L$

$M = P*t*X/L*(2*L-2*X-dT)$ Si X ≤ L/2

$M = P*t*(L-X)/L*(2*X-dT)$ Si L/2 < X ≤ L

donde :

P = 24,691.36 Lb P = 11,200.00 kg

dT = 4' → 1.20

Por Baret:	$M_s/c =$	<input type="text" value="116.395"/>	Tn-m
En centro de Luz:	$M_s/c =$	<input type="text" value="116.480"/>	Tn-m
Por viga = M et/2			
Por Baret:	$M_s/c =$	<input type="text" value="58.197"/>	Tn-m
En centro de Luz:	$M_s/c =$	<input type="text" value="58.240"/>	Tn-m

CARGA DISTRIBUIDA

$M_d = (W \cdot L^2 / 8) \rightarrow$ Tn-m

MOMENTO TOTAL (M_s+c+M_d)

Por Baret:	$M_s/c+M_d =$	<input type="text" value="118.697"/>	Tn-m
En centro de Luz:	$M_s/c+M_d =$	<input type="text" value="118.740"/>	Tn-m

TOMANDO EL MAYOR MOMENTO (MI)

Por Baret:	$M_s/c+M_d =$	<input type="text" value="148.491"/>	Tn-m
En centro de Luz:	$M_s/c+M_d =$	<input type="text" value="148.016"/>	Tn-m

3.0 MOMENTO POR IMPACTO

Tomamos \rightarrow 0.33

Por Baret:	$M_I =$	<input type="text" value="49.002"/>	Tn-m
En centro de Luz:	$M_I =$	<input type="text" value="48.845"/>	Tn-m

E1- DISEÑO POR SERVICIO

VIGA T

Determinamos b : El menor de los tres :

$b \leq L/4$	\rightarrow	b=	5.500 m
$(b - bw)/2 \leq 8t$	\rightarrow	b=	3.800 m
$(b - bw)/2 \leq S/2$	\rightarrow	b=	2.500 m
tomamos:		b=	<input type="text" value="2.50"/> m

Asumiremos para efectos de diseño:

d= cm

VERDADERO Cumple con verificación del peralte

E2-DISEÑO POR ROTURA

$M_u = 0.95 \cdot (1.25 \cdot M_D + 1.75 \cdot (M_L + M_I))$

Por Baret:	$M_u =$	<input type="text" value="603.118"/>	Tn-m
En centro de Luz:	$M_u =$	<input type="text" value="603.505"/>	Tn-m
Tomamos el mayor	$M_u =$	<input type="text" value="603.51"/>	Tn-m

Area de acero

$A_s = M / (f_y \cdot (d - a/2))$

$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c \cdot b)$ -----(1)

$M_u = f_c \cdot b \cdot d^2 \cdot w \cdot (1 + w/1.70)$ donde f \rightarrow para Flexion y Traccion de Concreto Armado

despejando (w):

$w_1 = ((1.7 + (1.72 \cdot 4 \cdot (1.7 \cdot M_u / (f_c \cdot b \cdot d^2))) / 0.5) / 2) \rightarrow$

$w_2 = ((1.7 - (1.72 \cdot 4 \cdot (1.7 \cdot M_u / (f_c \cdot b \cdot d^2))) / 0.5) / 2) \rightarrow$

donde $w = r \cdot f_y / f_c$ despejando: $r = w \cdot f_c / f_y$

p1=

p2=

$A_s = r / (b \cdot d)$

$A_{s1} =$ cm²

$A_{s2} =$ cm²

$A_{s \text{ +/- }} =$ cm² RESOLVIENDO (1)

a= cm

Distribución del Acero

Si consideramos acero 1" \rightarrow $A_f =$ 5.07 cm² $F_{barra} (1") =$ \rightarrow 2.5 cm

barras = $A_s / A_f \rightarrow$ 23.72 barras

usaremos \rightarrow barras en capas

$A_s \rightarrow$ 121.68 cm²

La distancia entre barras paralelas será no menor que:

1.5 F barra= 3.75 cm

1.5 T.M.agregado = 3.75 cm

distancia entre barras = 3.75 cm

recubrimiento lateral (1.5") = 3.75 cm

F est (3/8") = 0.95 cm

Ancho mínimo de la viga $b = 2 \cdot \text{rec} + 2 \cdot \text{fest} + (\# \text{ barras} - 1) \cdot \text{eh} + \# \text{ barras} \cdot \text{fbarra}$

b → 155.65 cm
Esto considerando solo una capa

E3-VERIFICACIONES

Verificación del peralte $M_s = M_D + M_L + M_I$

Por Baret: $M_s = 428.892 \text{ Tn-m}$

En centro de Luz: $M_s = 429.470 \text{ Tn-m}$

tomamos $M_s = 429.470 \text{ Tn-m}$

El peralte mínimo es:

$d_{\text{req.}} = \sqrt{\frac{2 \cdot M_s}{f_c \cdot k \cdot b}} \cdot \sqrt{l/2}$ → 99.881 cm donde $b = 250.00 \text{ cm}$

H → 150.00 cm

$d = H - 13.00$ → 137.000 cm

Se debe cumplir:

$d_{\text{asum.}} > d_{\text{req.}}$ → 137.000 > 99.881 **OK**

Verificando la cuantía

Cálculo de la cuantía balanceada → $r_b = \frac{0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot l / f_y}{(0.003 E_s / (0.003 \cdot E_s + f_y))}$ donde $b_1 = 0.85$

p_b → 0.02833

Siendo: $r_{\text{max}} = 0.75 \cdot p_b$ → 0.02125

la cuantía de la viga es $p = 0.00355$

$r_{\text{min}} = 0.7 \cdot f_c \cdot l / 2 / f_y$ → 0.002788867

$p > p_{\text{min}}$ → 0.004 > 0.003 **OK CUMPLE**

$p < p_{\text{máx}}$ → 0.004 < 0.021 **OK CUMPLE**

Para no verificar deflexiones

$p_{\text{máx}} = 0.18 \cdot f_c / f_y$ → 0.012

$p < p_{\text{máx}}$ → 0.004 < 0.012 **OK CUMPLE**

Verificando el eje neutro

$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c \cdot b)$ → 8.589 cm

$t = 20.000 \text{ cm}$

$a \leq t$ → 8.589 ≤ 20.000 **OK CUMPLE**

Verificación por Fatiga en Servicio

$M_f = 0.75 \cdot (M_L + M_I)$

$M_f = 148.120 \text{ tn - m}$

$f_{s\text{máx}} = M_f / (A_s \cdot j \cdot d)$ → 1005.061 kg/cm

Momento mínimo por servicio $M_{\text{min}} = M_d$

$M_{\text{min}} = 232.608 \text{ tn - m}$

$f_{s\text{min}} = M_{\text{min}} / (A_s \cdot j \cdot d)$ → 1578.354 kg/cm

Rango de esfuerzos actuantes $D_f = f_{s\text{máx}} - f_{s\text{min}}$

D_f → -573.292 kg/cm²

Rango de esfuerzos admisibles $f_{\text{ad}} = 1470 - 0.33 \cdot f_{s\text{min}} + 551.2 \cdot (r/h)$ se puede asumir $r/h = 0.3$

f_{ad} → 1114.503 kg/cm²

Se debe cumplir:

$f_{\text{ad}} > D_f$ → 1,114.503 > -573.292 **VERDADERO OK**

Verificación por Agrietamiento

Esfuerzo máximo admisible

Exposición moderado → $Z = 30,000.00 \text{ Kg/cm}^2$

Usamos: Exposición severa → $Z = 23,000.00 \text{ Kg/cm}^2$

recubrimiento (z'') = 5.08 cm

espac. vertic (ev) ($1/2''$) = 3.81 cm

$d_c = 7.28 \text{ cm}$

$X = 12.00 \text{ cm}$ < 13.00 **OK**

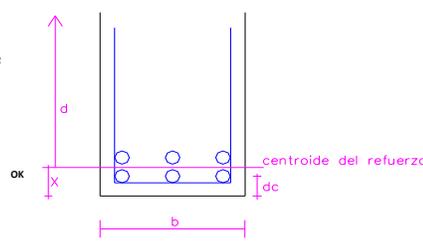
Usamos: $X = 12.00$

$A = 2 \cdot X \cdot b / \# \text{barras}$

$A = 60$

$f_{s\text{máx}} = Z / (d_c \cdot A) \cdot (1/3)$ → 3031.332852 Kg/cm²

$f_{s\text{act}} < f_{s\text{max}}$ → 1,005.061 < 3,031.333 **OK**



Verificación por Corte

Si se realiza el cálculo a la distancia X del apoyo izquierdo:

$X = 11$ Centro de luz $X = L/2$

$$V_{dpp} = w d^2 (L - 2X) / 2 \rightarrow 0.000 \text{ Tn}$$

$$V_{dvd} = W1 * (\#diafr. / 2 - (\#diafr. / 2) + 1) \rightarrow 1.069 \text{ Tn}$$

$$VD = V_{dpp} + V_{dvd} \rightarrow 1.069 \text{ Tn}$$

POR SOBRECARGA HL - 93

$$VL = (P/L) * ((4Ccc1 + 5Ccc) * (L-X) - Ccc * d1 - 5 * Ccc * d2) \rightarrow \text{Si } X < L/2$$

$$VL = (P/L) * ((4Ccc1 + 5Ccc) * X - Ccc * d1 - 5 * Ccc * d2) \rightarrow \text{Si } L/2 < X < L$$

Si $X = 0,00 \rightarrow Ccc1 = 1,00$ si no $Ccc1 = Ccc$ $Ccc1 = 1.221$

$V_{Ls} = 15.029 \text{ Tn}$

POR SOBRECARGA EQUIVALENTE

$$V_{L \text{ eq}} = P V * (L-X) / L + W * (L-2X) / 2 \rightarrow \text{Si } X < L/2$$

$P_v = 26000 \text{ Lb} \rightarrow 11.794 \text{ Tn}$

$W = 645 \text{ Lb/pie} \rightarrow 0.960 \text{ Tn/m}$

$V_{L \text{ eq}} = 5.897 \text{ Tn}$

Por viga = $V_{L \text{ eq}} / 2$

$V_{L \text{ eq}} = 2.949 \text{ Tn}$

POR SOBRECARGA EJE TANDEM

$$V_{L \text{ et}} = P T * (2 * L - 2 * X - d T) / L \rightarrow \text{Si } X \leq L/2$$

$$V_{L \text{ et}} = P T * (2 * X - d T) / L \rightarrow \text{Si } L/2 < X \leq L$$

$V_{L \text{ et}} = 10.589 \text{ Tn}$

Por viga = $V_{L \text{ et}} / 2$

$V_{L \text{ et}} = 5.295 \text{ Tn}$

TOMANDO EL MAYOR CORTANTE (VI)

15.029 Tn

POR IMPACTO

$V_i = I * V_L \rightarrow 4.960 \text{ Tn}$

DISEÑO POR ROTURA

$V_u = 1,3 * (V_D + (5/3) * (V_L + V_i)) \rightarrow 44.699 \text{ Tn}$

Esfuerzo cortante último

$V_u / (b * d) \rightarrow 5.438 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzo cortante resistente de concreto

$(0,53 * (f'c)^{1/2} + 175 * r) * V_u * d / M_u$ donde $r = 0,003553$

$V_u * d / M_u = 0,101$
 8.932 Kg/cm^2

para esfuerzo de corte

$f = 0,85$

$f_{Uc} = 7.592 \text{ Kg/cm}^2$

$V_u < f_{Uc} \rightarrow 5.438 < 7.592$ **OK No necesita estribos**

Usando estribos de $f = 1/2"$

$S = A_v * f_y / ((u - f_{uc}) * b) \rightarrow 41.26924318 \text{ cm}$

$S \leq d / 2 = 68.50 \text{ cm}$

$S_{máx} = 30.00 \text{ cm}$

Colocar estribo de 3/8"

10 @	0.10
15 @	0.20
RESTO @	0.30

ACERO LATERAL

Cuando la viga tiene mas de 2' (0,61 m) de alto

$ASL = 10\% \text{ Asp} \rightarrow 12.168$

El espaciamiento entre barras :

El menor de :

$S_{máx} = 30.00 \text{ cm}$

$bw = 60 \text{ cm}$

$S = 30 \text{ cm}$

Numero de fierros será:

$\# \text{ fierros} = (H - 15) / S \rightarrow 4.500$

$\# \text{ fierr.} = 3 \text{ unidades por lado}$

$A_s = 2.028 \text{ cm}^2 / \text{barra}$

lo cual es aproximadamente una varilla de $f = 5/8"$

$A_f = 1.98 \text{ cm}^2$

SE UTILIZARA 6 FIERROS DE 5/8"

F.- DISEÑO DE VIGA DIAFRAGMA

1.0 MOMENTO POR PESO PROPIO

Según datos las dimensiones son :

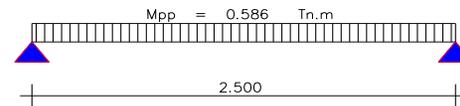
Ancho vigas diafragmas	(ad)=	0.25	m
Peralte vigas diafragmas	(hd)=	1.25	m
Separacion de vigas entre ejes	(S + bw)=	2.50	m

Metrado de Cargas Peso Propio :

ELEMENTO	MEDIDAS	MEDIDAS	CARGA (Tn / m)
viga diafragma	0.25*1.25*2.4 Tn/m ³	(ad*hd)*2.40 tn/m ³	0.750
		wpp=	0.750

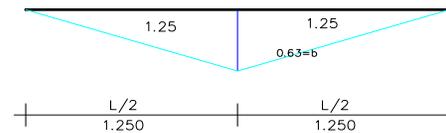
Momenro de peso propio

Mpp= $w \cdot l^2 / 8$ → 0.586 Ton-m



2.0 MOMENTO POR SOBRECARGA

M s/c = $P \cdot (ad \cdot hd)$ → 7.21 Ton-m



Momento total=

M= $M_{pp} + M_{s/c}$ → **7.80 Ton-m**

3.0 DISEÑO POR SERVICIO

$f_y =$		→	<input type="text" value="4,200"/>	kg/cm ²			
$f'_c =$		→	<input type="text" value="280"/>	kg/cm ²			
$f_c =$	<input type="text" value="0,4*f'_c"/>	→	<input type="text" value="112"/>	kg/cm ²			
$f_s =$	<input type="text" value="0,4*f_y"/>	→	<input type="text" value="1680"/>	kg/cm ²			
$r =$	<input type="text" value="f_s / f_c"/>	→	<input type="text" value="15"/>				
$E_s =$		→	<input type="text" value="2000000"/>	kg/cm ²			
$E_c =$	<input type="text" value="15,000 (f'_c)^{1/2}"/>	→	<input type="text" value="250998"/>	kg/cm ²			
$n =$	<input type="text" value="E_s/E_c ≥ 6"/>	→	<input type="text" value="7.968"/>		→	<input type="text" value="7.97"/>	≥ <input type="text" value="6.00"/>
Usar $n =$		→	<input type="text" value="8"/>				
$k =$	<input type="text" value="n / (n + r)"/>	→	<input type="text" value="0.348"/>				
$j =$	<input type="text" value="1 - k / 3"/>	→	<input type="text" value="0.884"/>				
$f_c * j * k =$		→	<input type="text" value="34.44"/>				

VERIFICACION DEL PERALTE

Hallando los momentos por servicio

$$M_s = \text{Md+ML+Mi} \rightarrow \text{7.80 Tn-m/m}$$

El peralte minimo es:

$$d_{req} = \sqrt{\frac{2 * M_s}{(f_c * j * k * b)}} \rightarrow \text{21.281 cm} \quad \text{donde } b = \text{100.00 cm}$$

considerando recubrimiento de 1" y suponiendo el empleo de fierro de $f = 3/8"$ (0,953 cm), el peralte será como máximo :

$$\text{Recubrimiento:} \rightarrow \text{2.54 cm}$$

$$\text{Estribo}(3/8): \rightarrow \text{0.95 cm}$$

$$d = t - \text{rec.} - \text{est.}/2 \rightarrow 121.984 \text{ cm}$$

Se debe cumplir:

$$d \text{ asum.} > d \text{ req.} \rightarrow 121.984 > 21.281 \quad \text{OK}$$

Tomamos: $d = 121.98 \text{ cm}$

DISEÑO POR SERVICIO

$$A_s = M_s / (f_s * j * d) \rightarrow 4.304 \text{ cm}^2/\text{m}$$

verificando la cuantía mínima:

$$A_s \text{ min} = 14 * b * d / f_y \rightarrow 10.165 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A \text{ min.} < A_s \rightarrow 10.165 < 4.304 \quad \text{FALSO USAR CUANTIA MINIMA}$$

Tomamos: $A_s = 10.165 \text{ cm}^2/\text{m}$

Si consideramos acero 5/8" $A_f = 1.979 \text{ cm}^2$

Usar acero de 5/8" 5.14 cm

Entonces se tiene que se usara acero de 5/8" $5.00 \text{ barras de acero de 5/8"$

DISEÑO POR ROTURA

1.0 Acero Principal

1.1 Acero positivo y negativo

$$M_u = 1.25 M_d + 1.75 (M_l + M_i)$$

$$M+ /- = 1.25 * M_D + 1.75 * (M_L + M_I) \rightarrow 13.354 \text{ Tn-m}$$

$$A_s = M / (f * f_y * (d - a/2))$$

$$a = A_s * f_y / (0.85 * f_c * b) \text{-----(1)}$$

$$M_u = f * f_c * b * d^2 * w * (1 + w / 1.70) \text{ donde } f \rightarrow 0.900 \text{ para Flexion y Traccion de Concreto Arm ado}$$

despejando (w):

$$w_1 = (1.7 + (1.72 - 4 * (1.7 * M_u / (f * f_c * b * d^2))) / 0.5) / 2 \rightarrow 1.68563 \quad 2.793133414$$

$$w_2 = \frac{(1,7 - (1,72 - 4 * (1,7 * \mu_u / (f_c * b * d^2)))0,5)}{2} \rightarrow 0.01437$$

donde $w = \frac{r * f_y / f_c}{w * f_c / f_y}$ despejando: $r = \frac{w * f_c / f_y}{r * f_y / f_c}$

$r_1 = 0.112376$

$r_2 = 0.000958$

$A_s = \frac{r}{(b * d)}$

$A_{s1} = 342.699 \text{ cm}^2$

$A_{s2} = 2.921 \text{ cm}^2$

$A_{s \text{ +/- }} = 2.921 \text{ cm}^2$ RESOLVIENDO (1)

$a = 0.52 \text{ cm}$

1.671267009
-0.0143665

verificando la cuantía mínima:

$A_{s \text{ min}} = \frac{14 * b * d}{f_y} \rightarrow 10.165 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A \text{ min.} < A_s \rightarrow 10.165 < 2.921$ FALSO USAR CUANTIA MINIMA

Tomamos:

$A_s = 10.17 \text{ cm}^2/\text{m}$

Si consideramos acero 3/4"

$A_f = 2.850 \text{ cm}^2$

Usar acero de 3/4"

3.57 cm

Entonces se tiene que se usara acero de 3/4"

4.00 barras de acero de 3/4"

Distribución del Acero

Si consideramos acero 5/8" \rightarrow $A_f = 1.979 \text{ cm}^2$ $F_{\text{barra}} (5/8") = 1.59 \text{ cm}$

barras = $A_s / A_f \rightarrow 5.14$ barras

usaremos $\rightarrow 6.00$ barras en 3 capas

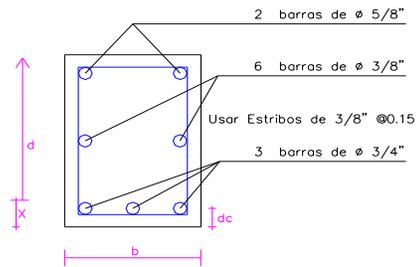
$A_s \rightarrow 11.874 \text{ cm}^2$

La distancia entre barras paralelas será no menor que:

1.5 F barra=	2.385 cm
1,5 T.M.agregado =	3.75 cm
distancia entre barras =	2.385 cm
recubrimiento lateral (2") =	5.08 cm
F est (3/8") =	0.95 cm

Ancho mínimo de la viga $b = 2 \cdot \text{rec} + 2 \cdot \text{fest} + (\# \text{ barras} - 1) \cdot \text{eh} + \# \text{ barras} \cdot \text{fbarra}$

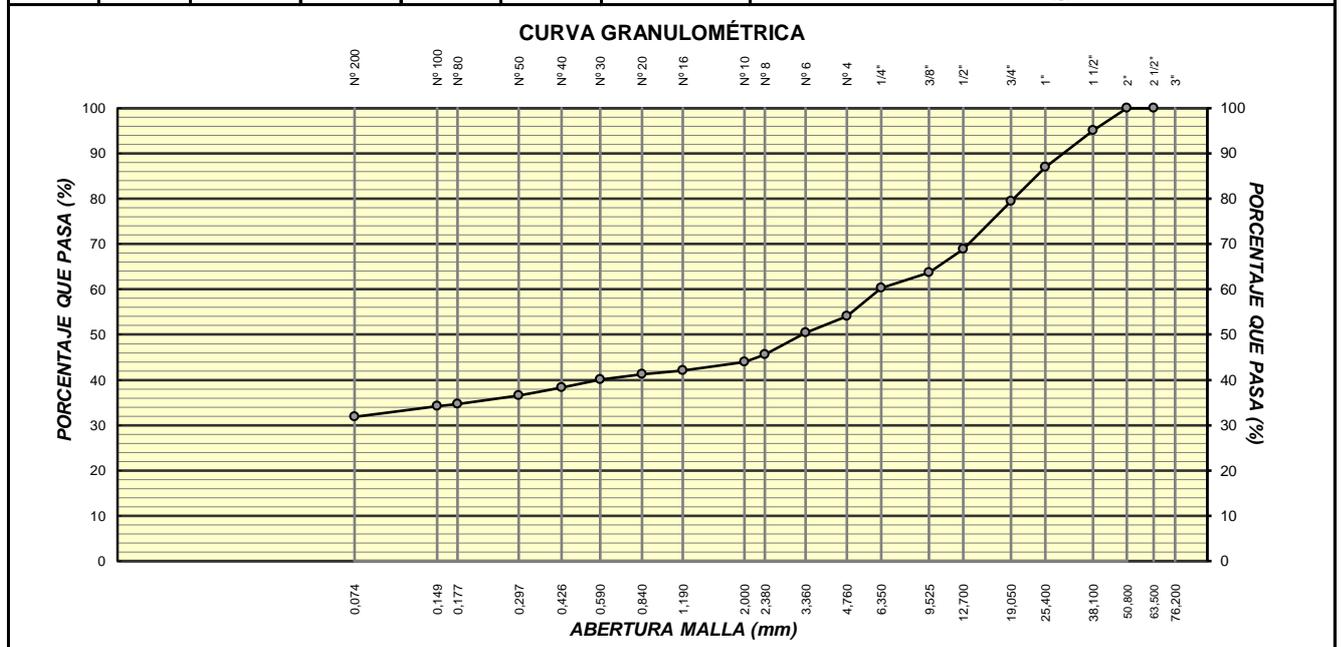
$b \rightarrow 33.53 \text{ cm}$



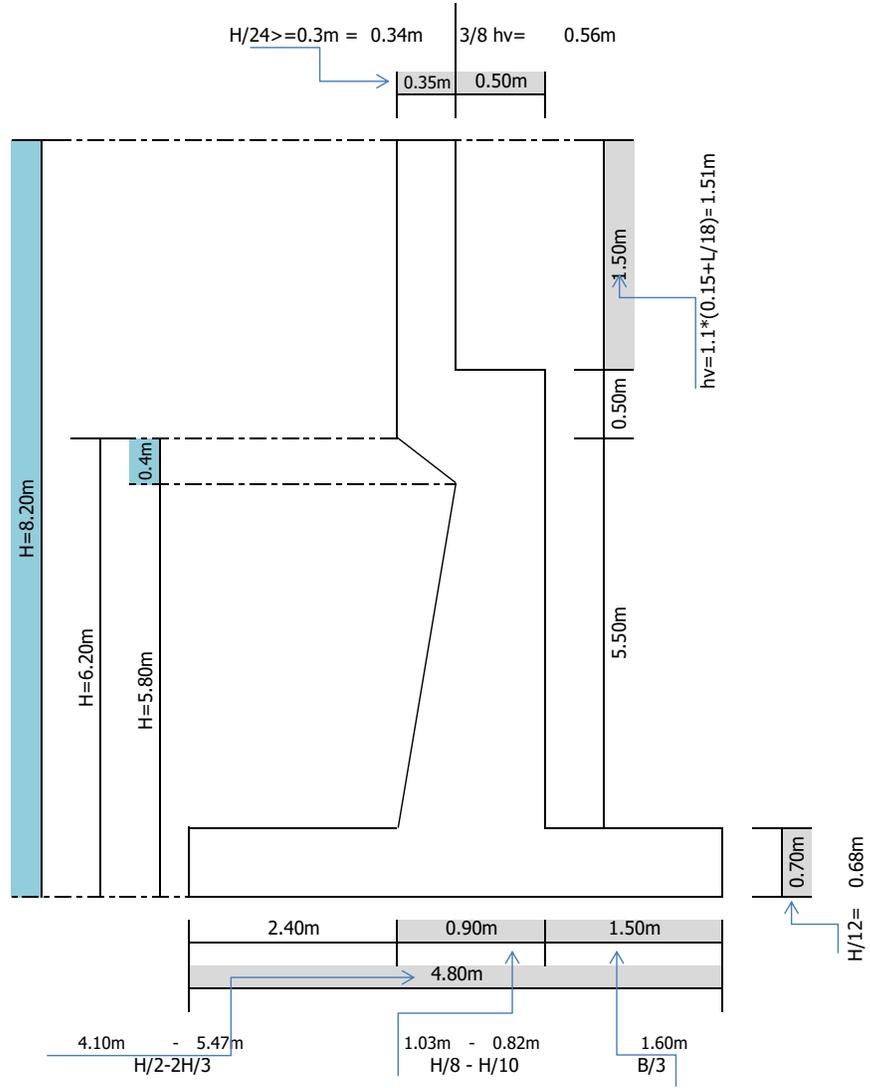
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO, ASTM D 422, MTC E 107-2000.

PROYECTO	: CONSTRUCCION DE LA CARRETERA LA JALCA - NUEVA ESPERANZA, DISTRITO LA JALCA, CHACHAPOYAS AMAZONAS.		
UBICACIÓN	: DISTRITO LA JALCA, CHACHAPOYAS, AMAZONAS.	REGISTRO	: Lb. 001 - 2014
SOLICITADO	: ING° JORGE LUIS MESIA YOPAN	TÉCNICO	: M.T.CH.
PROCEDENCIA	: CARRETERA LA JALCA	PROF:	: 0.30 - 3,00
		FECHA	: marzo-2014

MALLAS SERIE AMERICANA	GRANULOMETRÍA						DESCRIPCIÓN
	ABERT. (mm)	PESO RETENIDO (g)	RET. PARCIAL (%)	RET. ACUMUL (%)	PASA (%)	ESPECIFIC.	
3"	76.200						GRAVA ARCILLOSA, CON BOLONERIAS DE PIEDRAS ARENISCAS DE DIMENSIONES MAYORES A 13", CON 45.9% DE PIEDRAS SUBREDONDEADAS DE MEDIANA DUREZA, TEXTURA POCO RUGOSA; 22.2% DE ARENA DE GRANOS FINOS. 31,9% DE MATERIAL MENOR QUE EL TAMIZ N° 200 (0,074mm), DE BAJA PLASTICIDAD DE COLOR MARRON CON MANCHAS GRICES. - OBSERVACIONES : MUESTRA IDENTIFICADA POR EL SOLICITANTE. RESULTADOS DE ENSAYOS - LÍMITE LÍQUIDO (%) : 17.0 - LÍMITE PLÁSTICO (%) : 7.7 - ÍNDICE PLASTICIDAD (%) : 9.3 - CLACIFICACIÓN SUCS : GC - CLACIFICACIÓN AASHTO : A-2-6 - HUMEDAD NATURAL (%) : 18.4 DATOS DE LA MUESTRA DE ENSAYO - PESO TOTAL (g) : 3986.0 100.0 % - PESO GRAVA (g) : 1829.9 45.9 % - PESO ARENA (g) : 2156.1 54.1 % - PESO DE ARENA EMPLEADA (g) : 300.0
2 1/2"	63.500	-	-	-	100.0		
2"	50.800	-	-	-	100.0		
1 1/2"	38.100	201.1	5.0	5.0	95.0		
1"	25.400	322.4	8.1	13.1	86.9		
3/4"	19.050	300.4	7.5	20.6	79.4		
1/2"	12.700	422.3	10.6	31.2	68.8		
3/8"	9.525	203.5	5.1	36.3	63.7		
1/4"	6.350	134.9	3.4	39.7	60.3		
N° 4	4.760	245.3	6.2	45.9	54.1		
N° 6	3.360	20.7	3.7	49.6	50.4		
N° 8	2.380	26.6	4.8	54.4	45.6		
N° 10	2.000	9.6	1.7	56.1	43.9		
N°16	1.190	10.2	1.8	57.9	42.1		
N° 20	0.840	4.9	0.9	58.8	41.2		
N° 30	0.590	6.2	1.1	59.9	40.1		
N° 40	0.426	9.9	1.8	61.7	38.3		
N° 50	0.297	9.3	1.7	63.4	36.6		
N° 80	0.177	10.3	1.9	65.3	34.7		
N° 100	0.149	3.0	0.5	65.8	34.2		
N° 200	0.074	12.5	2.3	68.1	31.9		
- N°200	-	176.8	31.9	100.0	-		



PROYECTO: PUENTE TINAS
 LONGITUD = 22.00m No carriles = 1 U
 ANCHO TOTAL = 5.00m (Ancho de via+Veredas)



PROYECTO: PUENTE TINAS

LONGITUD = 22.00m

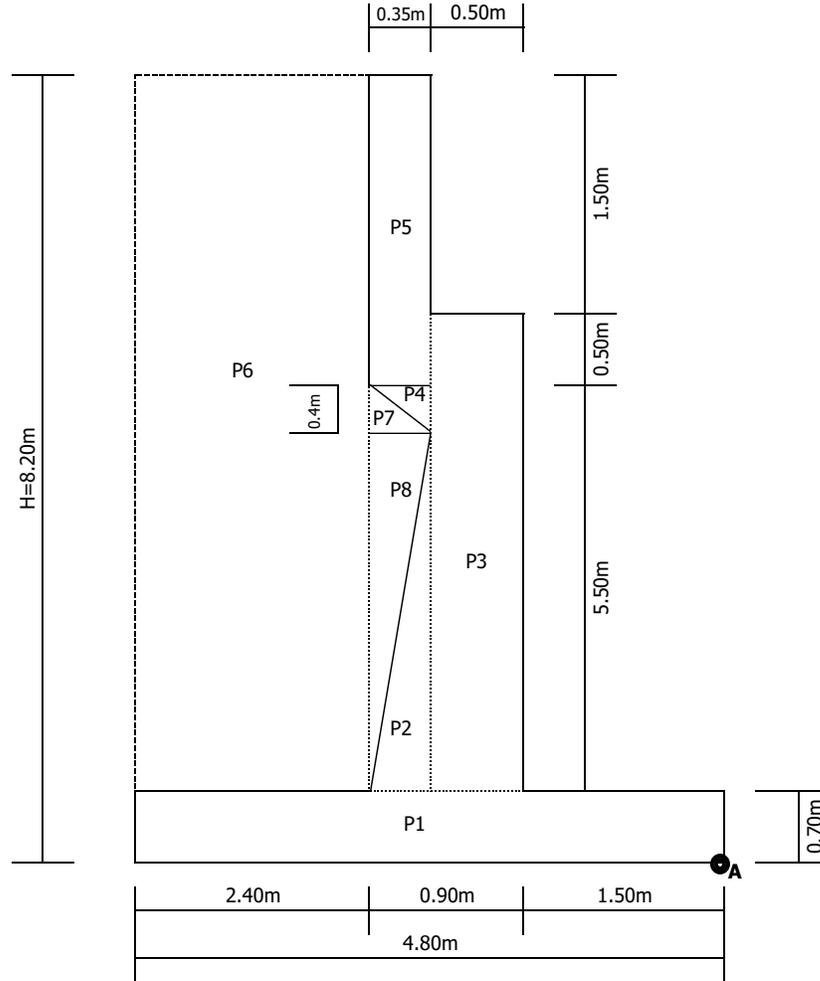
ANCHO TOTAL = 5.00m (Ancho de via+Veredas)

DATOS:

$\gamma_{\text{hormigón}} = 2.40 \text{ l/m}^3$

$\gamma_m = 1.80 \text{ l/m}^3 \quad \phi = 35^\circ$

a) MUERTA INFRAESTRUCTURA

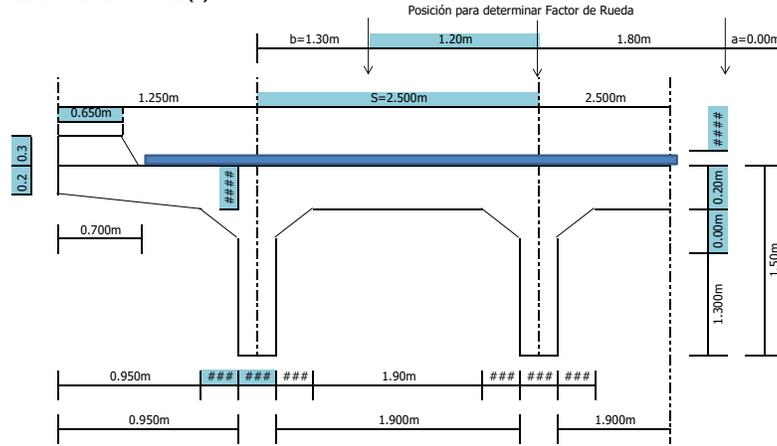


P	Volumen	Carga (P)	BRAZO DE PALANCA		MOMENTOS RESPECTO A	
			XA	YA	MPXA	MPYA
P1	3.36m ³	8.06Ton	2.400m	0.350m	19.354T-m	2.822T-m
P2	1.02m ³	2.45Ton	2.117m	2.400m	5.182T-m	5.875T-m
P3	3.00m ³	7.20Ton	1.750m	3.700m	12.600T-m	26.640T-m
P4	0.07m ³	0.17Ton	2.117m	6.067m	0.356T-m	1.019T-m
P5	0.70m ³	1.68Ton	2.225m	7.200m	3.738T-m	12.096T-m
P6	18.00m ³	32.40Ton	3.600m	4.450m	116.640T-m	144.180T-m
P7	0.07m ³	0.13Ton	2.233m	5.933m	0.281T-m	0.748T-m
P8	0.89m ³	1.61Ton	2.233m	4.100m	3.588T-m	6.587T-m
			53.69Ton		161.738T-m	199.967T-m

PROYECTO: PUENTE TINAS
 LONGITUD = 22.00m
 ANCHO TOTAL = 5.00m (Ancho de via+Veredas)
 FECHA = MARZO 2015

DATOS:
 $y_{h,a}$ = 2.40 l/m²
 $y_{h,s}$ = 2.20 l/m²
 N de vigas = 2 U

b) CARGA MUERTA SUPER-ESTRUCTURA (D)



Ancho del tablero = 5.000m Ok

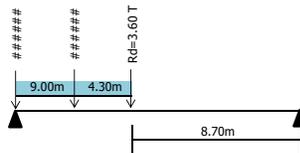
Element Superestructura	Volumen	WS	YA	MDSA
Capa de rodadura	0.180m ³	0.3967/m	1.525m	0.6041-m
Aceras	0.338m ³	0.8107/m	1.625m	1.3161-m
Tablero (Losa)	0.620m ³	1.4887/m	1.400m	2.0831-m
Volados	0.380m ³	0.9127/m	1.400m	1.2771-m
Vigas	1.560m ³	3.7447/m	0.650m	2.4341-m
Cartelas	0.000m ³	0.0007/m	1.300m	0.0001-m
		7.3507/m		7.7141-m

Diafragmas	Espesor	Volumen	P
Diafragma de apoyo	0.250m	0.618m ³	3.71Ton
			3.71Ton

D = 17.28Ton
 X_A = 1.750m
 M_{AD} = 30.24T-m

c) CARGA VIVA SUPER-ESTRUCTURA (L)

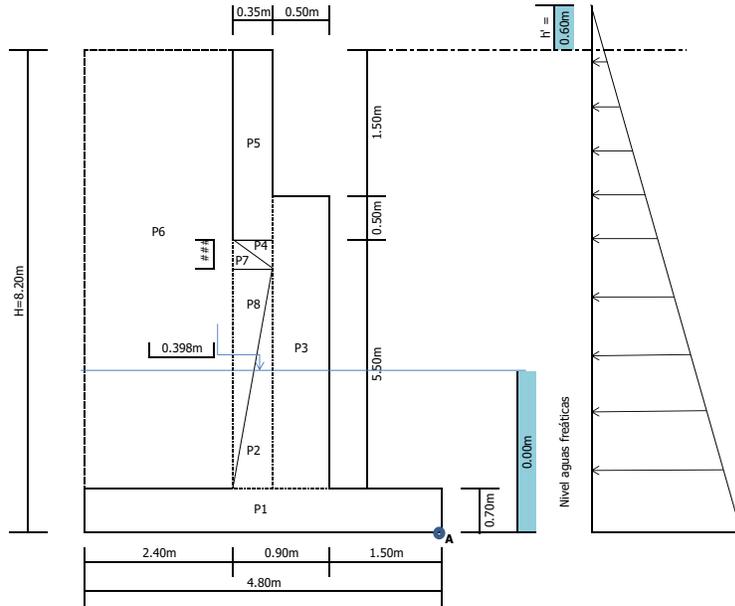
Cortante: $Fr = P(1 + (a+b)/s) = 1.52 P$ Momento: $Fr = S/1.80 F = 1.39 P$



RL = 36.62Ton
 X_A = 1.750m
 M_{AL} = 64.08T-m

d) FLOTACION (B)

Yagua = 1.00 l/m²



Element	Volumen	W	XA	MBA
Cimiento	3.360m ³	3.3601/m	2.400m	8.0641-m
		3.3601/m		8.0641-m

MBA = 8.06T-m

e) VIENTO (W)

e.1) Carga Muerta

Coef. Viento = 0.100 l/m²

2.4.3.10.4 Presiones verticales

Longitud = 21.500m

Altura = 1.750m

W₀ = 0.753Ton

Viento	W	YA	MWDA
Viga+tablero+acera	0.7531/m	7.283m	5.4811-m
			5.4811-m

e.2) Carga Viva

W_L = 2.700Ton Y_A = 8.800m

MW_{LA} = 23.760T-m

f) FUERZA LONGITUDINAL (LF)

No carril = 1 U

% C. viva = 5%

F_L = 0.220Ton Y_A = 8.800m

MFLA = 1.936T-m

g) EMPUJE DE TIERRAS (Et)

$$\begin{aligned} h' &= 0.600\text{m} \\ \phi &= 35^\circ \\ \gamma_m &= 1.80 \text{ t/m}^3 \end{aligned} \quad \begin{aligned} K_a &= \tan^2(45 - \phi/2) & K_p &= 1/K_a \\ K_a &= 0.271 & K_p &= 4 \end{aligned}$$
$$E = 1/2 \gamma_s K_a H (H+2 h') = #####$$
$$Y = \frac{H}{3} \times \frac{(H+3 h')}{(H+2 h')} = 2.908\text{m}$$
$$MEt_A = 54.664\text{T}\cdot\text{m}$$

h) FUERZA DE SISMO (EQ)

h.1) Infraestructura (I)

Datos: Obtenidos de a) Carga Muerta	
Carga (P)	= 53.69Ton
MY _A	= 199.967T/m

$$EQ_i = (0.04 - 0.06) P = 0.05 P = 2.68\text{Ton}$$
$$Y = MY_A / P = 3.72\text{m}$$
$$MEQ_{IA} = 9.998\text{T}\cdot\text{m}$$

h.2) Super-estructura (S)

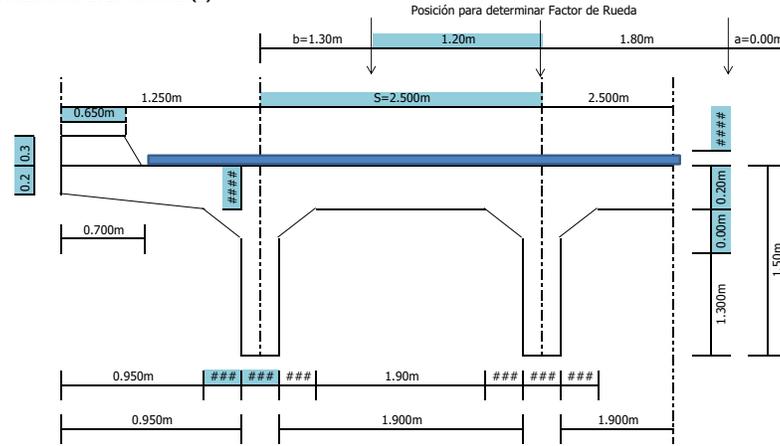
Datos: Obtenidos de b) Carga Muerta Super-estructura	
W _S	= 7.350T/m
MD _{SA}	= 7.714T·m
D	= 17.28Ton

$$\text{Peso de Super-estructura} = 172.79\text{Ton}$$
$$EQ_s = (0.04 - 0.06) P = 0.05 P = 1.73\text{Ton}$$
$$Y = MD_{SA} / P = 1.05\text{m}$$
$$Y_s = (H - h_{viga}) + Y = 7.75\text{m}$$
$$MEQ_{SA} = 13.390\text{T}\cdot\text{m}$$

PROYECTO: PUENTE TINAS
 LONGITUD = 22.00m
 ANCHO TOTAL = 5.00m (Ancho de via+Veredas)
 FECHA = MARZO 2015

DATOS:
 $y_{h,a}$ = 2.40 l/m²
 $y_{h,s}$ = 2.20 l/m²
 N de vigas = 2 U

b) CARGA MUERTA SUPER-ESTRUCTURA (D)



Ancho del tablero = 5.000m Ok

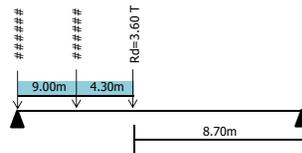
Element Superestructura	Volumen	WS	YA	MDSA
Capa de rodadura	0.180m ³	0.3967/m	1.525m	0.6041-m
Aceras	0.338m ³	0.8107/m	1.625m	1.3161-m
Tablero (Losa)	0.620m ³	1.4887/m	1.400m	2.0831-m
Volados	0.380m ³	0.9127/m	1.400m	1.2771-m
Vigas	1.560m ³	3.7447/m	0.650m	2.4341-m
Cartelas	0.000m ³	0.0007/m	1.300m	0.0001-m
		7.3507/m		7.7141-m

Diafragmas	Espesor	Volumen	P
Diafragma de apoyo	0.250m	0.618m ³	3.71Ton
			3.71Ton

D = 17.28Ton
 X_A = 1.750m
 M_{AD} = 30.24T-m

c) CARGA VIVA SUPER-ESTRUCTURA (L)

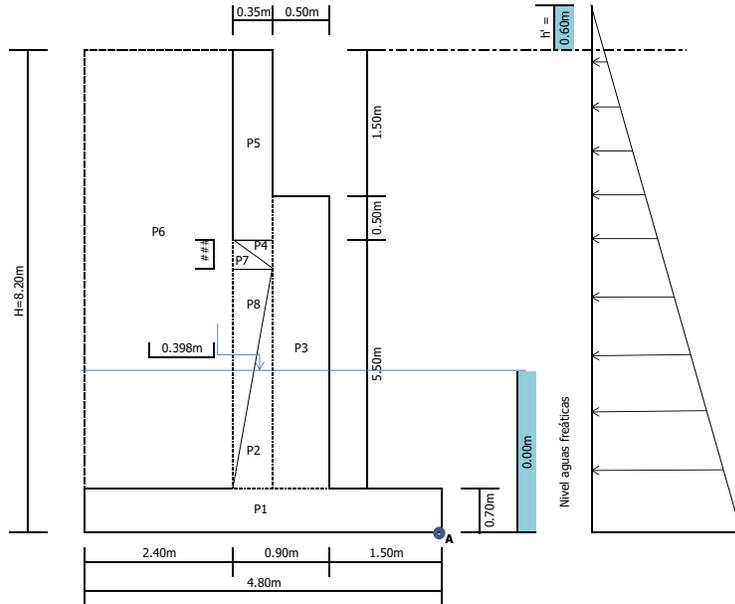
Cortante: $Fr = P(1 + (a+b)/s) = 1.52 P$ Momento: $Fr = S/1.80 F = 1.39 P$



RL = 36.62Ton
 X_A = 1.750m
 M_{AL} = 64.08T-m

d) FLOTACION (B)

Yagua = 1.00 l/m²



Element	Volumen	W	XA	MBA
Cimiento	3.360m ³	3.3601/m	2.400m	8.0641-m
		3.3601/m		8.0641-m

MBA = 8.06T-m

e) VIENTO (W)

e.1) Carga Muerta

Coef. Viento = 0.100 l/m²

2.4.3.10.4 Presiones verticales

Longitud = 21.500m

Altura = 1.750m

W₀ = 0.753Ton

Viento	W	YA	MWDA
Viga+tablero+acera	0.7531/m	7.283m	5.4811-m
			5.4811-m

e.2) Carga Viva

W_L = 2.700Ton Y_A = 8.800m

MW_{LA} = 23.760T-m

f) FUERZA LONGITUDINAL (LF)

No carril = 1 U

% C. viva = 5%

F_L = 0.220Ton Y_A = 8.800m

MFLA = 1.936T-m

g) EMPUJE DE TIERRAS (Et)

$$\begin{aligned} h' &= 0.600\text{m} \\ \phi &= 35^\circ \\ \gamma_m &= 1.80 \text{ t/m}^3 \end{aligned} \quad \begin{aligned} K_a &= \tan^2(45 - \phi/2) & K_p &= 1/K_a \\ K_a &= 0.271 & K_p &= 4 \end{aligned}$$
$$E = 1/2 \gamma_s K_a H (H+2 h') = #####$$
$$Y = \frac{H}{3} \times \frac{(H+3 h')}{(H+2 h')} = 2.908\text{m}$$
$$MEt_A = 54.664\text{T}\cdot\text{m}$$

h) FUERZA DE SISMO (EQ)

h.1) Infraestructura (I)

Datos: Obtenidos de a) Carga Muerta
Carga (P) = 53.69Ton
MY _A = 199.967T/m

$$EQ_i = (0.04 - 0.06) P = 0.05 P = 2.68\text{Ton}$$
$$Y = MY_A / P = 3.72\text{m}$$
$$MEQ_{IA} = 9.998\text{T}\cdot\text{m}$$

h.2) Super-estructura (S)

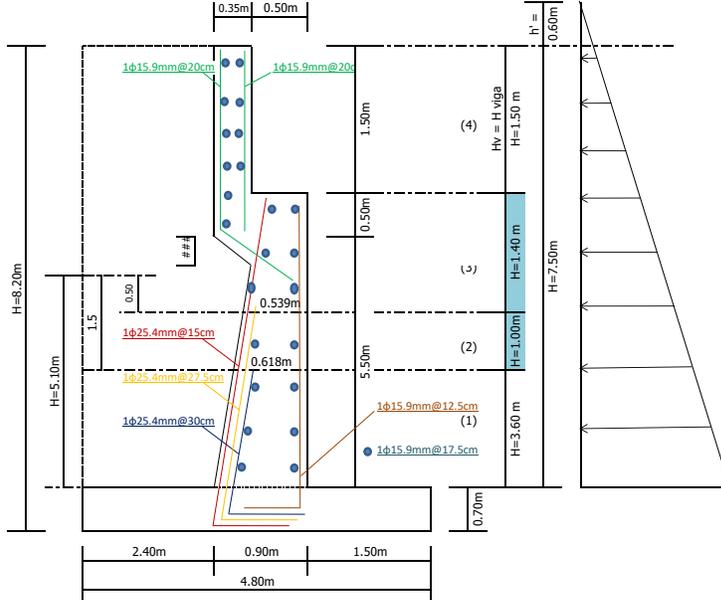
Datos: Obtenidos de b) Carga Muerta Super-estructura
W _S = 7.350T/m
MD _{SA} = 7.714T·m
D = 17.28Ton

$$\text{Peso de Super-estructura} = 172.79\text{Ton}$$
$$EQ_s = (0.04 - 0.06) P = 0.05 P = 1.73\text{Ton}$$
$$Y = MY_A / P = 1.05\text{m}$$
$$Y_s = (H - h_{viga}) + Y = 7.75\text{m}$$
$$MEQ_{SA} = 13.390\text{T}\cdot\text{m}$$

PROYECTO: PUENTE TINAS
 LONGITUD = 22.00m
 ANCHO TOTAL = 5.00m (Ancho de via+Veredas)

DISENO DE LA PANTALLA

DATOS:
 $h' = 0.600m$ $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $\phi = 35^\circ$ $Ka = 1 \tan^2(45 - \phi/2)$ $Kp = 1/Ka$
 $\gamma_m = 1.80 \text{ 1/m}^3$ $Ka = 0.271$ $Kp = 4$
 Ret = ###
 $E = 1/2 \gamma_s Ka H (H+2 h') = #####$
 $\gamma = \frac{H}{3} \cdot \frac{(H + 3 h')}{(H + 2 h')} = 2.672m$



ARMADURA EN LA PANTALLA														
FRANJA	H (m)	Y (m)	M (t-m /m)	Mu (t-m /m)	d (m)	K (Kg/cm ²)	ρ	As cm ² /m	As min	As colocar	θ (mm)	S calculo (cm)	S asumido (cm)	As colocado (cm ²)
1	7.50m	2.672m	42.529T-m	68.046T-m	0.830m	9.877m	0.0028	23.57cm ²	27.67	27.67	25mm	18cm	15.0cm	33.780
2	3.90m	1.45m	7.048T-m	11.277T-m	0.548m	3.760m	0.0011	5.83cm ²	18.25	18.25	25mm	28cm	27.5cm	18.426
3	2.90m	1.11m	3.213T-m	5.141T-m	0.469m	2.335m	0.0007	3.09cm ²	15.64	15.64	25mm	32cm	30cm	16.990
4	1.50m	0.61m	0.604T-m	0.966T-m	0.280m	1.232m	0.0003	0.97cm ²	9.33	9.33	16mm	21cm	20cm	9.928

ARMADURA DE DISTRIBUCION (LADO SIN RELLENO)														
EJE	H (m)	Y (m)	M (t-m /m)	Mu (t-m /m)	d (m)	K (Kg/cm ²)	ρ norma	As cm ² /m	As min	As colocar	θ (mm)	S calculo (cm)	S asumido (cm)	As colocado (cm ²)
Lado relleno				1.60 M	0.900m	0.000m	0.0016	14.40cm ²	0.00	14.40	16mm	14cm	13cm	15.885

ARMADURA DE DISTRIBUCION														
EJE	H (m)	Y (m)	M (t-m /m)	Mu (t-m /m)	d (m)	K (Kg/cm ²)	ρ norma	As cm ² /m	As min	As colocar	θ (mm)	S calculo (cm)	S asumido (cm)	As colocado (cm ²)
2 lados				1.60 M	0.606m	0.000m	0.0012	10.80cm ²	0.00	10.80	16mm	18cm	18cm	11.346

DISENO DEL DEDO

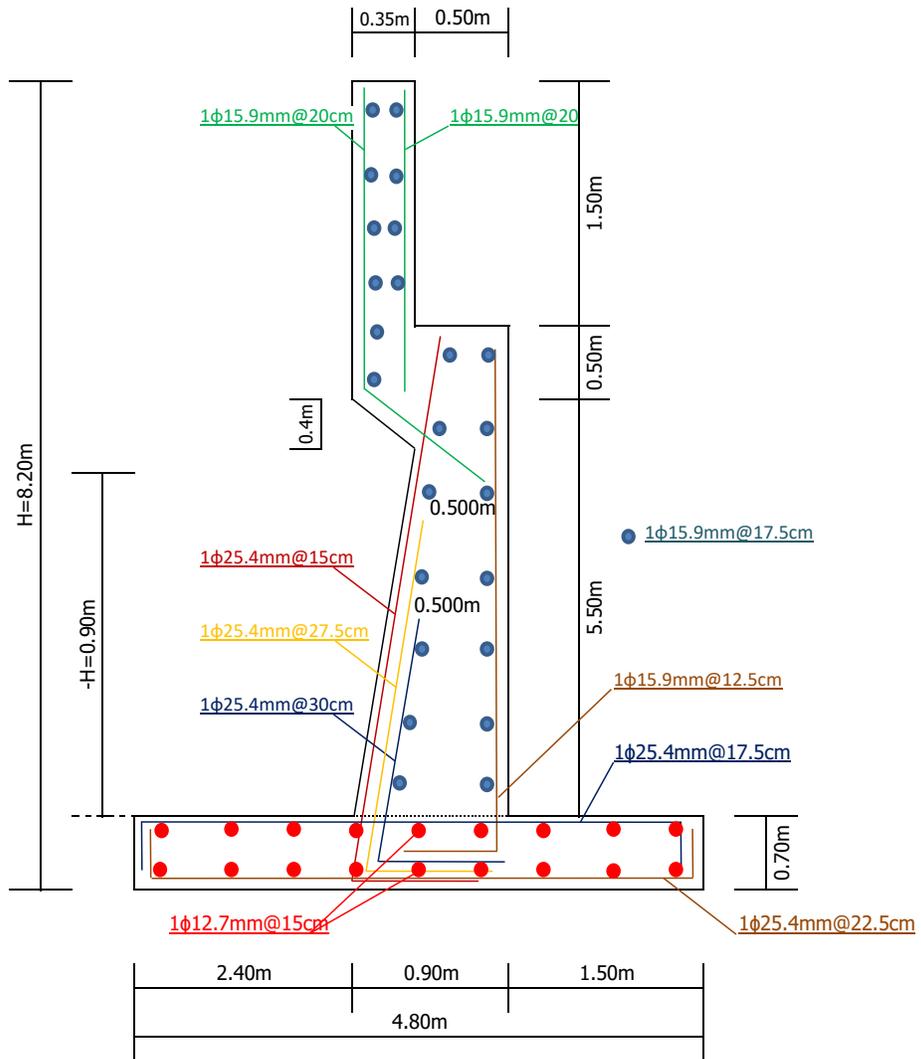
$E = 1/2 \gamma_s Ka H (H+2 h') = #####$

Para Gl: Cargado
 $n \Sigma M \uparrow = 247.9961T-m$
 $n \Sigma M \rightarrow = 54.664T-m$
 $n \Sigma F \uparrow = 104.231T-m$

$M_r = M_e - M_v = 193.332T-m$
 $X = M_r / n \Sigma F = 1.855m$
 $e = B/2 - X = 0.545m$
 Si $e < B/6$ $q_1 = n \Sigma F / B (1 + 6e/B) < q_a = 36.51T/m^2$
 Si $e > B/6$ $q_2 = 2n \Sigma F / (3L (b/2 - e)) < q_a = 6.92T/m^2$

PROYECTO: PUENTE TINAS
LONGITUD = 22.00m
ANCHO TOTAL = 5.00m (Ancho de via+Veredas)

ARMADO DEL ESTRIBO



B.- DISEÑO DE LA LOSAS

METRADO DE CARGAS

Peso propio= $(1m) \cdot (t) \cdot (2,40 \text{ Tn/m}^3)$ → 0.48 Tn/m

Asfalto= $(1m) \cdot (e) \cdot (2,00 \text{ Tn/m}^3)$ → 0.05 Tn/m

Wd= → 0.53 Tn/m

DATO	
FORMULA	
RESULTADO	
ASUMIDO	

Momento por peso propio

Md= $W d \cdot S^2 / 10$ → 0.191 Tn-m/m (Rueda Trasera)

Modificacion por Numero de Vias Cargadas

Se puede observar que el ancho de la seccion del puente es de 3.6 mts
 Por lo tanto el numero de vias es de 1, por que se afectara la carga por un factor que es de 1.2
 Entonces se debe de amplificar la carga por este factor ==> 1.2 * P

Momento por sobrecarga

Pr= 16.31 klb → 7.40 Tn

1.2*Pr= → 8.88 Tn **Carga viva modificada**

ML= $(S + 2') / 32' \cdot Pr$ → $(S + 0.61) / 9.75 \cdot Pr$ → 2.286 Tn-m/m

Momento por impacto

I= → 0.33

Momento por impacto:

Mi= I * M → 0.754 Tn-m/m

VERIFICACION DEL PERALTE

Hallando los momentos por servicio

Ms= Md+ML+Mi → 3.232 Tn-m/m

El peralte minimo es:

d req.= $(2 \cdot Ms / (f_c \cdot k \cdot b))^{1/2}$ → 13.699 cm **donde b= 100.00 cm**

considerando recubrimiento de 1" y suponiendo el empleo de fierro de f=3/8" (1.59 cm), el peralte será como máximo :

Recubrimiento: → 2.540 cm

Estribo(3/8): → 0.953 cm

d = t - rec. - est./2 → 16.984 cm

Se debe cumplir:

d asum. > d req. → 16.984 > 13.699 **OK**

Tomamos: d= 16.98 cm

DISEÑO POR SERVICIO

As = $Ms / (f_s \cdot j \cdot d)$ → 12.812 cm²/m

verificando la cuantia minima:

As min= $14 \cdot b \cdot d / f_y$ → 5.661 cm²/m

A min. < As → 5.661 < 12.812 **OK**

Tomamos: As= 12.812 cm²/m

Cálculo del espaciamiento:

Si consideramos acero 5/8" Af = 1.979 cm²

El menor de los tres

@ = $Af \cdot b / At$ → 15.446 cm

@ = 1.5 * t → 30.000 cm

@ = 45.000 cm

Usar acero de 5/8" @ = 15.00 cm

DISEÑO POR ROTURA Se usara los factores de Carga y Combinación según el Estado Lim ite Siguiente :

RESISTENCIA I : Com binacion basica de carga relacionada con el uso vehicular norm al sin considerar el viento

$Mu = 0.95 \cdot (1.25 Wd + 1.75 (Wl + Wi))$

1.0 Acero Principal

1.1 Acero positivo y negativo

$$M+ /- = 0.95 \cdot (1.25 \cdot MD + 1.75 \cdot (ML+)) \rightarrow 5.282 \text{ Tn}\cdot\text{m}$$

$$As = M / (f'fy \cdot (d-a/2))$$

$$a = As \cdot fy / (0.85 \cdot fc \cdot b) \text{ -----(1)}$$

$$Mu = f'fc \cdot b \cdot d^2 \cdot w \cdot (1+w/1.70) \text{ donde } f \rightarrow 0.900 \text{ para Flexion y Traccion de Concreto Armado}$$

despejando (w):

$$w1 = (1.7 + (1.72 - 4 \cdot (1.7 \cdot Mu / (f'fc \cdot b \cdot d^2)))^{0.5}) / 2 \rightarrow 1.62393$$

$$w2 = (1.7 - (1.72 - 4 \cdot (1.7 \cdot Mu / (f'fc \cdot b \cdot d^2)))^{0.5}) / 2 \rightarrow 0.07607$$

donde $w = r \cdot fy / fc$ despejando: $r = w \cdot fc / fy$

$$r1 = 0.108262$$

$$r2 = 0.005071$$

$$As = r / (b \cdot d)$$

$$As1 = 183.867 \text{ cm}^2$$

$$As2 = 8.613 \text{ cm}^2$$

$$AS +/- = 8.613 \text{ cm}^2 \text{ RESOLVIENDO (1)}$$

$$a = 1.52 \text{ cm}$$

verificando la cuantía mínima:

$$As \text{ min} = 14 \cdot b \cdot d / fy \rightarrow 5.661 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A \text{ min} < As \rightarrow 5.661 < 8.613 \text{ OK}$$

Tomamos: $As = 8.613 \text{ cm}^2/\text{m}$

Cálculo del espaciamiento:

Si consideramos acero 5/8" $Af = 1.979 \text{ cm}^2$

El menor de los tres

$$@ = Af \cdot b / At \rightarrow 22.977 \text{ cm}$$

$$@ = 1.5 \cdot t \rightarrow 30.000 \text{ cm}$$

$$@ = 45.000 \text{ cm}$$

Usar acero de 5/8" $@ = 20.00 \text{ cm}$

2.0 Acero por distribución

$$Asd = a \cdot Asp$$

Siendo : $a = 3480 / (S)^{1/2} \leq 67 \%$, Cuando el acero principal es perpendicular al tránsito donde:

positivo

Asp: Acero principal positivo $Asp = 8.613 \text{ cm}^2$

S : luz libre entre las caras de vigas, en m $S = 1.900 \text{ m}$

a : porcentaje del acero principal positivo $a = 79.84 \leq 67.00 \%$

$$a = 67.00$$

$$Asd + = 5.771 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cálculo del espaciamiento:

Si consideramos acero 1/2" $Af = 1.267 \text{ cm}^2$

$$@ = Af \cdot b / At \rightarrow 21.956 \text{ cm}$$

Usar acero de 1/2" $@ = 20.00 \text{ cm}$

Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal (inferior)

3.0 Acero de temperatura y contracción

Siempre que no exista otro refuerzo

$$Ast \geq 1/8 \text{ pulg}^2/\text{pie}$$

$$Ast \geq 2.646 \text{ cm}^2/\text{m}$$

como es enmallado $\rightarrow Ast = 2.646 \text{ cm}^2/\text{m}$

Cálculo del espaciamiento:

Si consideramos acero 3/8" $Af = 0.713 \text{ cm}^2$

El menor de los tres

@ = $\sqrt{A_f^2 b / A_t}$ → 26.948 cm

@ = $3 \cdot t$ → 60.000 cm

@ = 45.000 cm

Usar acero de 3/8" @ = 25.00 cm

Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal (superior)

C.- DISEÑO DE TRAMO EN VOLADIZO

DISEÑO POR FLEXION

METRADOS DE CARGAS

DATO
FORMULA
RESULTADO
ASUMIDO

Momento por peso propio

SECCION	MEDIDAS	MEDIDAS	CARGA (Tn)	DISTANCIA (m)	MOMENTO (Tn-m/m)
1	0.45*0.20	i*g	0.216	0.925	0.200
2	0.20*0.25	u*(g+n)	0.120	0.600	0.072
3	0.05*0.25/2	z*(g+n)/2	0.015	0.483	0.007
4	0.50*0.20	a*t	0.336	0.350	0.118
5	Asf:0.25*0.025	(a-z-u)*e	0.023	0.225	0.005
6	Pasam:0.25*0.15	p*q	0.036	0.925	0.033
7	Post:(0.25+0.2)/2*0.65*0.2/2.179		0.032	1.013	0.033
MD=					0.468

Momento por sobrecarga:

ML= Pr*X/E

donde:

E= Ancho efectivo

X= Dist. rueda a empotramiento → a-(u+z)-X1

X1= Dist. De la rueda al sardinel (1') → 0.3 m

X= a-(z+u)-x1 → 0.15 m

- Refuerzo perpendicular al tráfico

E= 0,8333*X+1140mm → 1.14 m

Pr= Peso de la rueda amplificado por el factor de la via → 4.44 TN

ML= → 0.584 Tn-m/m

Momento por impacto

Mi → 0.193 Tn-m/m

DISEÑO POR SERVICIO

Ms= MD+ML+MI → 1.245 Tn-m/m

As = $M_s / (f_s * d)$ → 4.934 cm²/m

verificando la cuantía mínima:

As min= $14 * b * d / f_y$ → 5.661 cm²/m

A min. < As → 5.661 < 4.934 **FALSO USAR CUANTIA MINIMA**

Tomamos:

As= 5.661 cm²/m

Cálculo del espaciamiento:

Si consideramos acero 5/8" Af = 1.979 cm²

El menor de los tres

@ = $A_f * b / A_t$ → 34.957 cm

@ = 1.5*t → 30.000 cm

@ = 45.000 cm

Usar acero de 5/8"

@ = 30.00 cm

1.1 Acero positivo y negativo

M+ /- = $0.95 * (1.25 * MD + 1.75 * (ML + MI))$ → 1.847 Tn-m -0.05

As = $M / (f * f_y * (d - a/2))$

a = $A_s * f_y / (0.85 * f_c * b)$ -----(1)

Mu = $f * f_c * b * d^2 * w * (1 + w/1.70)$ donde f → 0.900 para Flexion y Traccion de Concreto Armado

despejando (w):

w1 = $(1.7 + [1.72 - 4 * (1.7 * Mu / (f * f_c * b * d^2))] / 0.5) / 2$ → 1.67420

w2 = $(1.7 - [1.72 - 4 * (1.7 * Mu / (f * f_c * b * d^2))] / 0.5) / 2$ → 0.02580

donde w = $r * f_y / f_c$ despejando: r = $w * f_c / f_y$

r1 = 0.111613

r2 = 0.001720

As = $r / (b * d)$

As1 = 189.558 cm²

As2 = 2.922 cm²

$$AS +/- = 2.922 \text{ cm}^2 \quad \text{RESOLVIENDO (1)}$$

$$a = 0.52 \text{ cm}$$

verificando la cuantía mínima:

$$As_{\min} = 14 \cdot b \cdot d / f_y \rightarrow 5.661 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{\min} < AS \rightarrow 5.661 < 2.922 \quad \text{FALSO}$$

Tomamos: **SE HARAN PASAR LAS BARRAS DE ACERO NEGATIVO DEL TRAMO INTERIOR** 8.613 cm^2

Cálculo del espaciamiento:

$$\text{Si consideramos acero } 5/8'' \quad Af = 1.979 \text{ cm}^2$$

El menor de los tres

$$@ = Af \cdot b / At \rightarrow 22.977 \text{ cm}$$

$$@ = 1.5 \cdot t \rightarrow 30.000 \text{ cm}$$

$$@ = 45.000 \text{ cm}$$

Usar acero de $5/8''$ $@ = 20.00 \text{ cm}$

2.0 Acero por distribución

$$Asd = a \cdot Asp$$

Siendo : $a = 3480 / (5) \cdot 1/2 \leq 67\%$, Cuando el acero principal es perpendicular al tránsito donde:

positivo

$$\text{Asp: Acero principal positivo} \quad Asp = 8.613 \text{ cm}^2$$

$$L : \text{luz efectiva del volado } (2 \cdot a), \text{ en m.} \quad L = 1.400 \text{ m}$$

$$a : \text{porcentaje del acero principal positivo} \quad a = 93.01 \leq 67.00$$

$$a = 67.00$$

$$Asd = 5.771 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cálculo del espaciamiento:

$$\text{Si consideramos acero } 1/2'' \quad Af = 1.267 \text{ cm}^2$$

$$@ = Af \cdot b / At \rightarrow 21.956 \text{ cm}$$

Usar acero de $1/2''$ $@ = 20.00 \text{ cm}$

Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal (inferior)

3.0 Acero de temperatura y contracción

Siempre que no exista otro refuerzo

$$Ast \geq 1/8 \text{ pulg}^2/\text{pie}$$

$$Ast \geq 2.646 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{como es enmallado} \rightarrow Ast = 2.646 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cálculo del espaciamiento:

$$\text{Si consideramos acero } 3/8'' \quad Af = 0.713 \text{ cm}^2$$

El menor de los tres

$$@ = Af \cdot b / At \rightarrow 26.948 \text{ cm}$$

$$@ = 3 \cdot t \rightarrow 60.000 \text{ cm}$$

$$@ = 45.000 \text{ cm}$$

Usar acero de $3/8''$ $@ = 25.00 \text{ cm}$

Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal (superior)

D.- DISEÑO DE VEREDAS

DISEÑO POR FLEXION
METRADOS DE CARGAS

DATO
FORMULA
RESULTADO
ASUMIDO

Momento por peso propio

SECCION	MEDIDAS	MEDIDAS	CARGA (Tn)	DISTANCIA (m)	MOMENTO (Tn-m7m)
1	0.45*0.20	i*g	0.216	0.275	0.059
6	Pasam:0.25*0.15	p*q	0.036	0.375	0.014
7	Post:(0.25+0.2)/2*0.65*0.2/2.179		0.032	0.413	0.013
		MD=	0.284	MD=	0.086

Momento por sobrecarga:

Debido a carga horizontal sobre poste y peatones

ML = Mpost + Mpeat

Mpost = $P' * (0,70-0,25/2+0,15/2)$ donde : $P' = C*P/2$

Mpeat = $s/c * (0,40*0,40/2)$

P = 10,000.00 Lb

C = 1.00

P' = 2.268 Tn

Peat. s/c = 73.70 Lb/pulg2

Peat. s/c = 0.36 Tn/m^2

La sobrecarga tambien se afecta por el factor de via que es de 1.2

Factor = $1.2 * s/c$ → 0.432 Tn/m^2

Mpost = $P' * (0,70-0,25/2+0,15/2)$ → 1.474 Tn-m/m

debido a la distribuc. de los postes se toma el 80%

Mpost = Mpost * 80% → 1.179 Tn-m/m

Mpeat = $s/c * (0,40*0,40/2)$ → 0.035 Tn-m/m

ML = 1.214 Tn-m/m

VERIFICACION DEL PERALTE

Hallando los momentos por servicio

Ms = Md + ML + Mi → 1.300 Tn-m/m

El peralte minimo es:

d req. = $(2 * Ms / (fc * k * b))^{1/2}$ → 8.689 cm donde b = 100.00 cm

considerando recubrimiento de 3 cm. y suponiendo el empleo de fierro de 1/2" (1,27 cm), el peralte será como máximo :

Recubrimiento: → 3.00 cm

Estribo(1/2): → 1.27 cm

d = t - rec. - est./2 → 16.365 cm

Se debe cumplir:

d asum. > d req. → 16.365 > 8.689 VERDADERO

Tomamos: d = 16.365 cm

DISEÑO POR SERVICIO

As = $Ms / (fs * j * d)$ → 5.349 cm^2/m

verificando la cuantía mínima:

As min = $14 * b * d / fy$ → 5.455 cm^2/m

A min. < As → 5.455 < 5.349 FALSO USAR CUANTIA MINIMA

Tomamos: As = 5.455 cm2/m

Cálculo del espaciamiento:

Si consideramos acero 5/8" Af = 1.979 cm2

El menor de los tres

@ = $Af * b / At$ → 36.279 cm

@ = $1.5 * t$ → 30.000 cm

@ = 45.000 cm

Usar acero de 5/8" @ = 30.00 cm

DISEÑO POR ROTURA Se usara los factores de Carga y Combinación según el Estado Lim ite Siguiente :

RESISTENCIA I : Com binacion basica de carga relacionada con el uso vehicular norm al sin considerar el viento

$$Mu = 1.25 Wd + 1.75 (Wl + Wi)$$

1.0 Acero Principal

1.1 Acero positivo y negativo

$M+ /- = 1.25 * MD + 1.75 * (ML + MJ) \rightarrow 2.232 \text{ Tn-m}$
 $As = M / (f * fy * (d - a / 2))$
 $a = As * fy / (0.85 * fc * b) \dots\dots\dots(1)$
 $Mu = f * fc * b * d^2 * w * (1 + w / 1.70)$ donde f $\rightarrow 0.900$ para Flexion y Traccion de Concreto Arm ado
 despejando (w):
 $w1 = (1.7 + (1.72 - 4 * (1.7 * Mu / (f * fc * b * d^2))) / 0.5) / 2 \rightarrow 1.66626$
 $w2 = (1.7 - (1.72 - 4 * (1.7 * Mu / (f * fc * b * d^2))) / 0.5) / 2 \rightarrow 0.03374$
 donde w = $r * fy / fc$ despejando: $r = w * fc / fy$
 $r1 = 0.111084$
 $r2 = 0.002250$
 $As = r / (b * d)$
 $As1 = 181.789 \text{ cm}^2$
 $As2 = 3.681 \text{ cm}^2$
 $AS +/- = 3.681 \text{ cm}^2$ RESOLVIENDO (1)
 $a = 0.65 \text{ cm}$

verificando la cuantía mínima:

$As \text{ min} = 14 * b * d / fy \rightarrow 5.455 \text{ cm}^2/m$
 $A \text{ min.} < As \rightarrow 5.455 < 3.681$ **FALSO USAR CUANTIA MINIMA**
Tomamos: As = 5.455 cm²/m

Cálculo del espaciamiento:

Si consideramos acero 5/8" $Af = 1.979 \text{ cm}^2$
 El menor de los tres
 $@ = Af * b / At \rightarrow 36.279 \text{ cm}$
 $@ = 1.5 * t \rightarrow 30.000 \text{ cm}$
 $@ = 45.000 \text{ cm}$
Usar acero de 5/8" @ = 30.00 cm

2.0 Acero por distribución

$Asd = a * Asp$
 Siendo : $a = 3480 / (S)^{1/2} \leq 67 \%$, Cuando el acero principal es perpendicular al transito donde:
positivo
 Asp : Acero principal positivo $Asp = 5.455 \text{ cm}^2$
 L : luz efectiva del volado ($2 * 0.55$), en m $S = 1.100 \text{ m}$
 a : porcentaje del acero principal positivo $a = 104.93 \leq 67.00$
 $a = 67.00$
 $Asd + = 3.655 \text{ cm}^2/m$

Cálculo del espaciamiento:

Si consideramos acero 3/8" $Af = 0.713 \text{ cm}^2$
 $@ = Af * b / At \rightarrow 19.508 \text{ cm}$
Usar acero de 1/2" @ = 20.00 cm
 Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal (inferior)

3.0 Acero de tem peratura y contracción

Siempre que no exista otro refuerzo
 $Ast \geq 1/8 \text{ pulg}^2/\text{pie}$
 $Ast \geq 2.646 \text{ cm}^2/m$

como es enmallado → Ast = 2.646 cm²/m

Cálculo del espaciamiento:

Si consideramos acero 3/8" Af = 0.713 cm²

El menor de los tres

@ = Af*b/At → 26.948 cm

@ = 3*t → 60.000 cm

@ = 45.000 cm

Usar acero de 3/8" @ = 25.00 cm

Se colocará en el sentido perpendicular y paralelo al sentido del tránsito (superior)

Chequeo por cortante

Vu = 1,25*VD+1.75*(VL+VI)

Carga muerta (Vd) = 0.284 Tn/m

s/c (ancho=0,40 m) = 0.173 Tn/m

Vu= 0.651 Tn/m

Fuerza cortante que absorbe el concreto:

Vc = 0,53*(f'c)^{1/2}*b*d

fVc > Vu

Vc = 14.513 Tn/m

fVc = 12.336 Tn/m

fVc > Vu
12.336 > 0.651 VERDADERO

E.- DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL

(AREA DE INFLUENCIA DE VIGA)

DATO
FORMULA
RESULTADO
ASUMIDO



1. Momento por peso propio

ELEMENTO	MEDIDAS	MEDIDAS	CARGA (Tn / m)
losa =	0.20*(0.75+0.5+1.90/2)	t*(a+bw*S/2)*2.40 tn/m ³	0.984
viga =	1.3*0.6	*bw*2.40 tn/m ³	1.008
asfalto =	0.025*3.6/2*2.0	a*A/2*2.00 tn/m ³	0.090
vereda =	0.65*0.20	c*g*2.40 tn/m ³	0.312
volado =	0.20*0.05+0.05*(0.20+0.05)/2	u*n*z*(g+n)/2*2.4 tn/m ³	0.039
pasamanos =		p*q*2.4 tn/m ³	0.036
postes =	(0.25+0.20)/2*0.65*0.2/2.179		0.032
acera (extraord.) =		c*0.40 tn/m ²	0.260
		wd=	2.761

Según BARET, cálculo de n :

d1 = distancia entre eje delantero e intermedio (14') → 4.30 m

d2 = distancia entre eje intermedio y posterior (14' - 30') → 4.30 m

n = distancia del centro de luz a la sección donde se produce el Momento Flector Máximo según Baret

$n = (4*d2-d1)/18$ Si d1 = d2 = d = 14" → 0.717 → X= 7.283 m

Si se realiza el cálculo a la distancia X del apoyo izquierdo : Centro de Luz X = 8.000 m

Peso propio por cada viga diafragma (W1) = $hd^3ad^5/2*2.4$ tn/m³ → 0.599 Tn

Momento por viga diafragma (Mvd):	Mvd	Por Baret Mvd (Tn-m)		d2 = 14', L ≥	d2 = 30', L ≥	A x m de la luz Mvd (Tn-m)
3 Si son 3 vigas diafragmas	$W1*(L-2*n)/4$	2.180				2.394
4 Si son 4 vigas diafragmas	$W1*(L/3)$	3.192	L >= 6*n	4.267	10.770	3.192
5 Si son 5 vigas diafragmas	$W1*(L-n)/2$	4.574	L >= 4*n	2.845	7.180	4.788
6 Si son 6 vigas diafragmas	$W1*(3L/5)$	5.746	L >= 10*n	7.112	17.949	5.746
7 Si son 7 vigas diafragmas	$W1*(3*L-2*n)/4$	6.968	L >= 6*n	4.267	10.770	

Momento por peso propio de viga diafragma (Mvd) :

Usamos Momento por diafragma

Por Baret: Mvd → 3.192 Tn-m

En centro de Luz: Mvd → 3.192 Tn-m

Momento por peso propio (Mpp) :

Por Baret : → $Mpp = wd*(L/2-n)*(L/2+n)/2$ → 87.650 Tn-m

En centro de Luz → $Mpp = wd*(L-X)^2/2$ → 88.359 Tn-m

Momento Total Carga Muerta (MD) = Mpp + Mvd

Por Baret: MD → 90.842 Tn-m

En centro de Luz: MD → 91.551 Tn-m

2.0 MOMENTO POR SOBRECARGA

2.1.- SOBRECARGA HL - 93

$Ms/c = P/L*(9*L^2/4-(d1/2+2*d2)*L+(4*n*d2-n*d1-9*n^2))$

$Ms/c = P*X/L*(9*L-9*X-d1-5*d2)$

$Ms/c = P/L*((L-X)*(9*X-d1)-4*d2*X)$

$Ms/c = P*(L-X)/L*(9*X-d1-5*d2)$



donde :

P = 8,157.00 Lb P = 3700.0152 kg

Por Baret: Ms/c = 47.247 Tn-m

En centro de Luz: Ms/c = 46.713 Tn-m

Cálculo del coeficiente de concentración de cargas :

$CCc = 1+(A-10^3)/(bw+5)$ → 1.240

Por Baret: Ms/c = 58.586 Tn-m

En centro de Luz: Ms/c = 57.924 Tn-m

CARGA DISTRIBUIDA

$Mds=(W*L^2/8)$ → 32.000 Tn-m

MOMENTO TOTAL(Ms/c+Md)

Por Baret: Ms/c+Md = 90.586 Tn-m

En centro de Luz: Ms/c+Md = 89.924 Tn-m

2.2.- CARGAS POR EJE TANDEM

$M = P1*(L/2-n)*(L+2*n-dT)/L$

$M = P1*X/L*(2*L-2*X-dT)$ Si $X ≤ L/2$

$M = P1*(L-X)/L*(2*X-dT)$ Si $L/2 < X ≤ L$

donde :

P = 24,691.36 Lb P = 11,200.00 kg

dT = 4' → 1.20

Por Baret: Ms/c = 82.763 Tn-m

En centro de Luz: Ms/c = 82.880 Tn-m

Por viga = M et/2

Por Baret: $M_s/c = 41.381$ Tn-m

En centro de Luz: $M_s/c = 41.440$ Tn-m

CARGA DISTRIBUIDA

$M_d=(W \cdot L^2/8) \rightarrow 32.000$ Tn-m

MOMENTO TOTAL(Ms/c+Md)

Por Baret: $M_s/c+M_d = 73.381$ Tn-m

En centro de Luz: $M_s/c+M_d = 73.440$ Tn-m

TOMANDO EL MAYOR MOMENTO (MI)

Por Baret: $M_s/c+M_d = 90.586$ Tn-m

En centro de Luz: $M_s/c+M_d = 89.924$ Tn-m

3.0 MOMENTO POR IMPACTO

Tomamos $\rightarrow 0.33$

Por Baret: $MI = 29.894$ Tn-m

En centro de Luz: $MI = 29.675$ Tn-m

E1- DISEÑO POR SERVICIO

VIGA T

Determinamos b : El menor de los tres :

$b \leq L/4 \rightarrow b = 4.000$ m

$(b - bw)/2 \leq 8 t \rightarrow b = 3.600$ m

$(b - bw)/2 \leq S/2 \rightarrow b = 2.300$ m

tomamos: $b = 2.30$ m

Asumiremos para efectos de diseño:

$d = 110.000$ cm

VERDADERO

E2-DISEÑO POR ROTURA

$M_u = 0.95 \cdot (1.25 \cdot M_D + 1.75 \cdot (M_L + M_I))$

Por Baret: $M_u = 308.173$ Tn-m

En centro de Luz: $M_u = 307.549$ Tn-m

Tomamos el mayor $M_u = 308.17$ Tn-m

Area de acero

$A_s = M / (f \cdot f_y \cdot (d-a/2))$

$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c \cdot b) \dots \dots \dots (1)$

$M_u = f_c \cdot f_y \cdot b \cdot d^2 \cdot w \cdot (1+w/1.70)$ donde f $\rightarrow 0.900$ para Flexion y Traccion de Concreto Armado

despejando (w):

$w_1 = (1.7 + (1.72 - 4 \cdot (1.7 \cdot M_u / (f_c \cdot b \cdot d^2)))) / 0.5 \rightarrow 1.654859$

$w_2 = (1.7 - (1.72 - 4 \cdot (1.7 \cdot M_u / (f_c \cdot b \cdot d^2)))) / 0.5 \rightarrow 0.045141$

donde $w = r \cdot f_y / f_c$ despejando: $r = w \cdot f_c / f_y$

$p_1 = 0.110324$

$p_2 = 0.003009$

$A_s = r / (b \cdot d)$

$A_{s1} = 2.791.196$ cm²

$A_{s2} = 76.137$ cm²

$A_s +/- = 76.137$ cm² RESOLVIENDO (1)

$a = 5.842$ cm

Distribución del Acero

Si consideramos acero 1" $\rightarrow A_f = 5.07$ cm² $F_{barra}(1") = 2.5$ cm

barras = $A_s / A_f \rightarrow 15.02$ barras

usaremos $\rightarrow 16$ barras en 2 capas

$A_s \rightarrow 81.12$ cm²

La distancia entre barras paralelas será no menor que:

1.5 F barra = 3.75 cm

1.5 T.M.agregado = 3.75 cm

distancia entre barras = 3.75 cm

recubrimiento lateral (1.5") = 3.75 cm

F est (3/8") = 0.95 cm

Ancho mínimo de la viga $b = 2 \cdot rec + 2 \cdot fest + (\# barras - 1) \cdot eh + \# barras \cdot fbarra$

$b \rightarrow 105.65$ cm

Esto considerando solo una capa

E3-VERIFICACIONES

Verificación del peralte

$M_s = M_D + M_L + M_I$

Por Baret:	$M_s =$	211.322 Tn-m
En centro de Luz:	$M_s =$	211.150 Tn-m
tomamos	$M_s =$	211.322 Tn-m

El peralte mínimo es:

$d_{req} = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot M_s}{f_c \cdot k \cdot b}} \cdot (1/2) \rightarrow 73.045 \text{ cm}$ donde $b = 230.00 \text{ cm}$

$H = 125.00 \text{ cm}$

$d = H - 13.00 \rightarrow 112.000 \text{ cm}$

Se debe cumplir:

$d_{asum.} > d_{req} \rightarrow 112.000 > 73.045 \text{ VERDADERO}$

Verificando la cuantía

Cálculo de la cuantía balanceada

$\rightarrow rb = (0,85 \cdot f_c \cdot b_1 / f_y) \cdot (0,003 E_s / (0,003 \cdot E_s + f_y))$ donde $b_1 = 0,85$

$pb = 0,02833$

Siendo: $r_{max} = 0,75 \cdot pb \rightarrow 0,02125$

la cuantía de la viga es $\rho = 0,00315$

$r_{min} = 0,7 \cdot f_c \cdot 1/2 / f_y \rightarrow 0,002788867$

$\rho > r_{min} \rightarrow 0,00315 > 0,00279 \text{ VERDADERO}$

$\rho < r_{max} \rightarrow 0,00315 < 0,02125 \text{ VERDADERO}$

Para no verificar deflexiones

$\rho_{max} = 0,18 f_c / f_y \rightarrow 0,012$

$\rho < \rho_{max} \rightarrow 0,00315 < 0,01200 \text{ VERDADERO}$

Verificando el eje neutro

$a = A_s \cdot f_y / (0,85 \cdot f_c \cdot b) \rightarrow 6,224 \text{ cm}$

$t = 20,000 \text{ cm}$

$a \leq t \rightarrow 6,224 \leq 20,000 \text{ VERDADERO}$

Verificación por Fatiga en Servicio

$M_f = 0,75 \cdot (M_L + M_I)$

$M_f = 90,360 \text{ tn - m}$

Esfuerzo máximo

$f_{smax} = M_s / (A_s \cdot j \cdot d) \rightarrow 1124,993 \text{ kg/cm}$

Momento mínimo por servicio

$M_{min} = M_d$

$M_{min} = 91,551 \text{ tn - m}$

Esfuerzo mínimo

$f_{smin} = M_{min} / (A_s \cdot j \cdot d) \rightarrow 1139,819 \text{ kg/cm}$

Rango de esfuerzos actuales

$D_f = f_{smax} - f_{smin}$

$D_f \rightarrow -14,827 \text{ kg/cm}^2$

Rango de esfuerzos admisibles

$f_{ad} = 1470 - 0,33 f_{smin} + 551,2 (r/h)$ se puede asumir $r/h = 0,3$

$f_{ad} \rightarrow 1259,220 \text{ kg/cm}^2$

Se debe cumplir:

$f_{ad} > D_f \rightarrow 1,259,220 > -14,827 \text{ VERDADERO}$

Verificación por Agrietamiento

Esfuerzo máximo admisible

Exposición moderada $\rightarrow Z = 30,000.00 \text{ Kg/cm}^2$

Usamos:

Exposición severa $\rightarrow Z = 23,000.00 \text{ Kg/cm}^2$

recubrimiento ($2''$) =

5.08 cm

espac. vertic (ev) ($1/2''$) =

3.81 cm

$d_c = 7.28 \text{ cm}$

$X_e = 12.00 \text{ cm} < 15.00 \text{ VERDADERO}$

Usamos:

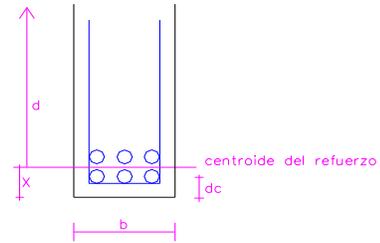
$X_e = 12.00$

$A = 2 \cdot X_e \cdot \#barras$

$A = 60$

$f_{smax} = Z / (d_c \cdot A)^{1/3} \rightarrow 3031.332852 \text{ Kg/cm}^2$

$f_s \text{ act} < f_s \text{ max} \rightarrow 1,124,993 < 3,031,333 \text{ OK}$



Verificación por Corte

Si se realiza el cálculo a la distancia X del apoyo izquierdo:

$X = 8 \text{ Centro de luz } X = L/2$

$V_{dpp} = w_d \cdot (L - 2 \cdot X) / 2 \rightarrow 0.000 \text{ Tn}$

$V_{dvd} = W_1 \cdot (\#diafr. / 2 - \#diafr. / 2 + 1) \rightarrow 0.599 \text{ Tn}$

$VD = V_{dpp} + V_{dvd} \rightarrow 0.599 \text{ Tn}$

$$VL = (P/L) * ((4Ccc1 + 5Ccc) * (L-X) - Ccc * d1 - 5 * Ccc * d2) \rightarrow \text{Si } X < L/2$$

$$VL = (P/L) * ((4Ccc1 + 5Ccc) * X - Ccc * d1 - 5 * Ccc * d2) \rightarrow \text{Si } L/2 < X < L$$

Si $X = 0,00 \rightarrow Ccc1 = 1,00$ si no $Ccc1 = Ccc$ $Ccc1 = 1,240$

$VLs = 13,248 \text{ Tn}$

POR SOBRECARGA EQUIVALENTE

$$VL \text{ eq} = PV * (L-X) / L + W * (L-2 * X) / 2 \rightarrow \text{Si } X < L/2$$

$Pv = 26000 \text{ Lb} \rightarrow 11.794 \text{ Tn}$

$W = 645 \text{ Lb/pie} \rightarrow 0.960 \text{ Tn/m}$

$VL \text{ eq} = 5.897 \text{ Tn}$

Por viga = VL eq / 2

$VL \text{ eq} = 2.949 \text{ Tn}$

POR SOBRECARGA EJE TANDEM

$$VL \text{ et} = PT * (2 * L - 2 * X - dT) / L \rightarrow \text{Si } X \leq L/2$$

$$VL \text{ et} = PT * (2 * X - dT) / L \rightarrow \text{Si } L/2 < X \leq L$$

$VL \text{ et} = 10.360 \text{ Tn}$

Por viga = VL et / 2

$VL \text{ et} = 5.180 \text{ Tn}$

TOMANDO EL MAYOR CORTANTE (VI) **13.248 Tn**

POR IMPACTO

$Vii = 1 * VL \rightarrow 4.372 \text{ Tn}$

DISEÑO POR ROTURA

$Vu = 1.3 * (VD + (5/3) * (VL + Vii)) \rightarrow 38.954 \text{ Tn}$

Esfuerzo cortante último

$Vu / (b * d) \rightarrow 8.695 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzo cortante resistente de concreto

$(0.53 * (f'c)^{1/2} + 1.75 * r * Vu * d / Mu)$ donde $r = 0.003$

$Vu * d / Mu = 0.174$
 8.462 Kg/cm^2

para esfuerzo de corte $f = 0.85$

$fuc = 7.193 \text{ Kg/cm}^2$

$Uu < fuc \rightarrow 8.695 < 7.193$ **FALSO Si necesita estribos**

Usando estribos de $f = 3/8"$

$S = Av * fy / ((uu - fuc) * b) \rightarrow -177.7472291 \text{ cm}$

$S \leq d / 2 = 56.00 \text{ cm}$

Si $Vu > 0.5 fVc$, $Avmin = 3.5 * bw * S / fy$ $Vu > 0.5 fVc$ $Smáx = 30.00 \text{ cm}$

Colocar estribo de $3/8"$

10 @	0.10
15 @	0.20
RESTO @	0.30

ACERO LATERAL

Cuando la viga tiene mas de $2' (0,61 \text{ m})$ de alto

$ASL = 10\% \text{ Aspp} \rightarrow 8.112$

El espaciamiento entre barras :

El menor de :

$Smax = 30 \text{ cm}$

$bw = 40 \text{ cm}$

$S = 30 \text{ cm}$

Numero de fierros será:

$\# \text{ fierros} = (H - 15) / S \rightarrow 3.667$

$\# \text{ fierr.} = 2 \text{ unidades por lado}$

$As = 2.028 \text{ cm}^2 / \text{barra}$

lo cual es aproximadamente una varilla de $f = 3/4"$

$Af = 1.98 \text{ cm}^2$

F.- DISEÑO DE VIGA DIAFRAGMA

1.0 MOMENTO POR PESO PROPIO

Según datos las dimensiones son :

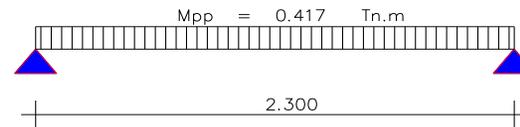
Ancho vigas diafragmas	(ad)=	0.25	m
Peralte vigas diafragmas	(hd)=	1.05	m
Separacion de vigas entre ejes	(S + bw)=	2.30	m

Metrado de Cargas Peso Propio :

ELEMENTO	MEDIDAS	MEDIDAS	CARGA (Tn / m)
viga diafragma	0.25*1.25*2.4 Tn/m ³	(ad*hd)*2.40 tn/m ³	0.630
		wpp=	0.630

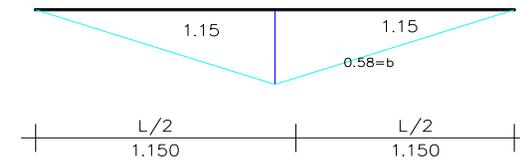
Momenro de peso propio

Mpp= $w \cdot l^2 / 8$ → 0.417 Ton-m



2.0 MOMENTO POR SOBRECARGA

M s/c = $(S/C) + l \text{ im pacto}$
 $P \cdot b$ → 6.64 Ton-m



Momento total=

M= $M_{pp} + M \text{ s/c}$ → 7.054 Ton-m

3.0 DISEÑO POR SERVICIO

fy = → 4,200 kg/cm²

$f'c =$		→	280	kg/cm ²				
$fc =$	$0,4 \cdot f'c$	→	112	kg/cm ²				
$fs =$	$0,4 \cdot fy$	→	1680	kg/cm ²				
$r =$	fs / fc	→	15					
$Es =$		→	2000000	kg/cm ²				
$Ec =$	$15,000 (f'c)^{1/2}$	→	250998	kg/cm ²				
$n =$	$Es/Ec \geq 6$	→	7.968		→	7.97	≥	6.00 OK
Usar $n =$		→	8					
$k =$	$n / (n + r)$	→	0.348					
$j =$	$1 - k / 3$	→	0.884					
$fc \cdot j \cdot k =$		→	34.44					

VERIFICACION DEL PERALTE

Hallando los momentos por servicio

$$Ms = Md + ML + Mi \rightarrow 7.054 \text{ Tn-m/m}$$

El peralte minimo es:

$$d \text{ req.} = \sqrt{(2 \cdot Ms / (fc \cdot j \cdot k \cdot b))^{1/2}} \rightarrow 20.240 \text{ cm} \quad \text{donde } b = 100.00 \text{ cm}$$

considerando recubrimiento de 1" y suponiendo el empleo de fierro de $f=3/8"$ (0,953 cm), el peralte será como máximo :

$$\text{Recubrimiento:} \rightarrow 2.54 \text{ cm}$$

$$\text{Estribo(3/8):} \rightarrow 0.95 \text{ cm}$$

$$d = t - \text{rec.} - \text{est.} / 2 \rightarrow 101.984 \text{ cm}$$

Se debe cumplir:

$$d \text{ asum.} > d \text{ req.} \rightarrow 101.984 > 20.240 \quad \text{VERDADERO}$$

Tomamos: $d = 101.98 \text{ cm}$

DISEÑO POR SERVICIO

$$A_s = \frac{M_s}{(f_s \cdot j \cdot d)} \rightarrow 4.657 \text{ cm}^2/\text{m}$$

verificando la cuantía mínima:

$$A_s \text{ min} = \frac{14 \cdot b \cdot d}{f_y} \rightarrow 8.499 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A \text{ min.} < A_s \rightarrow 8.499 < 4.657 \text{ FALSO} \quad \text{USAR CUANTIA MINIMA}$$

Tomamos: $A_s = 8.499 \text{ cm}^2/\text{m}$

Si consideramos acero 5/8" $A_f = 1.979 \text{ cm}^2$

Usar acero de 5/8" 4.294 cm

Entonces se tiene que se usara acero de 5/8" 4.00 barras de acero de 5/8"

DISEÑO POR ROTURA

1.0 Acero Principal

1.1 Acero positivo y negativo

$$M_u = 1.25 M_d + 1.75 (M_L + M_I)$$

$$M+ /- = 1.25 \cdot M_D + 1.75 \cdot (M_L + M_I) \rightarrow 12.137 \text{ Tn-m}$$

$$A_s = \frac{M}{(f \cdot f_y \cdot (d - a/2))}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{(0.85 \cdot f_c \cdot b)} \text{-----(1)}$$

$$M_u = f_c \cdot f_c \cdot b \cdot d^2 \cdot w \cdot (1 + w/1.70) \text{ donde } f \rightarrow 0.900 \text{ para Flexion y Traccion de Concreto Armado}$$

despejando (w):

$$w_1 = \frac{(1.7 + (1.72 - 4 \cdot (1.7 \cdot M_u / (f_c \cdot b \cdot d^2)))) \cdot 0.5}{2} \rightarrow 1.68127$$

$$w_2 = \frac{(1.7 - (1.72 - 4 \cdot (1.7 \cdot M_u / (f_c \cdot b \cdot d^2)))) \cdot 0.5}{2} \rightarrow 0.01873$$

donde $w = \frac{r \cdot f_y}{f_c}$ despejando: $r = \frac{w \cdot f_c}{f_y}$

$r_1 = 0.112085$

$r_2 = 0.001249$

$A_s = \frac{r}{(b \cdot d)}$

$A_{s1} = 285.770 \text{ cm}^2$

$A_{s2} = 3.183 \text{ cm}^2$

$A_{s \pm} = 3.183 \text{ cm}^2$ RESOLVIENDO (1)

$a = 0.562 \text{ cm}$

verificando la cuantía mínima:

$A_{s \text{ min}} = \frac{14 \cdot b \cdot d}{f_y} \rightarrow 8.499 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_{\text{min.}} < A_s \rightarrow 8.499 < 3.183$ FALSO **USAR CUANTIA MINIMA**

Tomamos: $A_s = 8.499 \text{ cm}^2/\text{m}$

Si consideramos acero 3/4" $A_f = 2.850 \text{ cm}^2$

Usar acero de 3/4"

2.98 cm

Entonces se tiene que se usara acero de 3/4"

3.00 barras de acero de 3/4"

Distribución del Acero

Si consideramos acero 5/8" $\rightarrow A_f = 1.979 \text{ cm}^2$ $F_{\text{barra}} (5/8") = 1.59 \text{ cm}$

barras = $A_s / A_f \rightarrow 4.29$ barras

usaremos $\rightarrow 4.00$ barras en 1 capas

$A_s \rightarrow 7.916 \text{ cm}^2$

La distancia entre barras paralelas será no menor que:

1.5 F barra = 2.385 cm

1,5 T.M.agregado = 2.385 cm

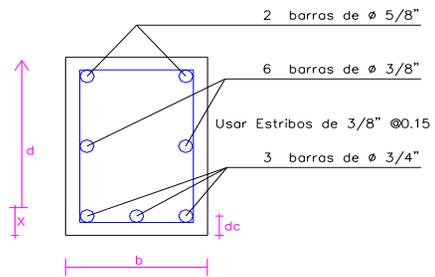
distancia entre barras = 2.385 cm

recubrimiento lateral (2") = 5.08 cm

F est (3/8") = 0.95 cm

Ancho mínimo de la viga $b = 2 \cdot \text{rec} + 2 \cdot \text{fest} + (\# \text{ barras} - 1) \cdot \text{eh} + \# \text{ barras} \cdot \text{fbarra}$

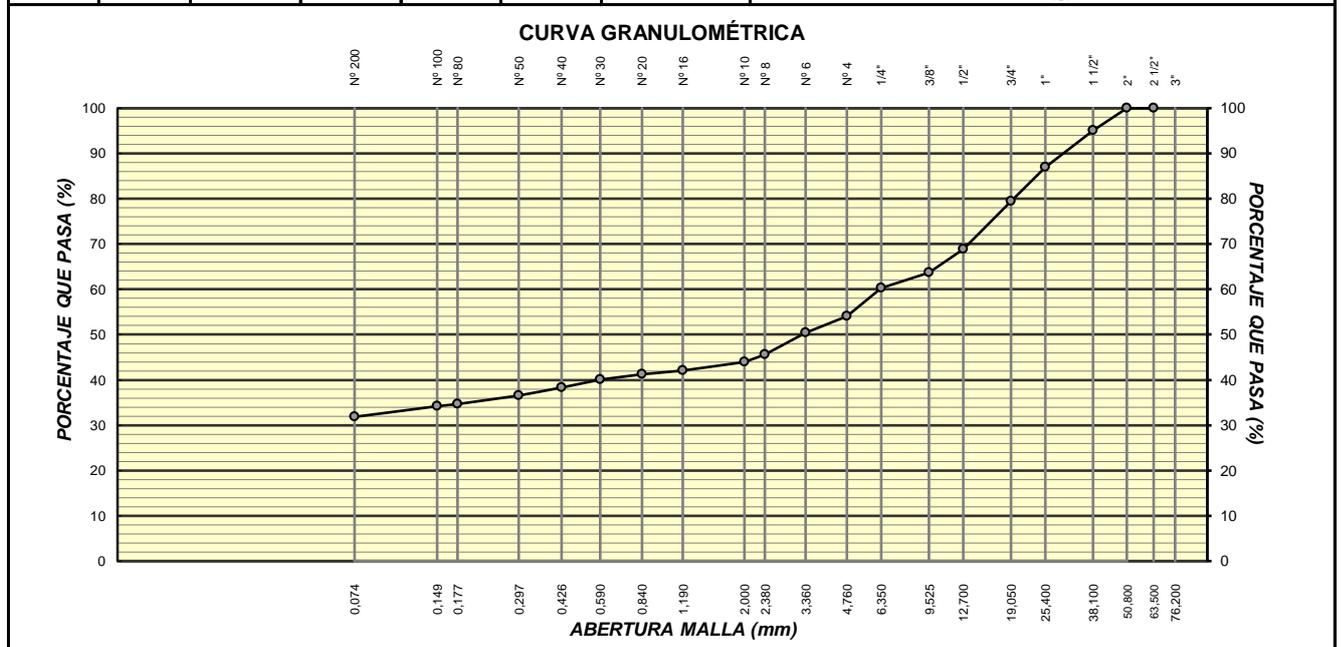
b → 25.58 cm



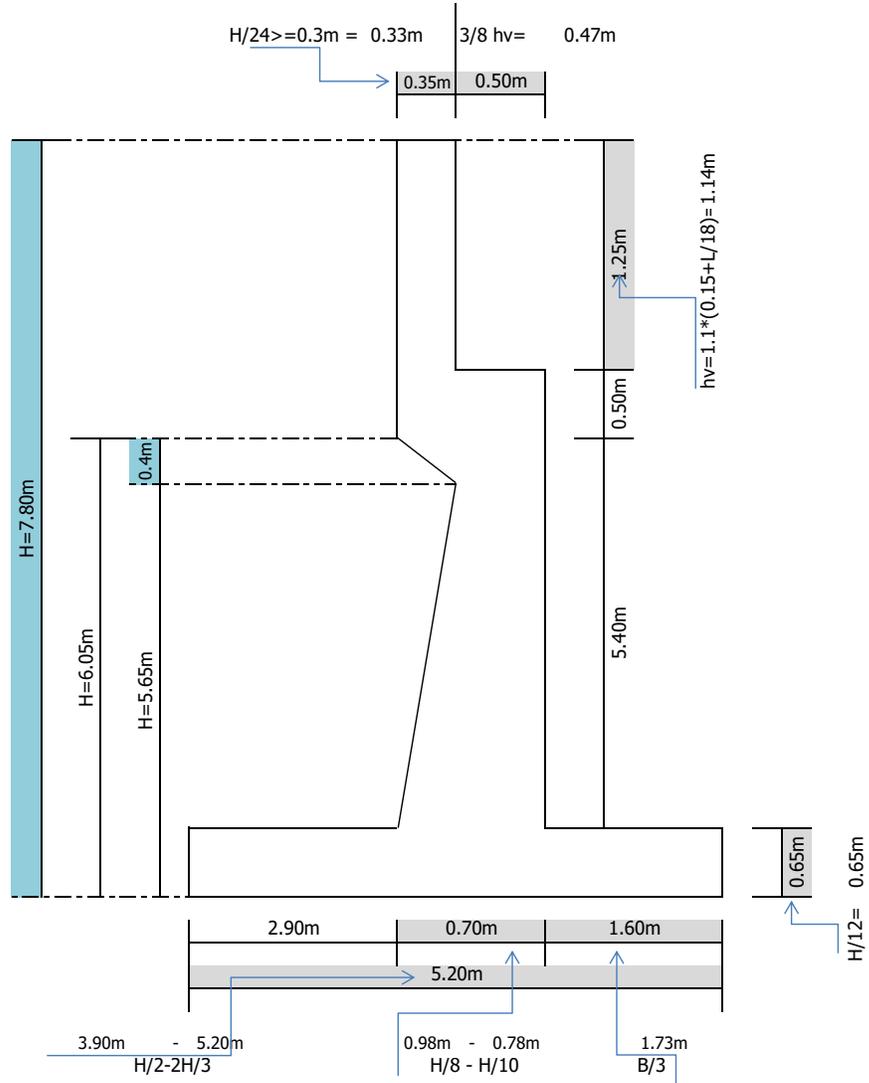
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO, ASTM D 422, MTC E 107-2000.

PROYECTO	: CONSTRUCCION DE LA CARRETERA LA JALCA - NUEVA ESPERANZA, DISTRITO LA JALCA, CHACHAPOYAS AMAZONAS.	REGISTRO	Lb. 001 - 2014
UBICACIÓN	: DISTRITO LA JALCA, CHACHAPOYAS, AMAZONAS.	TÉCNICO	: M.T.CH.
SOLICITADO	: ING° JORGE LUIS MESIA YOPAN	FECHA	: marzo-2014
PROCEDENCIA	: CARRETERA LA JALCA	PROF:	0.30 - 3,00

MALLAS SERIE AMERICANA	GRANULOMETRÍA						DESCRIPCIÓN
	ABERT. (mm)	PESO RETENIDO (g)	RET. PARCIAL (%)	RET. ACUMUL (%)	PASA (%)	ESPECIFIC.	
3"	76.200						GRAVA ARCILLOSA, CON BOLONERIAS DE PIEDRAS ARENISCAS DE DIMENSIONES MAYORES A 13", CON 45.9% DE PIEDRAS SUBREDONDEADAS DE MEDIANA DUREZA, TEXTURA POCO RUGOSA; 22.2% DE ARENA DE GRANOS FINOS. 31,9% DE MATERIAL MENOR QUE EL TAMIZ N° 200 (0,074mm), DE BAJA PLASTICIDAD DE COLOR MARRON CON MANCHAS GRICES. - OBSERVACIONES : MUESTRA IDENTIFICADA POR EL SOLICITANTE. RESULTADOS DE ENSAYOS - LÍMITE LÍQUIDO (%) : 17.0 - LÍMITE PLÁSTICO (%) : 7.7 - ÍNDICE PLASTICIDAD (%) : 9.3 - CLACIFICACIÓN SUCS : GC - CLACIFICACIÓN AASHTO : A-2-6 - HUMEDAD NATURAL (%) : 18.4 DATOS DE LA MUESTRA DE ENSAYO - PESO TOTAL (g) : 3986.0 100.0 % - PESO GRAVA (g) : 1829.9 45.9 % - PESO ARENA (g) : 2156.1 54.1 % - PESO DE ARENA EMPLEADA (g) : 300.0
2 1/2"	63.500	-	-	-	100.0		
2"	50.800	-	-	-	100.0		
1 1/2"	38.100	201.1	5.0	5.0	95.0		
1"	25.400	322.4	8.1	13.1	86.9		
3/4"	19.050	300.4	7.5	20.6	79.4		
1/2"	12.700	422.3	10.6	31.2	68.8		
3/8"	9.525	203.5	5.1	36.3	63.7		
1/4"	6.350	134.9	3.4	39.7	60.3		
N° 4	4.760	245.3	6.2	45.9	54.1		
N° 6	3.360	20.7	3.7	49.6	50.4		
N° 8	2.380	26.6	4.8	54.4	45.6		
N° 10	2.000	9.6	1.7	56.1	43.9		
N°16	1.190	10.2	1.8	57.9	42.1		
N° 20	0.840	4.9	0.9	58.8	41.2		
N° 30	0.590	6.2	1.1	59.9	40.1		
N° 40	0.426	9.9	1.8	61.7	38.3		
N° 50	0.297	9.3	1.7	63.4	36.6		
N° 80	0.177	10.3	1.9	65.3	34.7		
N° 100	0.149	3.0	0.5	65.8	34.2		
N° 200	0.074	12.5	2.3	68.1	31.9		
- N°200	-	176.8	31.9	100.0	-		



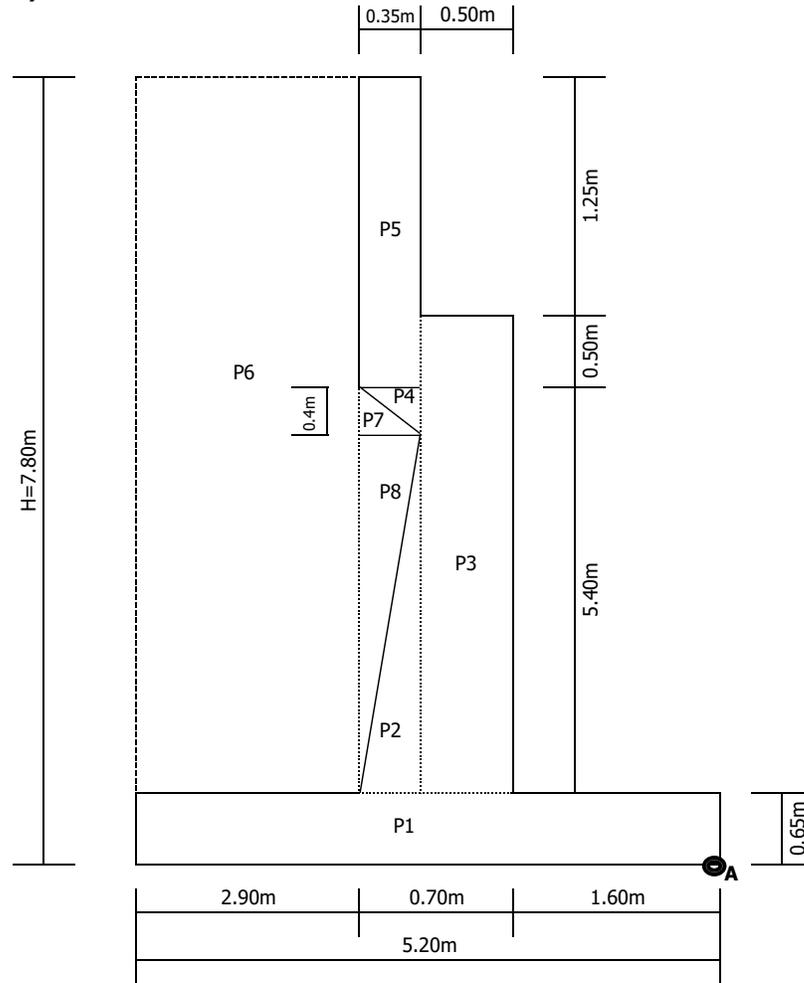
PROYECTO: PUENTE QUIRAMANCHAY
 LONGITUD = 16.00m No carriles = 1 U
 ANCHO TOTAL = 5.00m (Ancho de via+Veredas)



PROYECTO: PUENTE QUIRAMANCHAY
 LONGITUD = 16.00m
 ANCHO TOTAL = 5.00m (Ancho de via+Veredas)
 DATOS:

$\gamma_{\text{hormigón}} = 2.40 \text{ t/m}^3$
 $\gamma_m = 1.80 \text{ t/m}^3$ $\phi = 35^\circ$

a) MUERTA INFRAESTRUCTURA

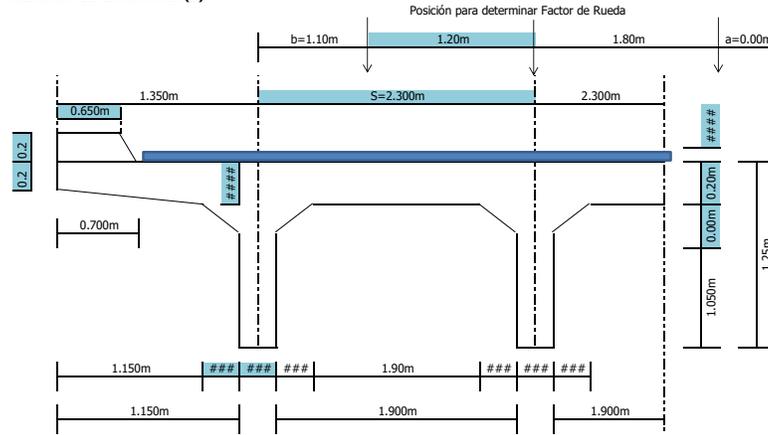


P	Volumen	Carga (P)	BRAZO DE PALANCA		MOMENTOS RESPECTO A	
			XA	YA	MPXA	MPYA
P1	3.38m ³	8.11Ton	2.600m	0.325m	21.091T-m	2.636T-m
P2	0.50m ³	1.20Ton	2.217m	2.317m	2.660T-m	2.780T-m
P3	2.95m ³	7.08Ton	1.850m	3.600m	13.098T-m	25.488T-m
P4	0.07m ³	0.17Ton	2.217m	5.917m	0.372T-m	0.994T-m
P5	0.61m ³	1.47Ton	2.125m	6.925m	3.124T-m	10.180T-m
P6	20.74m ³	37.32Ton	3.750m	4.225m	139.961T-m	157.690T-m
P7	0.07m ³	0.13Ton	2.333m	5.783m	0.294T-m	0.729T-m
P8	0.88m ³	1.58Ton	2.333m	3.983m	3.675T-m	6.274T-m
	#####				184.276T-m	#####

PROYECTO: PUENTE QUIRAMANCHAY
 LONGITUD = 16.00m
 ANCHO TOTAL = 5.00m (Ancho de vía+Veredas)
 FECHA = MARZO 2015

DATOS:
 $\gamma_{h,a}$ = 2.40 T/m²
 $\gamma_{h,s}$ = 2.20 T/m²
 N de vigas = 2 U

b) CARGA MUERTA SUPER-ESTRUCTURA (D)



Ancho del tablero = 5.000m Ok

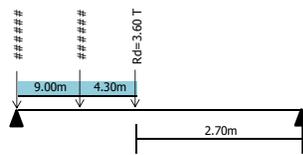
Element Superestructura	Volumen	WS	YA	MDSA
Capa de rodadura	0.180m ³	0.3961/m	1.275m	0.5051-m
Aceras	0.270m ³	0.6481/m	1.350m	0.8751-m
Tablero (Losa)	0.540m ³	1.2961/m	1.150m	1.4901-m
Volados	0.460m ³	1.1041/m	1.150m	1.2701-m
Vigas	0.840m ³	2.0161/m	0.525m	1.0581-m
Cartelas	0.000m ³	0.0001/m	1.050m	0.0001-m
		5.4601/m		5.1981-m

Diafragmas	Espesor	Volumen	P
Diafragma de apoyo	0.250m	0.499m ³	2.39Ton

D = 9.49Ton
 X_A = 1.850m
 M_{D0} = 17.55T-m

c) CARGA VIVA SUPER-ESTRUCTURA (L)

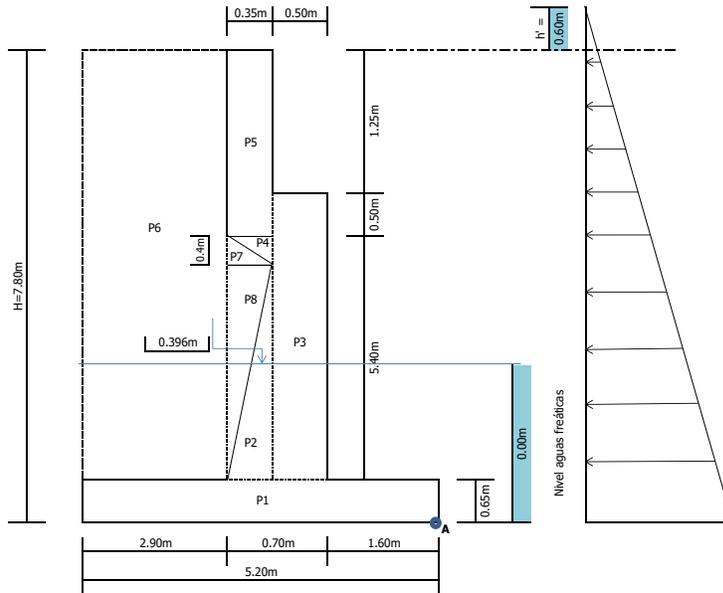
Cortante: $Fr = P (1 + (a+b)/s) = 1.48 P$ Momento: $Fr = S/1.80 P = 1.28 P$



RL = 30.93Ton
 X_A = 1.850m
 M_{AL} = 57.22T-m

d) FLOTACION (B)

Yagua = 1.00 t/m³



Element	Volumen	W	XA	MBA
Cimiento	3.380m ³	3.380t/m	2.600m	8.788t-m
		3.380t/m		8.788t-m

MBA = 8.79T-m

e) VIENTO (W)

e.1) Carga Muerta

Coef. Viento = 0.100 t/m²

2.4.3.10.4 Presiones verticales

Longitud = 15.500m

Altura = 1.450m

W_D = 0.450Ton

Viento	W	YA	MWDA
Viga+tablero+acera	0.450t/m	7.033m	3.161t-m
			3.161t-m

e.2) Carga Viva

W_L = 1.980Ton Y_A = 8.400m

MW_{LA} = 16.632T-m

f) FUERZA LONGITUDINAL (LF)

No carril = 1 U

% C. viva = 5%

F_L = 0.160Ton Y_A = 8.400m

MFLA = 1.344T-m

g) EMPUJE DE TIERRAS (Et)

$$\begin{aligned}h' &= 0.600\text{m} \\ \phi &= 35^\circ & K_a &= \tan^2(45 - \phi/2) & K_p &= 1/K_a \\ y_m &= 1.80 \text{ l/m} & K_a &= 0.271 & K_p &= 4 \\ E &= 1/2 \gamma_s K_a H (H+2 h') & & & &= 17.12\text{Ton} \\ Y &= \frac{H}{3} \times \frac{(H + 3 h')}{(H + 2 h')} & & & &= 2.773\text{m} \\ M_{EtA} &= 47.483\text{T-m}\end{aligned}$$

h) FUERZA DE SISMO (EQ)

h.1) Infraestructura (I)

Datos: Obtenidos de a) Carga Muerta	
Carga (P)	= 57.05Ton
M _{YA}	= 206.770T/m

$$\begin{aligned}EQ_i &= (0.04 - 0.06) P = 0.05 P = 2.85\text{Ton} \\ Y &= M_{YA} / P = 3.62\text{m} \\ M_{EQiA} &= 10.339\text{T-m}\end{aligned}$$

h.2) Super-estructura (S)

Datos: Obtenidos de b) Carga Muerta Super-estructura	
W _S	= 5.460T/m
MD _{SA}	= 5.198T-m
D	= 9.49Ton

$$\begin{aligned}\text{Peso de Super-estructura} &= 94.88\text{Ton} \\ EQ_s &= (0.04 - 0.06) P = 0.05 P = 0.95\text{Ton} \\ Y &= M_{YA} / P = 0.95\text{m} \\ Y_s &= (H - hviga) + Y = 7.50\text{m} \\ M_{EQsA} &= 7.118\text{T-m}\end{aligned}$$

PROYECTO: PUENTE QUIRAMANCHAY

RESUMEN DE SOLICITACIONES						
No	TIPO	SIMBOLO	SENTIDO	CARGA	SIMBOLO	MOMENTO
1	Muerta Superestructura	D	↓	9.488Ton	M _{AD}	17.552T-m
2	Viva Superestructura	L	↓	30.928Ton	M _{AL}	57.217T-m
3	Flotación	B	↑	3.380Ton	M _{BA}	8.788T-m
4	Viento D	WD	⇒	0.450Ton	M _{WDA}	3.161T-m
5	Viento L	WL	⇒	1.980Ton	M _{WLA}	16.632T-m
6	Fuerza Longitud.	LF	⇒	0.160Ton	M _{FAL}	1.344T-m
7	Empuje de tierra	Et	⇒	17.121Ton	M _{EA}	47.483T-m
8	Sismo Infraestructura	EQ _I	⇒	2.853Ton	M _{EQIA}	10.339T-m
9	Sismo Superestructura	EQ _S	⇒	0.949Ton	M _{EQSA}	7.118T-m
10	Muerta Infraestructura	P	↓	57.054Ton	M _{PA}	184.276T-m

ANALISIS DE ESTABILIDAD

No	COMBINACION	FUERZAS RESISTENTES (Ton)												
		D ↓	L ↓	B ↑	WD ⇒	WL ⇒	LF ⇒	Et ⇒	EQ ⇒	EQ _S ⇒	P ↓	↓ nΣF ↑	nΣF ⇒	
1	GI: Estribo sin cargas			3.380Ton				17.121Ton				57.054Ton	53.674Ton	17.121Ton
2	GI: Estribo con cargas	9.488Ton	30.928Ton	3.380Ton				17.121Ton				57.054Ton	94.090Ton	17.121Ton
3	GII: Estribo cargado 125%	9.488Ton		3.380Ton	0.450Ton			17.121Ton				57.054Ton	63.162Ton	17.571Ton
4	GIII: Estribo cargado (0.3WD) 125%	9.488Ton	30.928Ton	3.380Ton	0.135Ton	1.980Ton	0.160Ton	17.121Ton				57.054Ton	94.090Ton	19.396Ton
5	GVII: Estribo cargado 133%	9.488Ton		3.380Ton				17.121Ton	2.853Ton	0.949Ton		57.054Ton	63.162Ton	20.923Ton

No	COMBINACION	MOMENTOS RESISTENTES (T-M)												
		D ↓	L ↓	B ↑	WD ⇒	WL ⇒	LF ⇒	Et ⇒	EQ ⇒	EQ _S ⇒	P ↓	↓ nΣM ↑	nΣM ⇒	
1	GI: Estribo sin cargas			8.788T-m				47.483T-m				184.276T-m	175.49T-m	47.483T-m
2	GI: Estribo con cargas	#####	#####	8.788T-m				47.483T-m				184.276T-m	250.26T-m	47.483T-m
3	GII: Estribo cargado 125%	#####		8.788T-m	3.161T-m			47.483T-m				184.276T-m	193.04T-m	50.644T-m
4	GIII: Estribo cargado (0.3WD) 125%	#####	#####	8.788T-m	0.948T-m	16.632T-m	1.344T-m	47.483T-m				184.276T-m	250.26T-m	66.407T-m
5	GVII: Estribo cargado 133%	#####		8.788T-m				47.483T-m	#####	7.118T-m		184.276T-m	193.04T-m	64.939T-m

No	COMBINACION	a	a entre este rango			L	σ _{máx}	σ _{min}	FV	FD	CUMPLIMIENTO		OBSERVACION
			L/1.5≥	≥L/3	FV						FD		
1	GI: Estribo sin cargas	2.38m	OK	OK	5.20m	12.88T/m ²	7.76T/m ²	3.696	1.567	OK	OK	Base estribo	
2	GI: Estribo con cargas	2.16m	OK	OK	5.20m	27.38T/m ²	8.81T/m ²	5.270	2.748	OK	OK		
3	GII: Estribo cargado 125%	2.25m	OK	OK	5.20m	13.59T/m ²	5.84T/m ²	3.812	1.797	OK	OK		
4	GIII: Estribo cargado (0.3WD) 125%	1.95m	OK	OK	5.20m	25.27T/m ²	3.69T/m ²	3.769	2.425	OK	OK		
5	GVII: Estribo cargado 133%	2.03m	OK	OK	5.20m	15.16T/m ²	3.11T/m ²	2.973	1.509	OK	OK	Base estribo	

PROYECTO: PUENTE QUIRAMANCHAY
 LONGITUD = 16.00m
 ANCHO TOTAL = 5.00m (Ancho de via+Veredas)

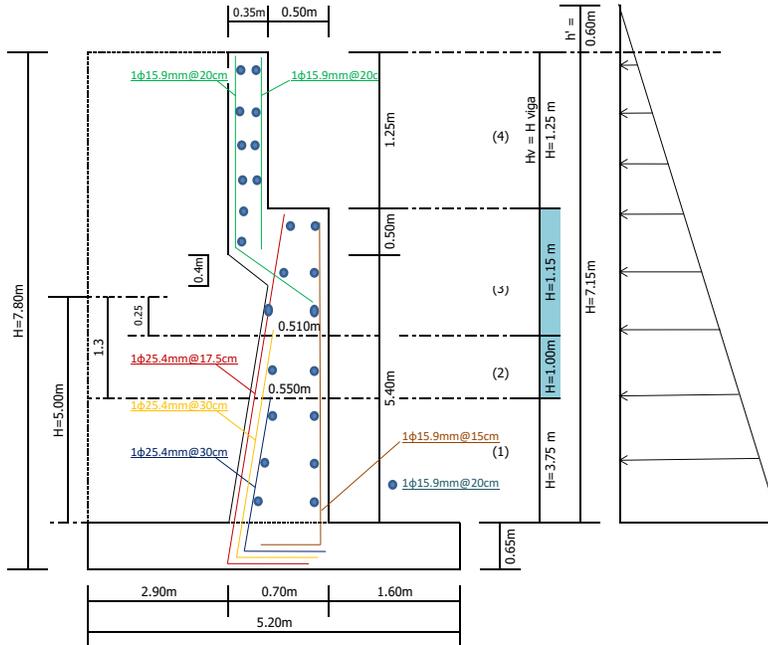
DISEÑO DE LA PANTALLA

DATOS:

h' = 0.600m f_c = 280 Kg/cm² f_y = 4200 Kg/cm²
 φ = 35° K_a = 1 tan² (45-φ/2) K_p = 1/K_a
 γ_m = 1.80 1/m³ K_a = 0.271 K_p = 4
 Rec = ###

$E = 1/2 \gamma_s K_a H (H+2 h') = 14.56\text{Ton}$

$Y = \frac{H}{3} \cdot \frac{(H+3 h')}{(H+2 h')} = 2.555\text{m}$



ARMADURA EN LA PANTALLA														
FRANJA	H (m)	Y (m)	M (t-m /m)	Mu (t-m)	d (m)	K (Kg/cm ²)	ρ	As cm ² /m	As min	As colocar	θ (mm)	S calculo (cm)	S asumido (cm)	As colocado (cm ²)
1	7.15m	2.555m	37.197T-m	59.515T-m	0.630m	14.995m	0.0044	27.52cm ²	21.00	27.52	25mm	18cm	17.5cm	28.955
2	3.40m	1.28m	4.887T-m	7.819T-m	0.480m	3.394m	0.0010	4.61cm ²	16.00	16.00	25mm	32cm	30.0cm	16.890
3	2.40m	0.93m	1.967T-m	3.147T-m	0.440m	1.625m	0.0005	2.02cm ²	14.67	14.67	25mm	35cm	30cm	16.890
4	1.25m	0.52m	0.387T-m	0.620T-m	0.280m	0.791m	0.0002	0.62cm ²	9.33	9.33	16mm	21cm	20cm	9.928

ARMADURA DE DISTRIBUCION (LADO SIN RELLENO)														
EJE	H (m)	Y (m)	M (t-m /m)	Mu (t-m)	d (m)	K (Kg/cm ²)	ρ _{norma}	As cm ² /m	As min	As colocar	θ (mm)	S calculo (cm)	S asumido (cm)	As colocado (cm ²)
Lado relleno				1.60 M	0.700m	0.000m	0.0016	11.20cm ²	0.00	11.20	16mm	18cm	15cm	13.237

ARMADURA DE DISTRIBUCION														
EJE	H (m)	Y (m)	M (t-m /m)	Mu (t-m)	d (m)	K (Kg/cm ²)	ρ _{norma}	As cm ² /m	As min	As colocar	θ (mm)	S calculo (cm)	S asumido (cm)	As colocado (cm ²)
2 lados				1.60 M	0.557m	0.000m	0.0012	8.40cm ²	0.00	8.40	16mm	24cm	20cm	9.928

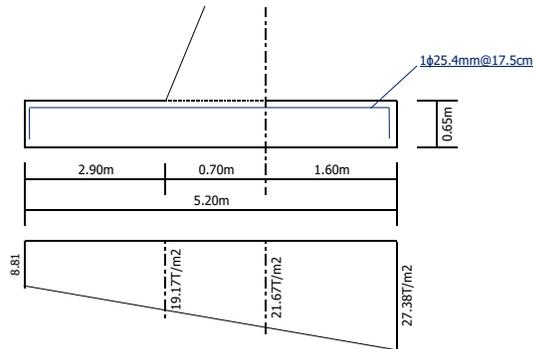
DISEÑO DEL DEDO

$E = 1/2 \gamma_s K_a H (H+2 h') = 17.12\text{Ton}$

Para Gl: Cargado
 ↓ nΣM ↑ = 250.257T-m
 nΣM → = 47.483T-m
 ↓ nΣF ↑ = 94.090T-m

Mr = Me - Mv = 202.774T-m
 X = Mr/nΣF = 2.155m
 e = B/2 - X = 0.445m

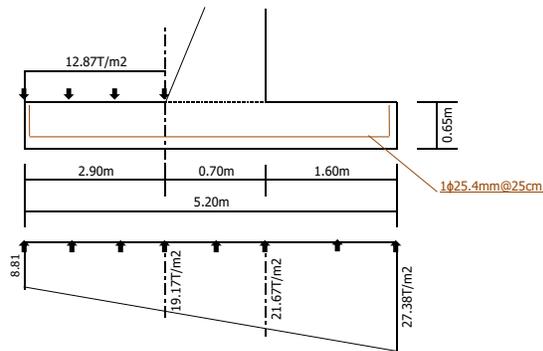
Si e < B/6 q₁ = nΣF/B (1+6e/B) < q_a = 27.38T/m²
 Si e > B/6 q₂ = 2nΣF / (3L(b/2-e)) < q_a = 8.81T/m²



$$M = L' \cdot (q_1 + 2 q_2) / 6 = 32.61 \text{ T-m/m}$$

ARMADURA DEL DEDO (CONTACTO CON AGUA)												
M (t-m / m)	Mu 1.60 M	d (m)	K (Kg/cm ²)	ρ	As cm ² /m	As min	As colocar	ϕ (mm)	S calculo (cm)	S asumido (cm)	As colocado (cm ²)	
32.611T-m	52.177T-m	0.580m	15.511m	0.0045	26.24cm ²	19.33	26.24	25mm	19cm	18cm	28.955	

DISEÑO DEL TALON

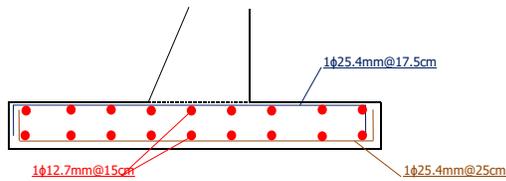


$$M = q L' / 2 \cdot L' \cdot (q_1 + 2 q_2) / 6$$

ARMADURA DEL TALON (CONTACTO CON RELLENO)												
M (t-m / m)	Mu 1.60 M	d (m)	K (Kg/cm ²)	ρ	As cm ² /m	As min	As colocar	ϕ (mm)	S calculo (cm)	S asumido (cm)	As colocado (cm ²)	
2.568T-m	4.109T-m	0.580m	1.222m	0.0003	1.99cm ²	19.33	19.33	25mm	26cm	25cm	20.268	

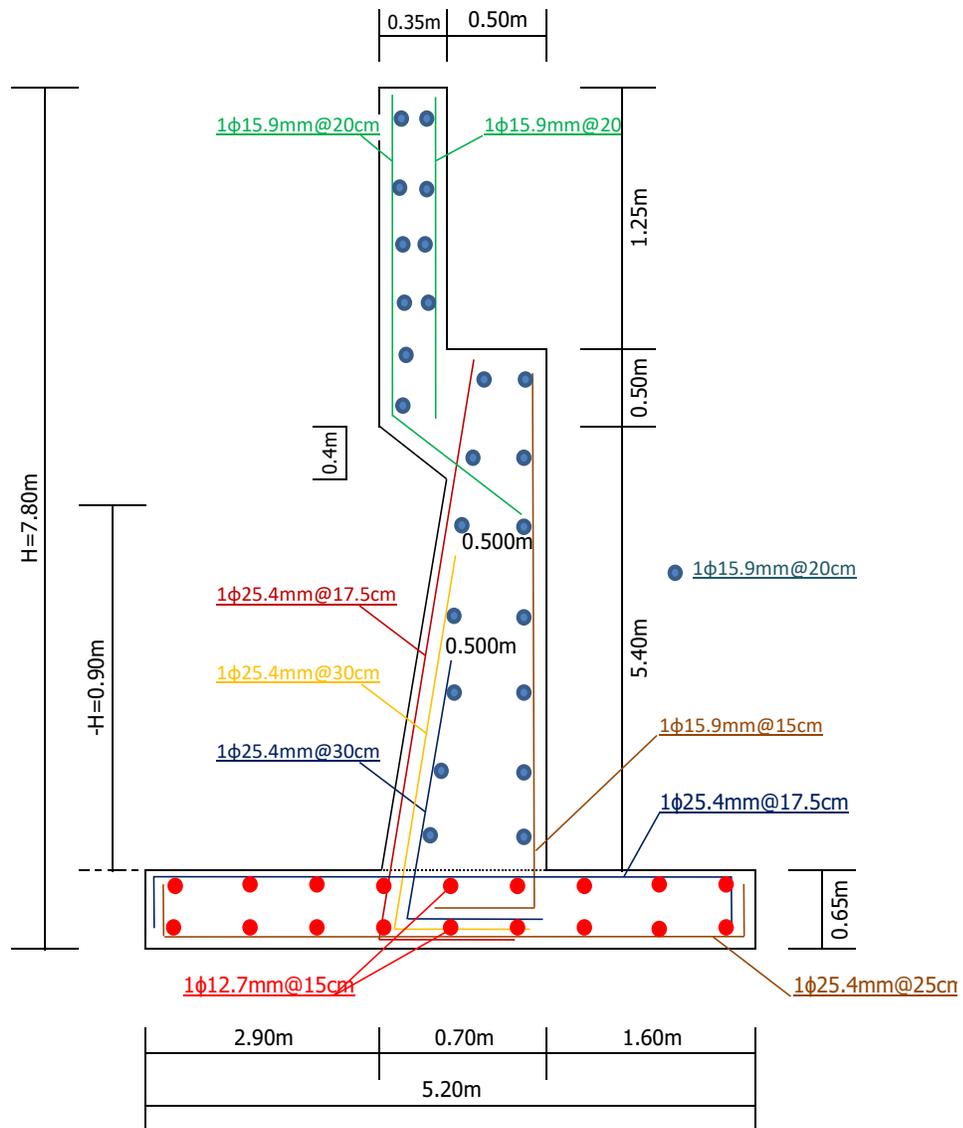
ARMADURA DE DISTRIBUCION

d (m)	K (Kg/cm ²)	ρ _{norma}	As cm ² /m	As min	As colocar	ϕ (mm)	S calculo (cm)	S asumido (cm)	As colocado (cm ²)
0.650m	0.000m	0.0012	7.80cm ²		7.80	13mm	16cm	15cm	8.445

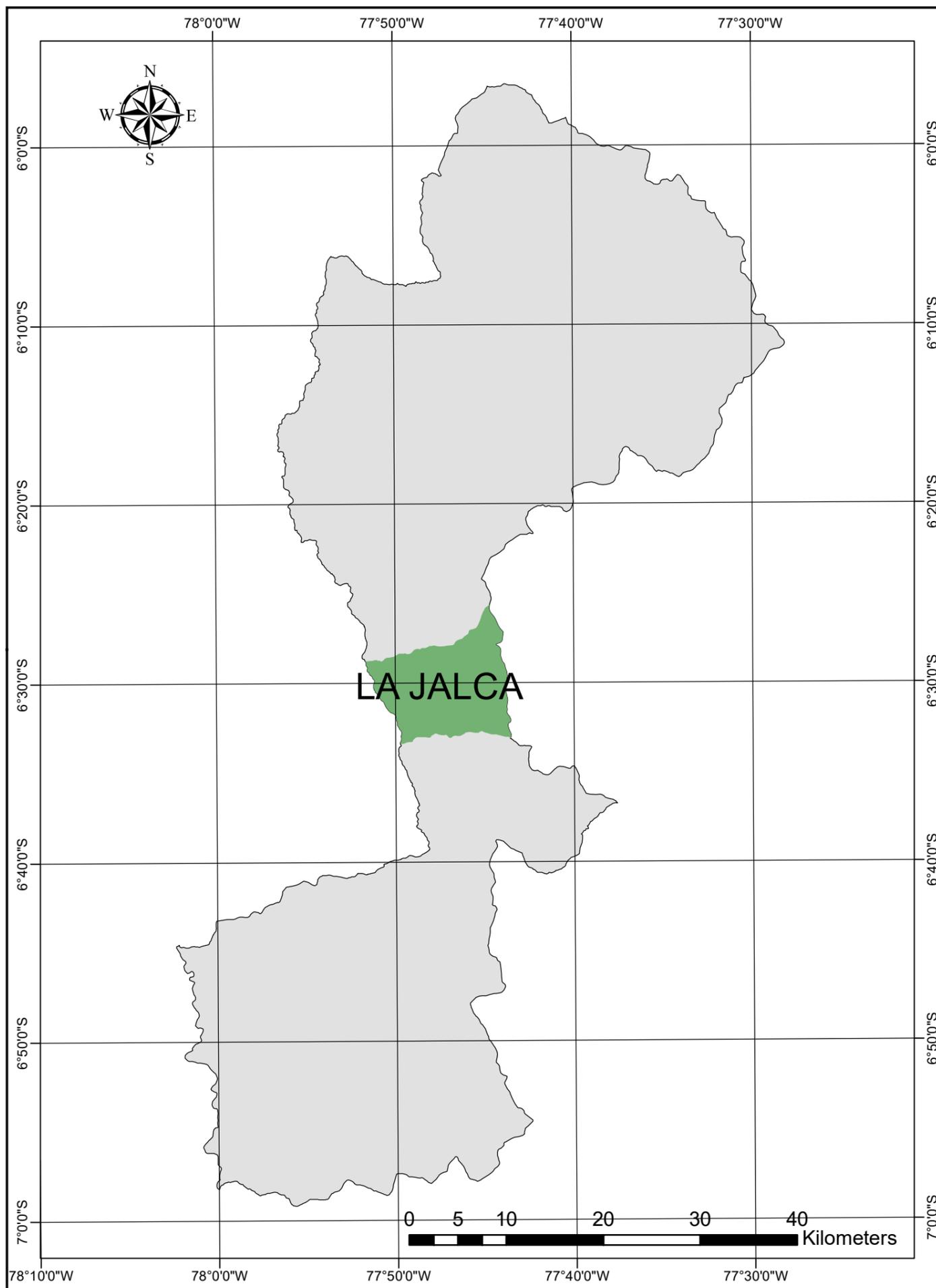
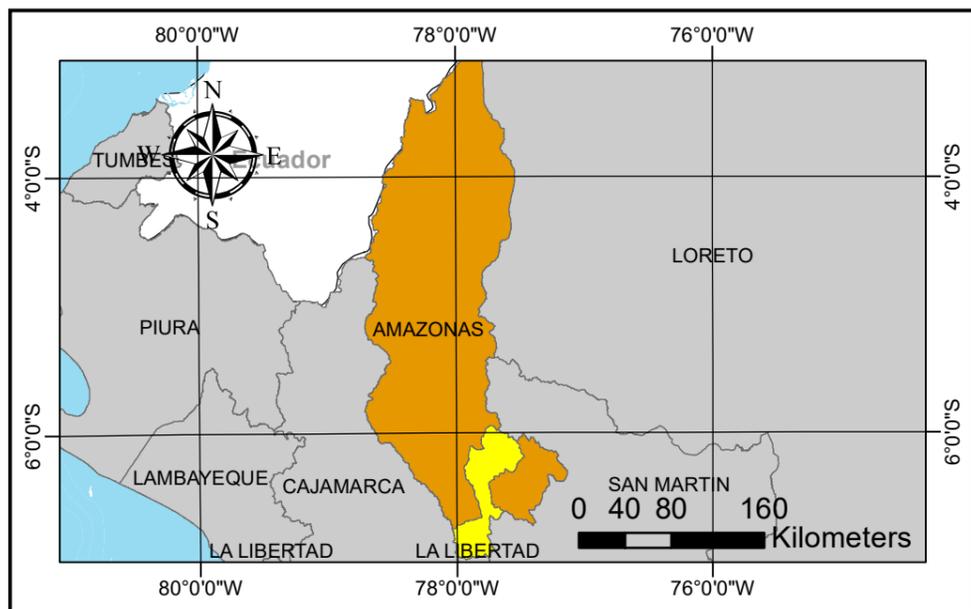
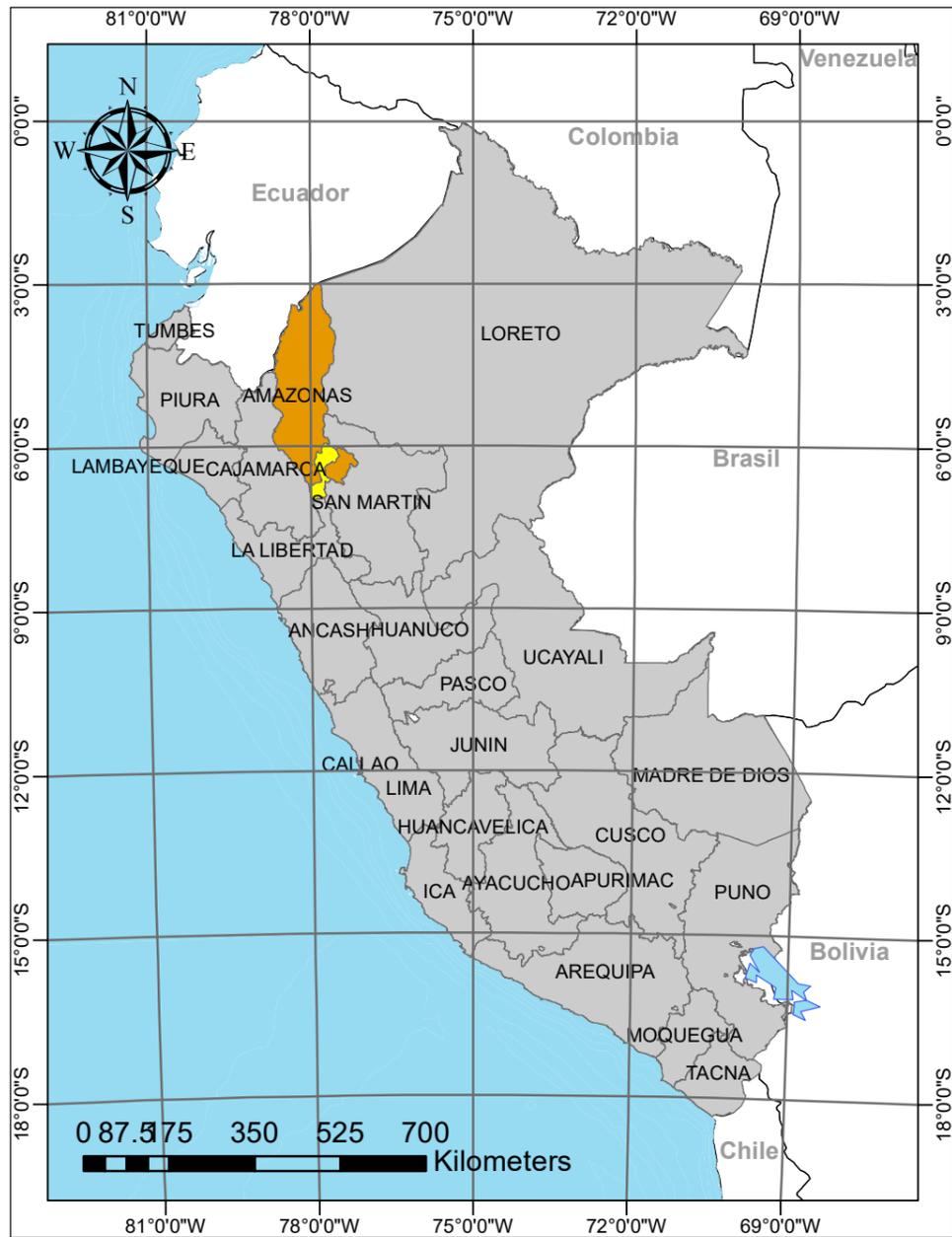


PROYECTO: PUENTE QUIRAMANCHAY
 LONGITUD = 16.00m
 ANCHO TOTAL = 5.00m (Ancho de via+Veredas)

ARMADO DEL ESTRIBO



PLANOS



**UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO**
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO:

DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS
DE ARTE DE LA DE LA CARRETERA LA JALCA - NUEVA
ESPERANZA KM 41.00 AL KM 53.00, DISTRITO
.LA JALCA, PROVINCIA DE CHACHAPOYAS

ASESOR:

ING. RICARDO ANDRES NARVAEZ
ARANDA

TESISTAS:

BR. CAMPOS MUÑOZ BRAYAN
BR. INGA YOPAN ROBERTH A.

PLANO:

UBICACION
Y
LOCALIZACION

ESCALA:

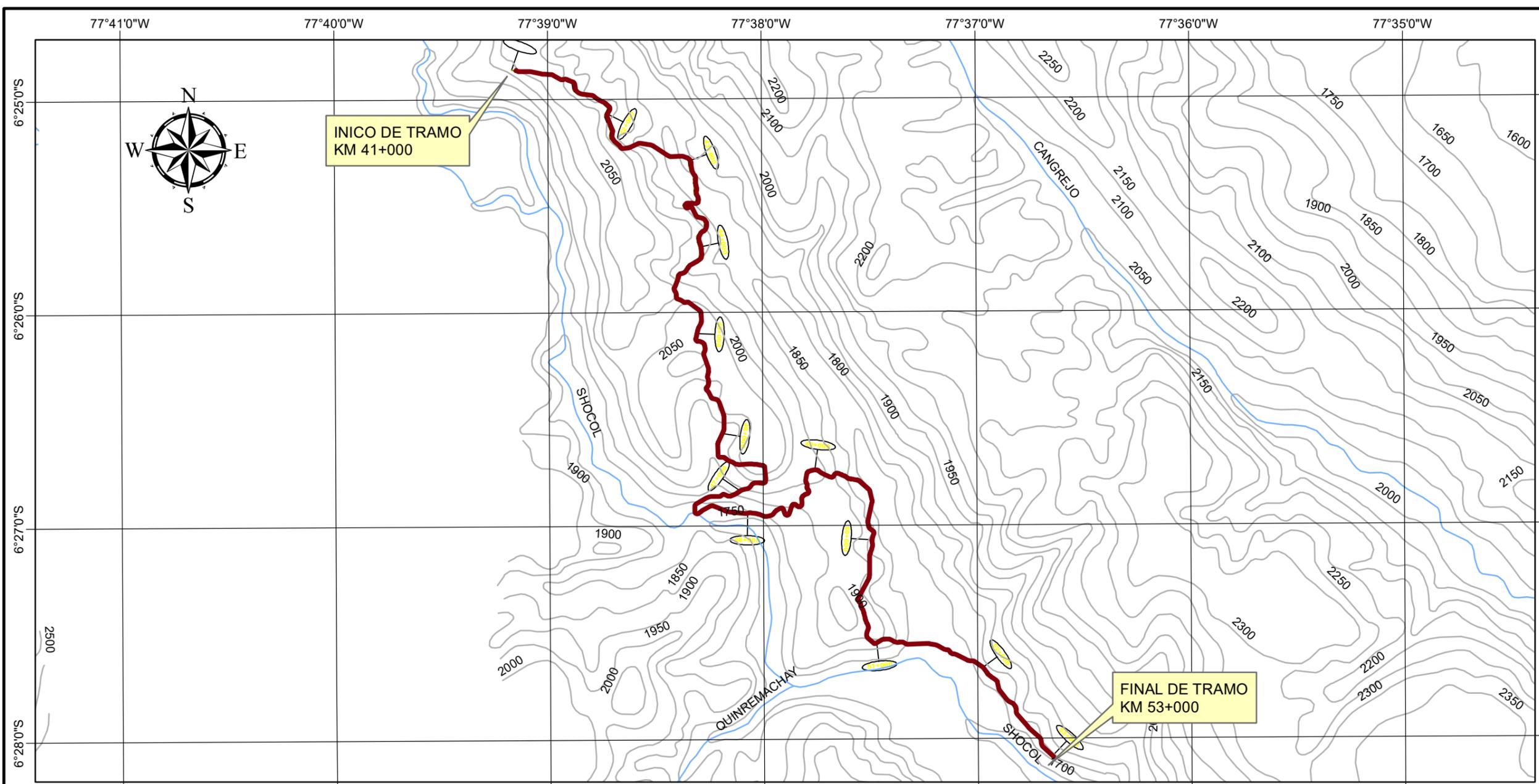
INDICADA

FECHA:

DICIEMBRE - 2016

PLANO N°:

U-01



**UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO**
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO:
DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS
DE ARTE DE LA DE LA CARRETERA LA JALCA - NUEVA
ESPERANZA KM 41.00 AL KM 53.00, DISTRITO
.LA JALCA, PROVINCIA DE CHACHAPOYAS

ASESOR:
ING. RICARDO ANDRES NARVAEZ
ARANDA

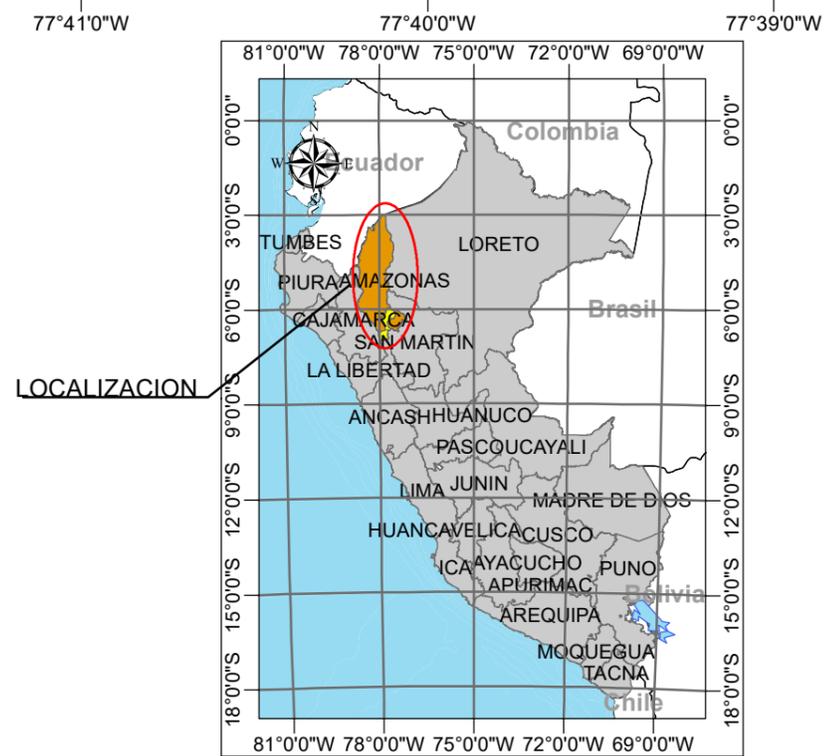
TESISTAS:
BR. CAMPOS MUÑOZ BRAYAN
BR. INGA YOPAN ROBERTH A.

PLANO:
UBICACION
TRAMO DE ESTUDIO
KM 41+000 AL KM 53+000

ESCALA:
INDICADA

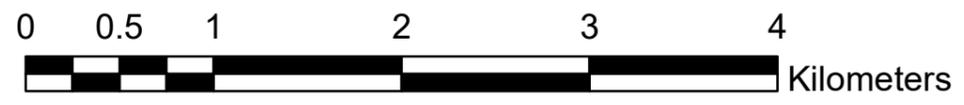
FECHA:
DICIEMBRE - 2016

PLANO N°:
UT-01

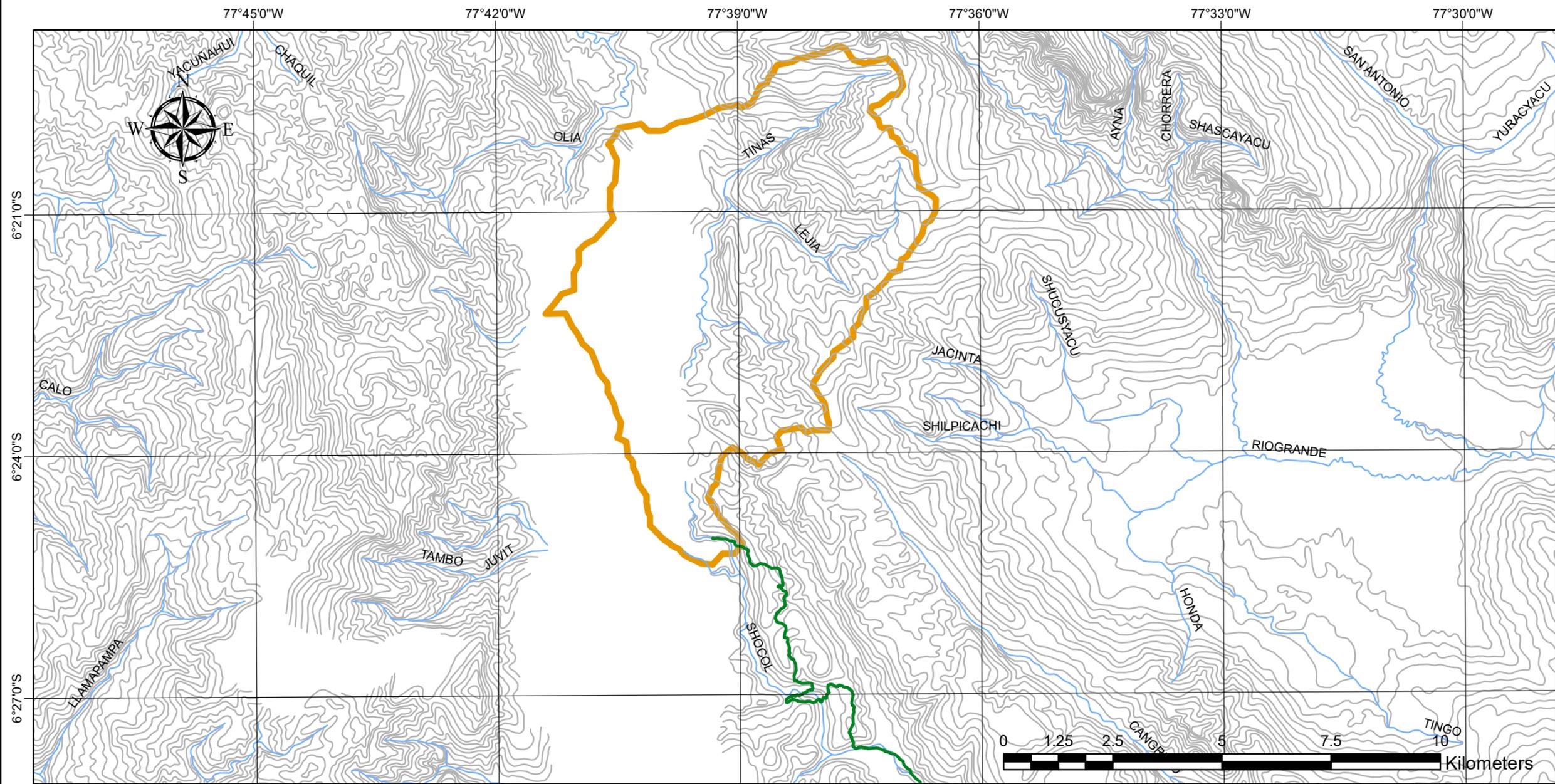


LEYENDA

- Carretera
- RIOS
- LA JALCA



PLANTA



**UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO**
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO:

DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA DE LA CARRETERA LA JALCA - NUEVA ESPERANZA KM 41.00 AL KM 53.00, DISTRITO .LA JALCA, PROVINCIA DE CHACHAPOYAS

ASESOR:

ING. RICARDO ANDRES NARVAEZ ARANDA

TESISTAS:

BR. CAMPOS MUÑOZ BRAYAN
BR. INGA YOPAN ROBERTH A.

PLANO:

CUENCA DE PUENTE TINAS

ESCALA:

INDICADA

FECHA:

DICIEMBRE - 2016

PLANO N°:

CU-01

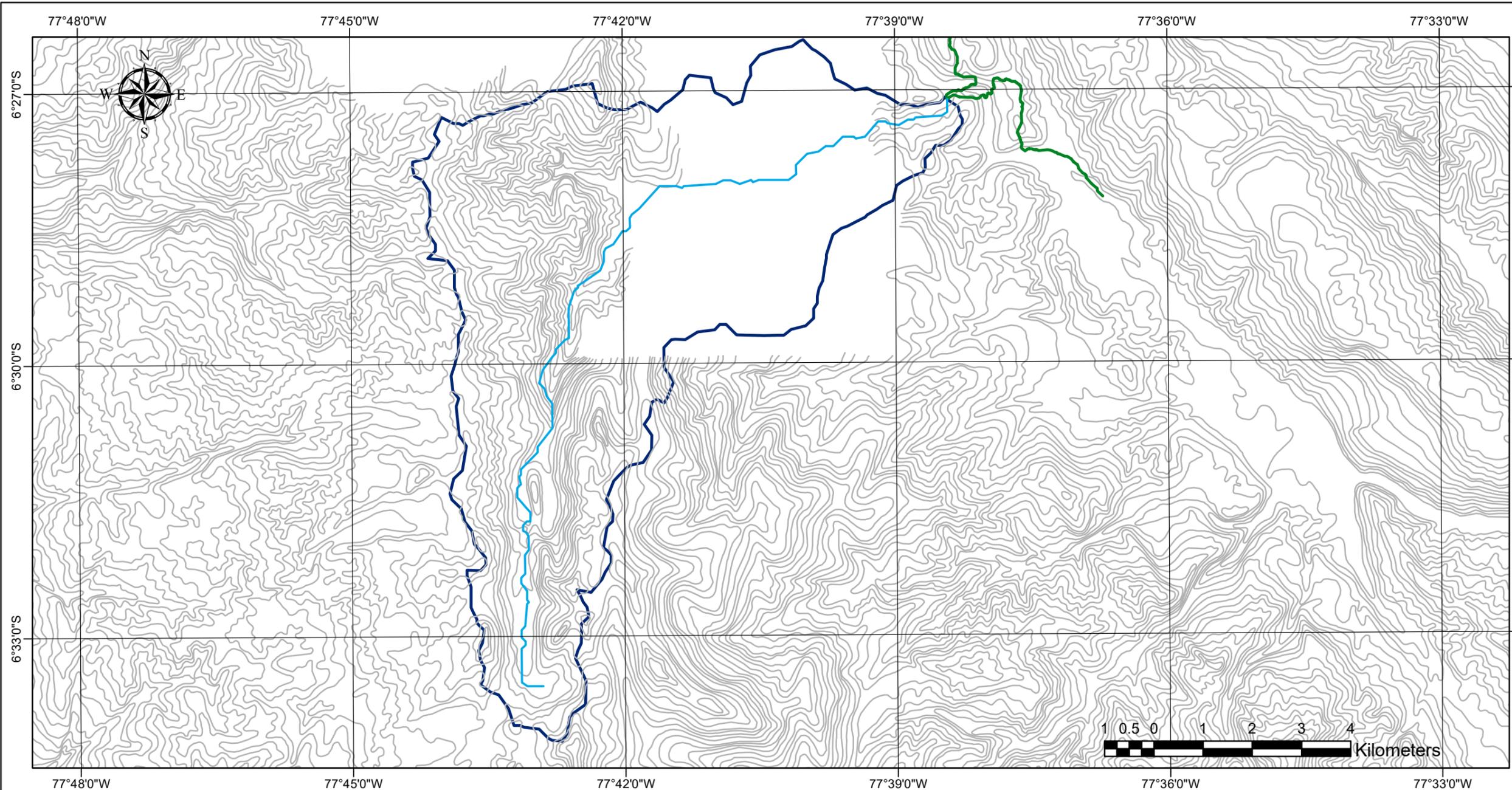


PARAMETROS DE CUENCA

NOMBRE CUENCA	AREA (Km2)	LONGITUD M	COTAS		PENDIENTE %
			MIN	MAX	
TINAS	55.911	14736.17	1823	2711	0.0602

LEYENDA

- CURVAS
- RIOS
- CUENCA TINAS
- CARRETERA



**UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO**
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO:

DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS
DE ARTE DE LA DE LA CARRETERA LA JALCA - NUEVA
ESPERANZA KM 41.00 AL KM 53.00, DISTRITO
.LA JALCA, PROVINCIA DE CHACHAPOYAS

ASESOR:

ING. RICARDO ANDRES NARVAEZ
ARANDA

TESISTAS:

BR. CAMPOS MUÑOZ BRAYAN
BR. INGA YOPAN ROBERTH A.

PLANO:

CUENCA DE PUENTE
QUIRAMACHAY

ESCALA:

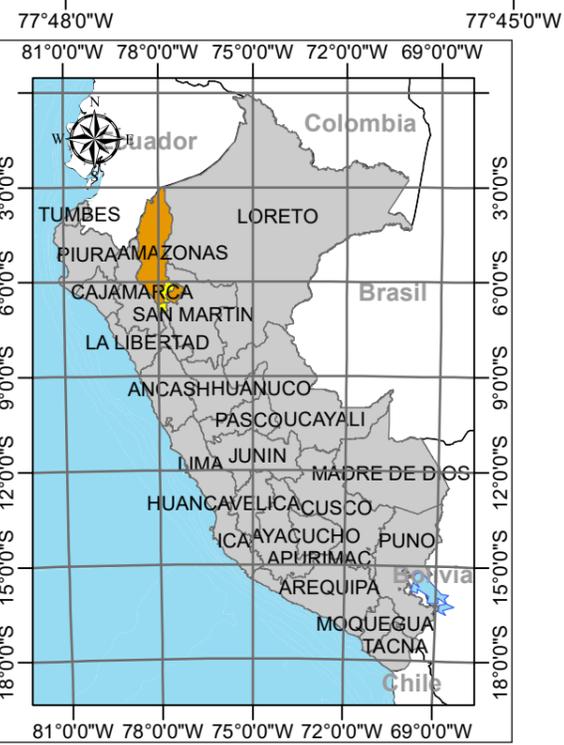
INDICADA

FECHA:

DICIEMBRE - 2016

PLANO N°:

CU-02

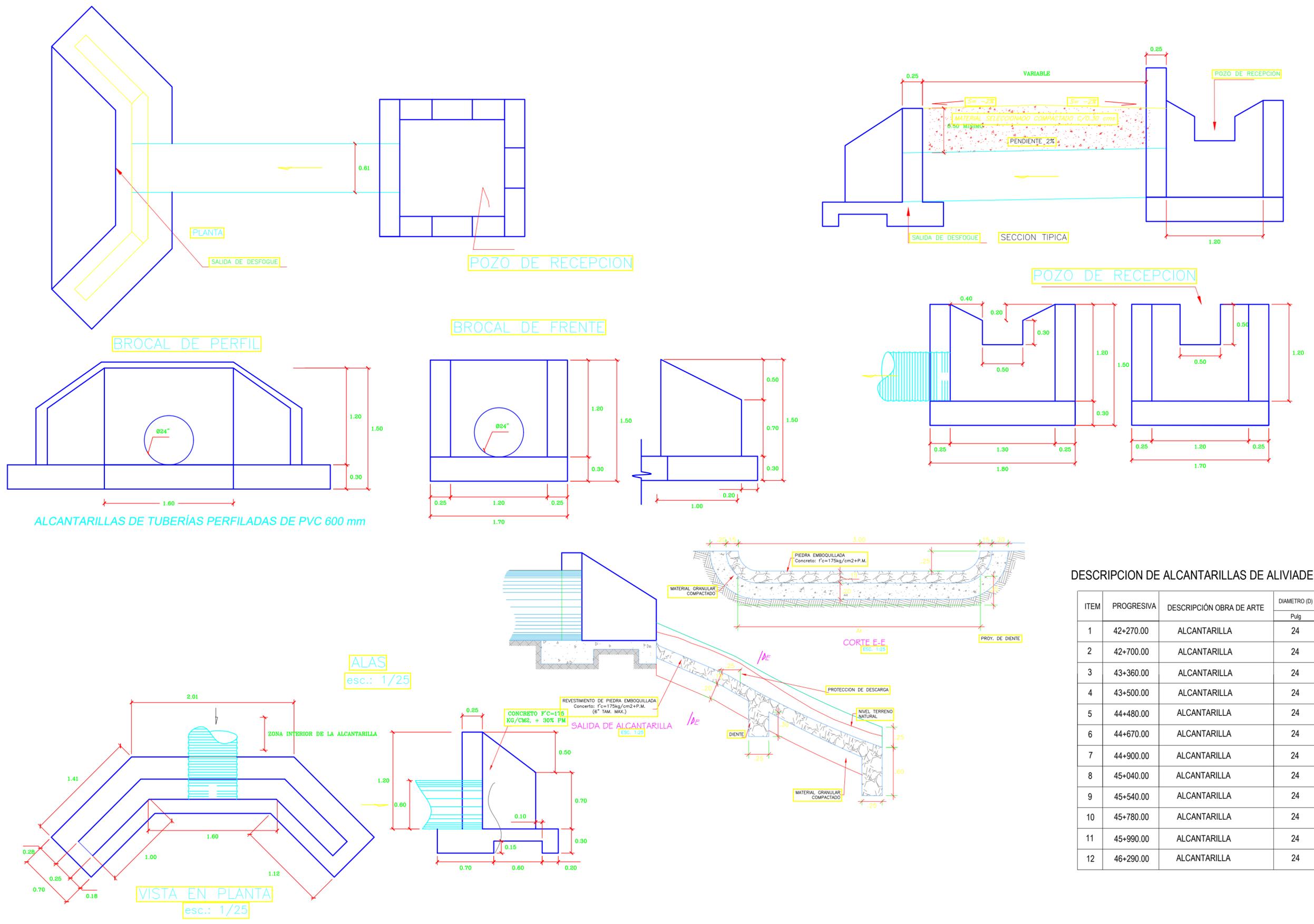


PARAMETROS DE CUENCA

NOMBRE CUENCA	AREA (Km2)	LONGITUD RIO PRINCIPAL KM	COTAS		PENDIENTE %
			MIN	MAX	
QUIRAMACHAY	47.360	19.36	1752	3287	0.0793

LEYENDA

- RIO
- CURVAS
- CARRETERA
- CUENCA QUIRAMACHAY



DESCRIPCION DE ALCANTARILLAS DE ALIVIADERO

ITEM	PROGRESIVA	DESCRIPCION OBRA DE ARTE	DIAMETRO (D)	
			Pulg	
1	42+270.00	ALCANTARILLA	24	
2	42+700.00	ALCANTARILLA	24	
3	43+360.00	ALCANTARILLA	24	
4	43+500.00	ALCANTARILLA	24	
5	44+480.00	ALCANTARILLA	24	
6	44+670.00	ALCANTARILLA	24	
7	44+900.00	ALCANTARILLA	24	
8	45+040.00	ALCANTARILLA	24	
9	45+540.00	ALCANTARILLA	24	
10	45+780.00	ALCANTARILLA	24	
11	45+990.00	ALCANTARILLA	24	
12	46+290.00	ALCANTARILLA	24	



UNIVERSIDAD PRIVADA ANTEÑOR ORREGO

FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO:

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DE LA CARRETERA LA JALCA- NUEVA ESPERANZA KM 41.00 AL KM 53.00, DISTRITO LA JALCA , PROVINCIA DE CHACHAPOYAS"

ASESOR:

ING. RICARDO ANDRES NARVAEZ ARANDA

TESISTAS:

BR. CAMPOS MUÑOZ BRAYAN
BR. INGA YOPAN ROBERTH A.

PLANO:

ALCANTARILLA DE ALIVIO - Ø 24"

ESCALA:

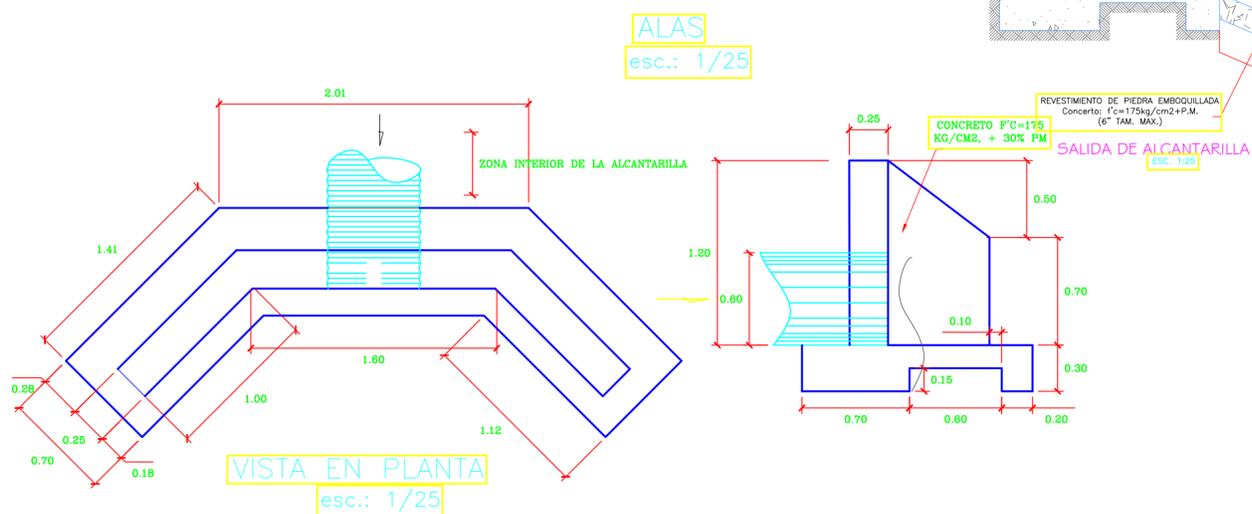
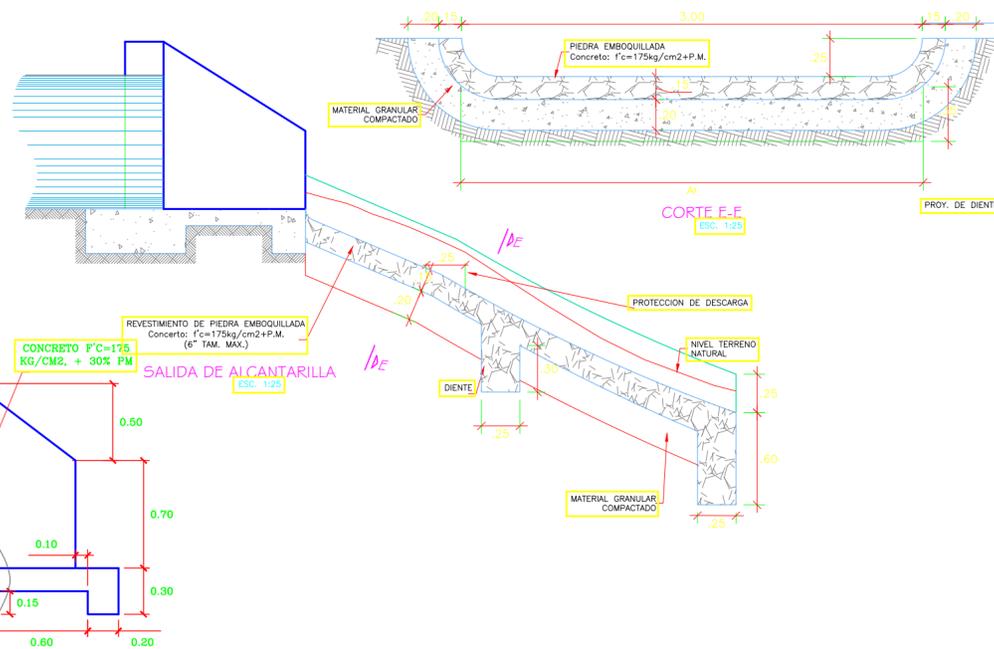
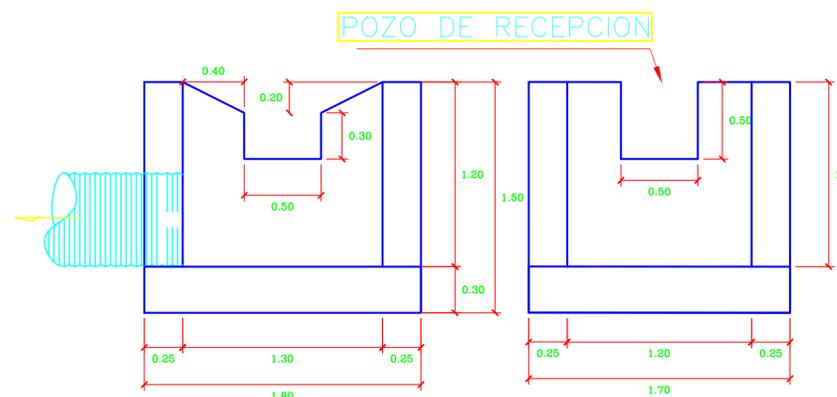
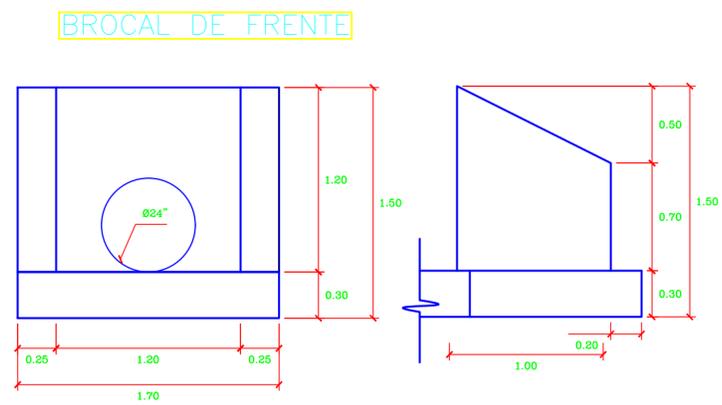
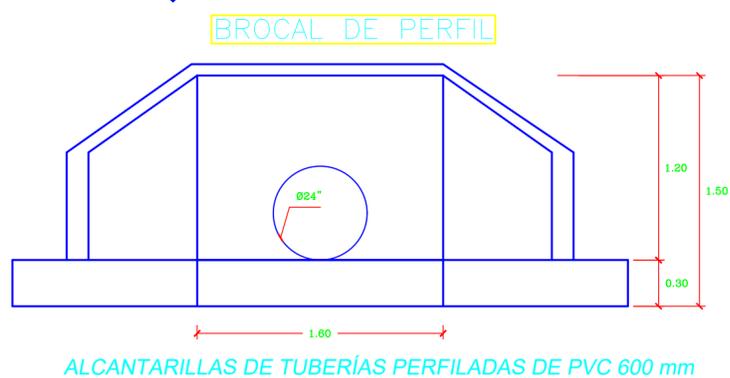
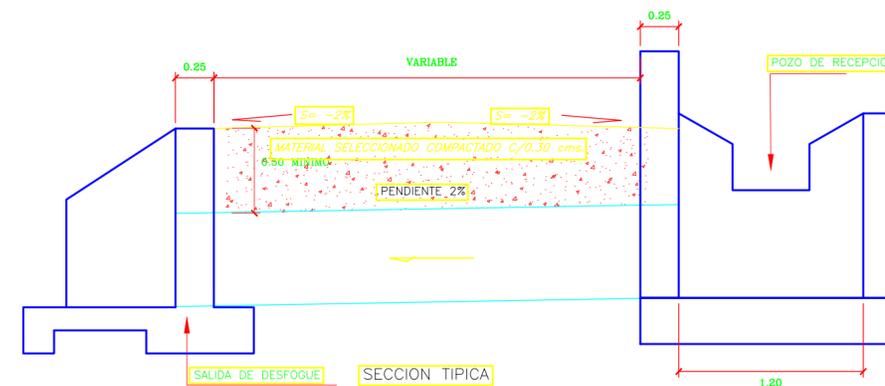
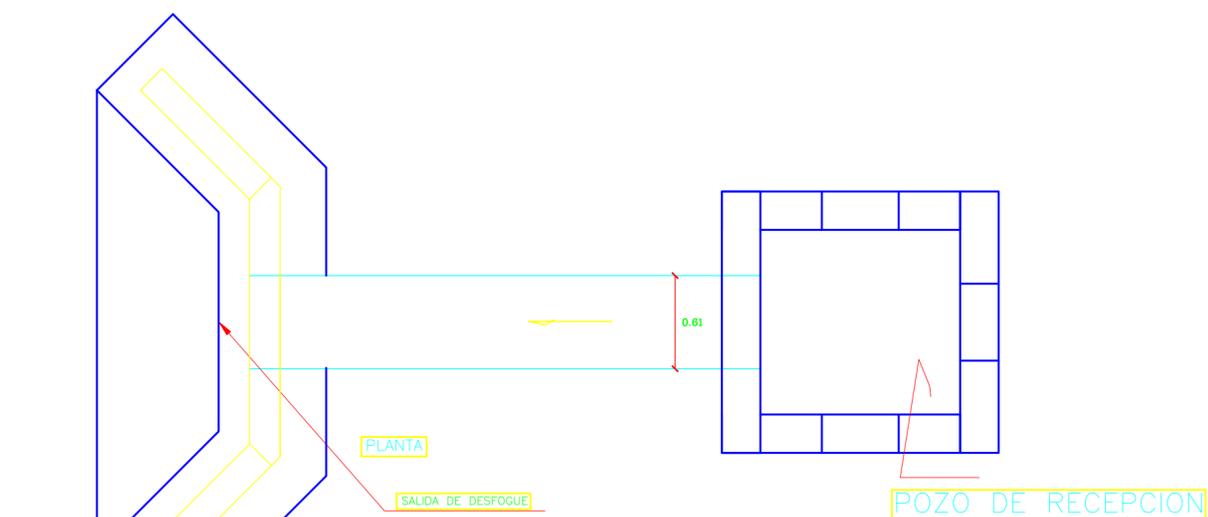
1/100

FECHA:

10/12/16

LABINA:

AA-02



DESCRIPCION DE ALCANTARILLAS DE ALVIADERO

ITEM	PROGRESIVA	DESCRIPCIÓN OBRA DE ARTE	DIAMETRO (D)
			Pulg
13	46+500.00	ALCANTARILLA	24
14	46+990.00	ALCANTARILLA	24
15	47+240.00	ALCANTARILLA	24
16	47+475.00	ALCANTARILLA	24
17	47+940.00	ALCANTARILLA	24
18	48+990.00	ALCANTARILLA	24
19	49+310.00	ALCANTARILLA	24
20	50+940.00	ALCANTARILLA	24
21	51+450.00	ALCANTARILLA	24
22	53+000.00	ALCANTARILLA	24



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO

FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO:

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE
DE LA CARRETERA LA JALCA-NUEVA ESPERANZA KM 41.00 AL KM
53.00, DISTRITO LA JALCA, PROVINCIA DE CHACHAPOYAS"

ASESOR:

ING. RICARDO ANDRES
NARVAEZ ARANDA

TESISTAS:

BR. CAMPOS MUÑOZ BRAYAN
BR. INGA YOPAN ROBERTH A.

PLANO:

ALCANTARILLA DE
PASO - Ø 24"

ESCALA:

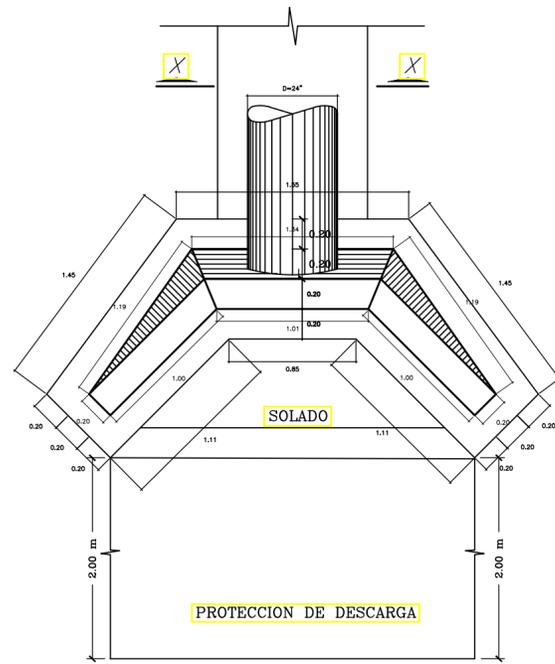
1/100

FECHA:

10/12/16

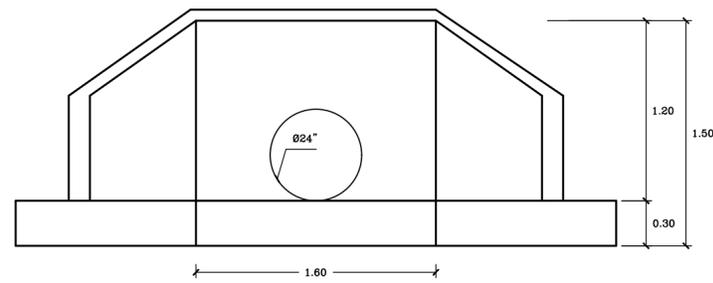
LAMINA:

AP-01



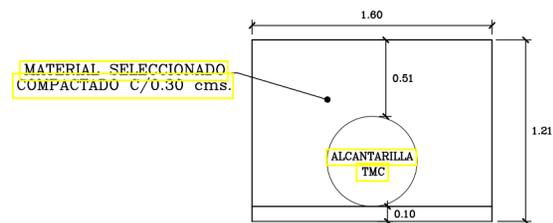
PLANTA DE CIMENTACION DE CABEZAL

ESC:1/50



VISTA FRONTAL

ESC:1/50

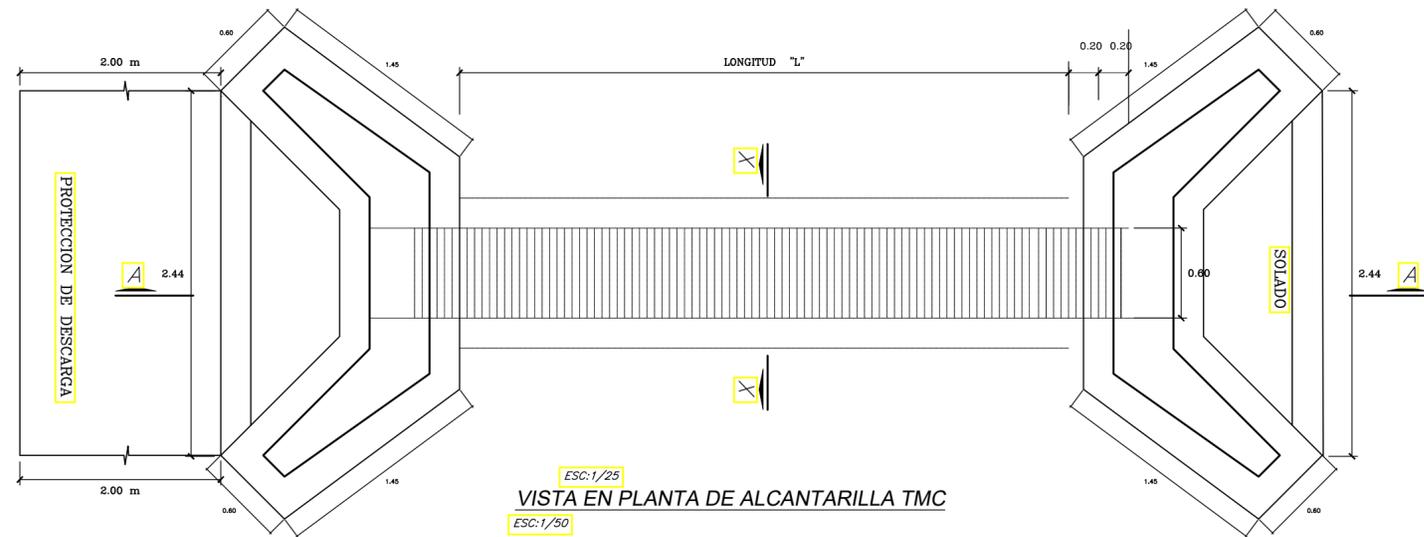


CORTE X - X

ESC:1/50

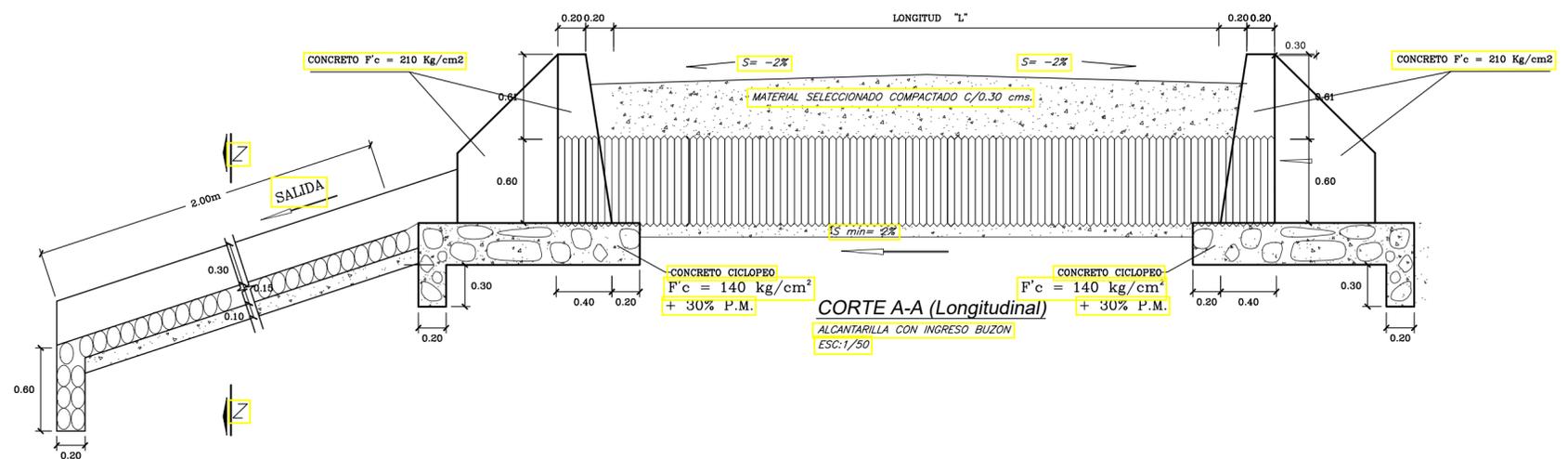
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- EMBOQUILLADO
piedra asentado en concreto $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$
- MUROS Y ALETAS
Concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- ALCANTARILLA
alcantarilla tipo TMC 24" $e = 2 \text{ mm}$



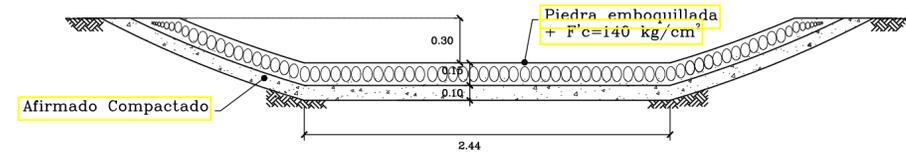
VISTA EN PLANTA DE ALCANTARILLA TMC

ESC:1/50



CORTE A-A (Longitudinal)

ESC:1/50

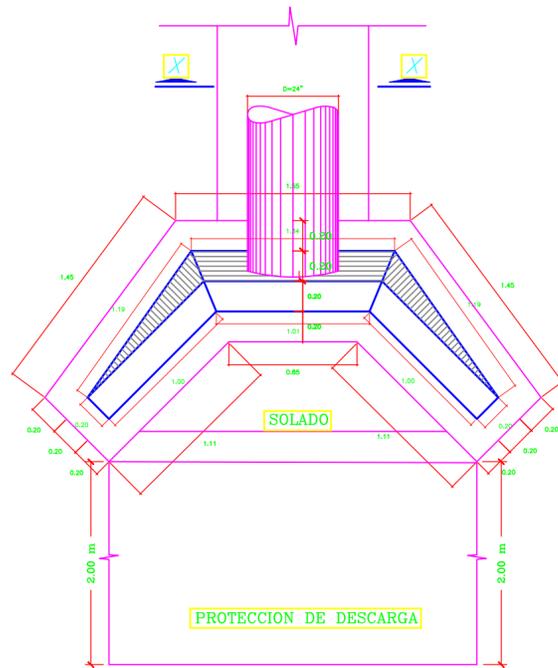


CORTE Z - Z

ESC:1/50

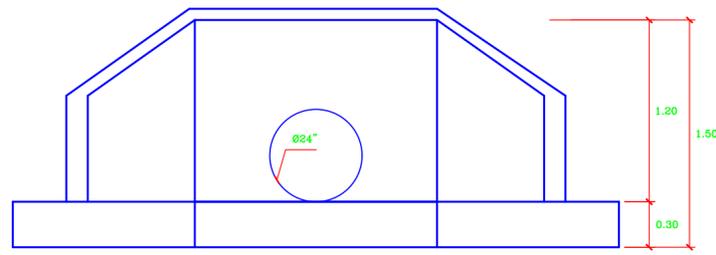
DESCRIPCION DE ALCANTARILLAS DE PASO

ITEM	PROGRESIVA	DESCRIPCIÓN OBRA DE ARTE	DIAMETRO (D)	
			Pulg	mm
1	41+030.00	ALCANTARILLA	24	
2	41+310.00	ALCANTARILLA	24	
3	41+760.00	ALCANTARILLA	24	
4	42+000.00	ALCANTARILLA	24	
5	42+870.00	ALCANTARILLA	24	
6	43+110.00	ALCANTARILLA	24	
7	43+790.00	ALCANTARILLA	24	
8	43+910.00	ALCANTARILLA	24	
9	44+240.00	ALCANTARILLA	24	
10	45+200.00	ALCANTARILLA	24	
11	46+120.00	ALCANTARILLA	24	
12	48+660.00	ALCANTARILLA	24	



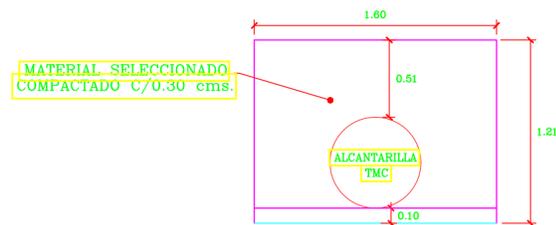
PLANTA DE CIMENTACION DE CABEZAL

ESC:1/50



VISTA FRONTAL

ESC:1/50

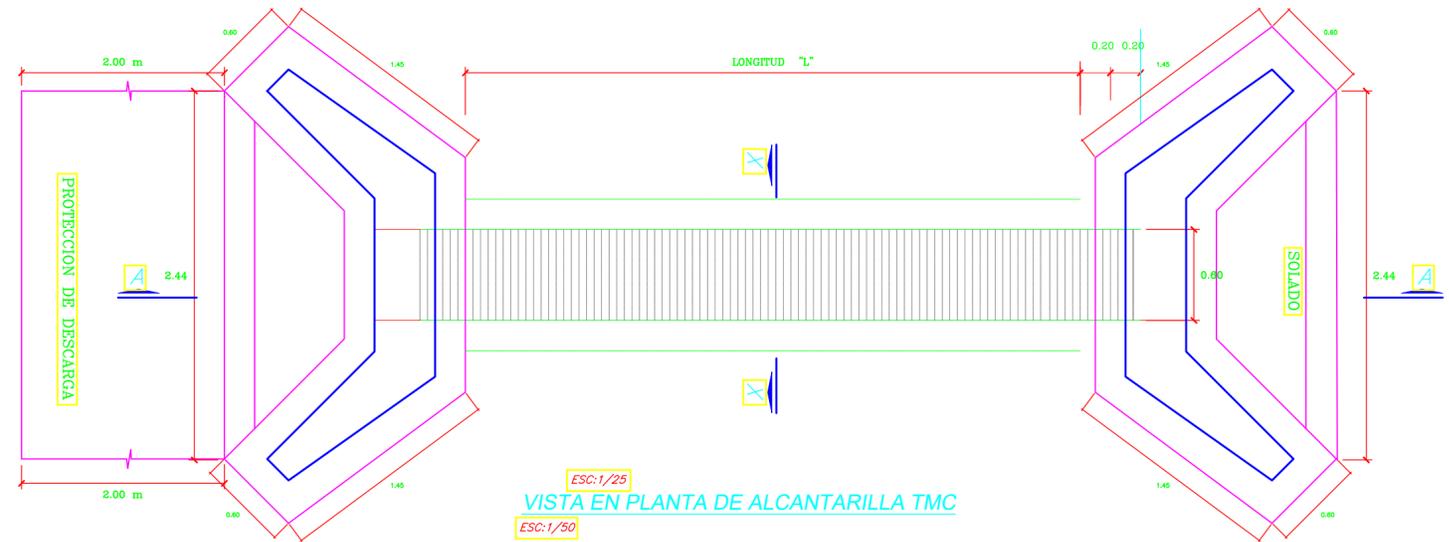


CORTE X-X

ESC:1/50

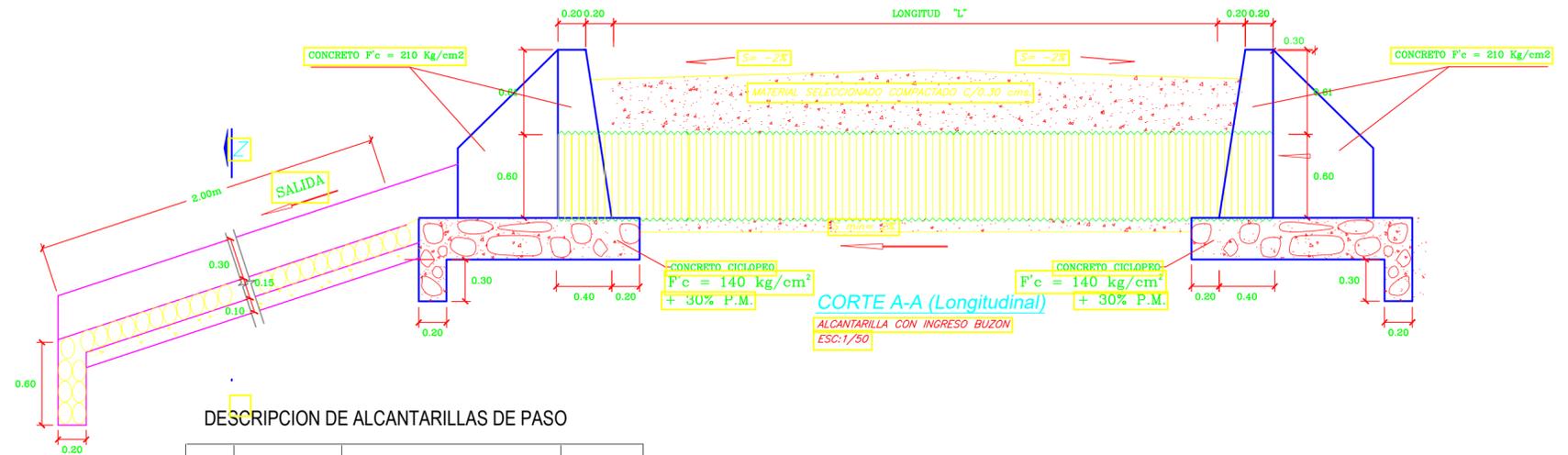
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- EMBOQUILLADO
- pedra asentado en concreto $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$
- MUROS Y ALETAS
- Concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- ALCANTARILLA
- alcantarilla tipo TMC 24" e=2 mm



VISTA EN PLANTA DE ALCANTARILLA TMC

ESC:1/50



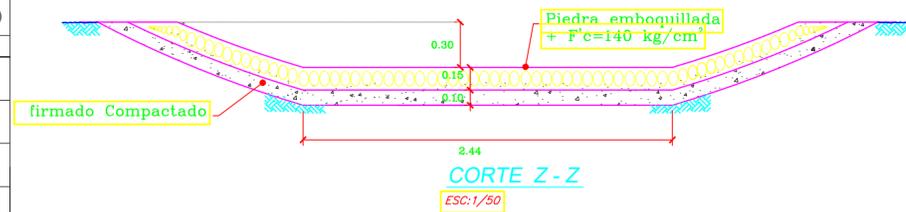
CORTE A-A (Longitudinal)

ALCANTARILLA CON INGRESO BUZON

ESC:1/50

DESCRIPCION DE ALCANTARILLAS DE PASO

ITEM	PROGRESIVA	DESCRIPCIÓN OBRA DE ARTE	DIAMETRO (D)	
			Pulg	mm
13	48+770.00	ALCANTARILLA	24	610
14	49+540.00	ALCANTARILLA	24	610
15	49+540.00	ALCANTARILLA	24	610
16	50+298.00	ALCANTARILLA	24	610
17	50+550.00	ALCANTARILLA	24	610
18	50+740.00	ALCANTARILLA	24	610
19	51+820.00	ALCANTARILLA	24	610
20	52+010.00	ALCANTARILLA	24	610
21	52+080.00	ALCANTARILLA	24	610
22	52+580.00	ALCANTARILLA	24	610



CORTE Z-Z

ESC:1/50



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO:

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE
DE LA CARRETERA LA JALCA-NUOVA ESPERANZA KM 41.00 AL KM
53.00, DISTRITO LA JALCA, PROVINCIA DE CHACHAPOYAS"

ASESOR:

ING. RICARDO ANDRES
NARVAEZ ARANDA

TESTISTAS:

BR. CAMPOS MUÑOZ BRAYAN
BR. INGA YOPAN ROBERTH A.

PLANO:

ALCANTARILLA DE
PASO - Ø 36"

ESCALA:

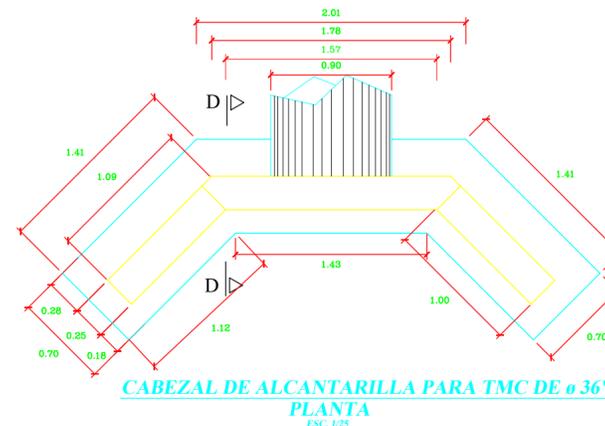
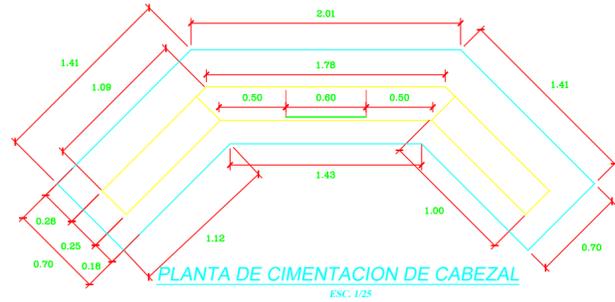
1/100

FECHA:

10/12/16

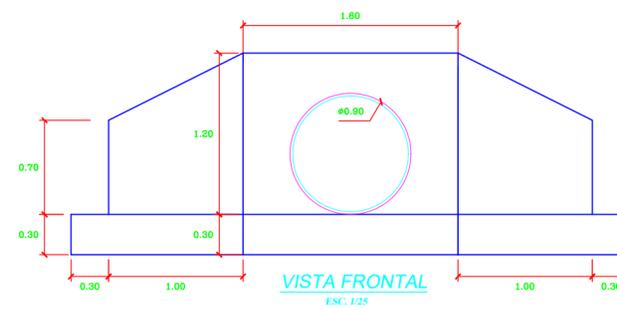
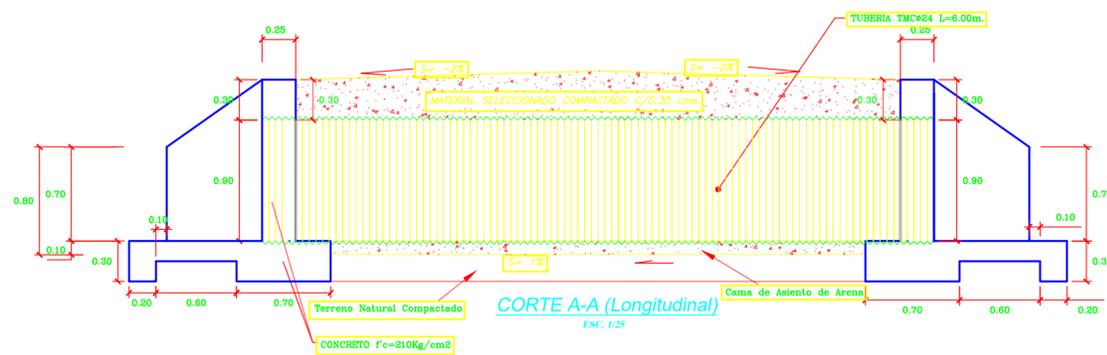
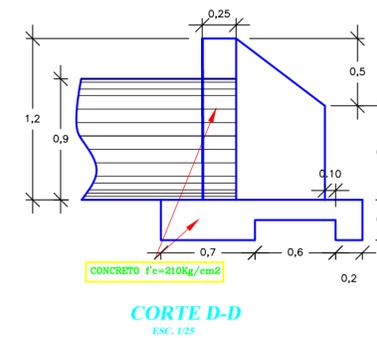
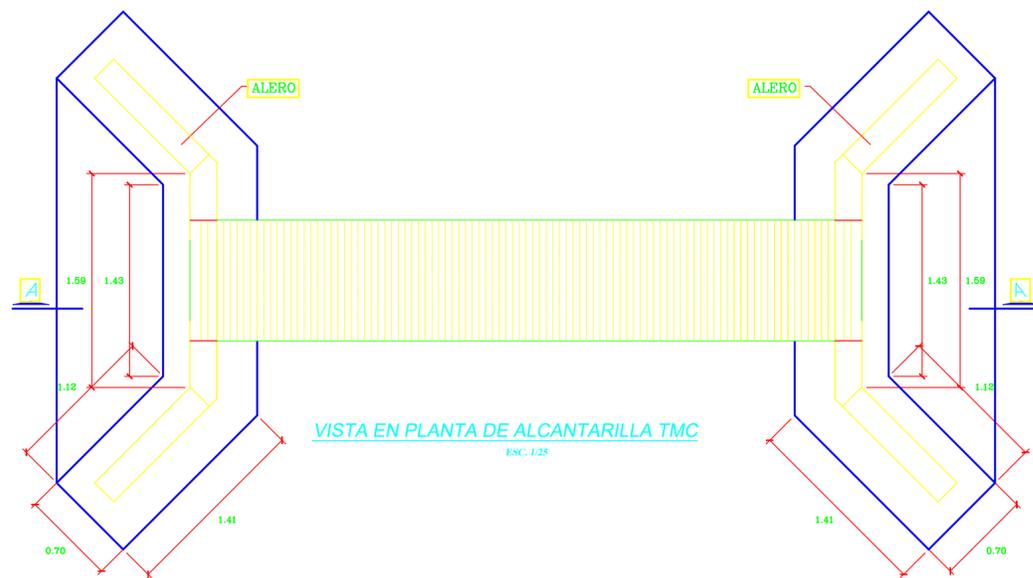
LAMINA:

AP-03



ESPECIFICACIONES TECNICAS

- ALCANTARILLA METALICA TMC
- CONCRETO $f'c = 210 \text{ Kg/Cm}^2 + 30\% \text{ PM}$
- MATERIAL DE RELLENO SELECCIONADO DE CANTERA (ZARANDEADO) COMPACTADO CON PLANCHA COMPACTADORA



DESCRIPCION DE ALCANTARILLAS DE PASO

ITEM	PROGRESIVA	DESCRIPCIÓN OBRA DE ARTE	DIAMETRO (D)
			Pulg
1	51+660.00	ALCANTARILLA	36
2	52+200.00	ALCANTARILLA	36



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO

FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO:

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE
DE LA CARRETERA LA JALCA-NUEVA ESPERANZA KM 41.00 AL KM
53.00, DISTRITO LA JALCA , PROVINCIA DE CHACHAPOYAS"

ABSOR:

ING. RICARDO ANDRES
NARVAEZ ARANDA

TESISTAS:

BR. CAMPOS MUÑOZ BRAYAN
BR. INGA YOPAN ROBERTH A.

PLANO:

ESTRUCTURA DE
ALCANTARILLA - Ø 24"

ESCALA:

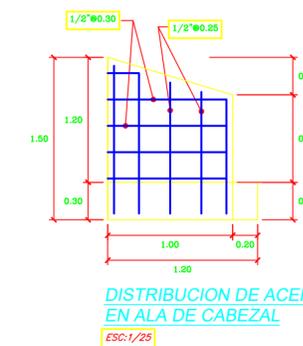
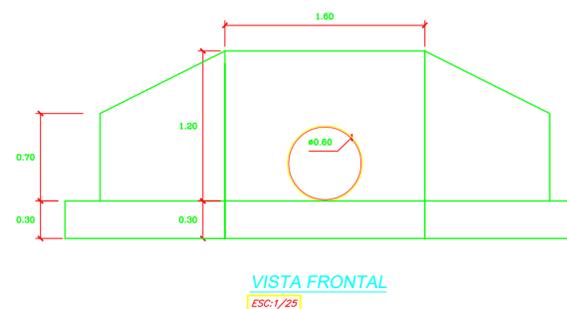
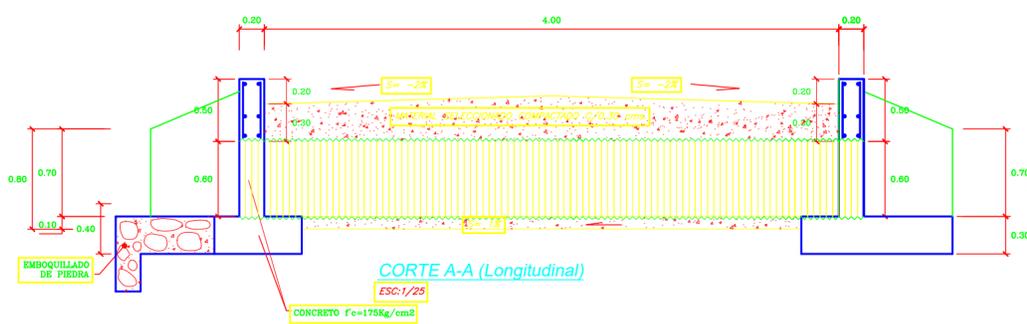
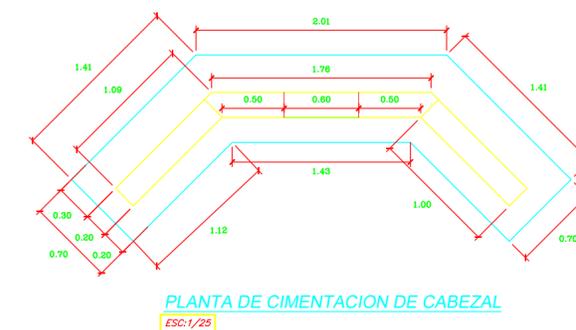
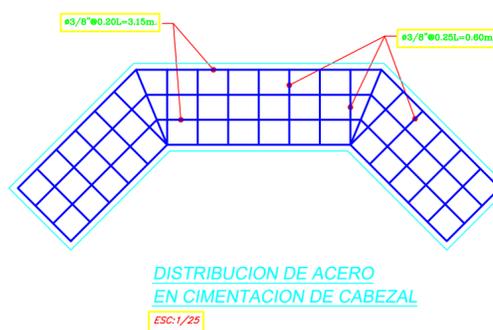
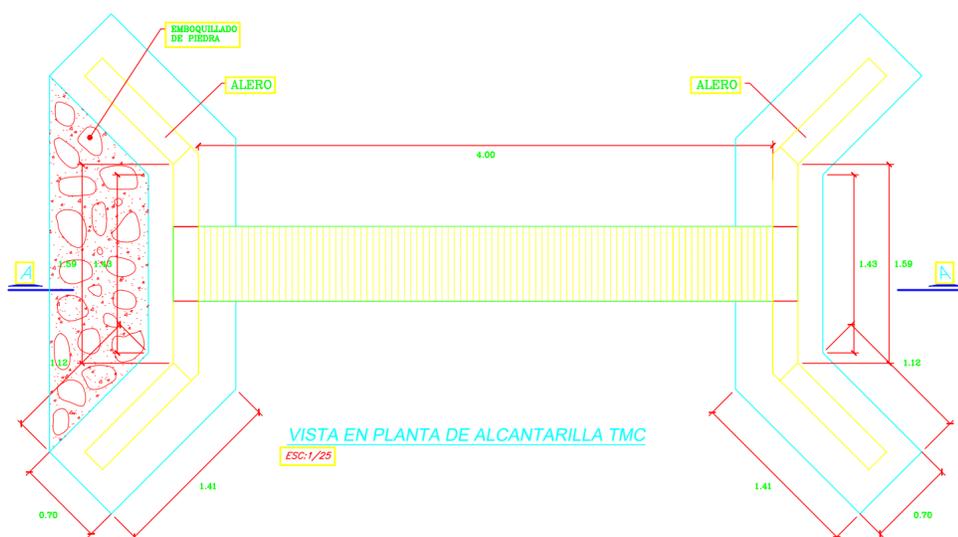
1/100

FECHA:

10/12/16

LAMINA:

EA-01

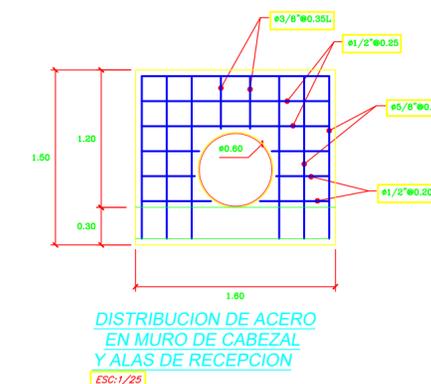


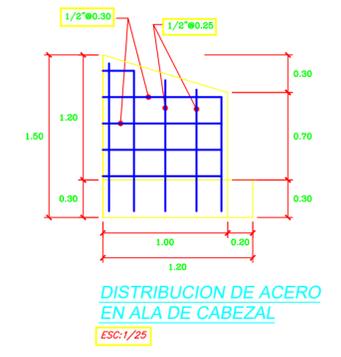
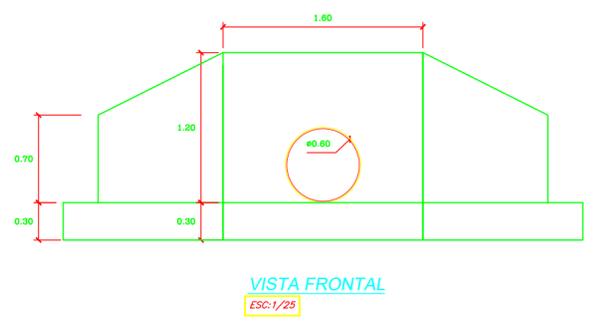
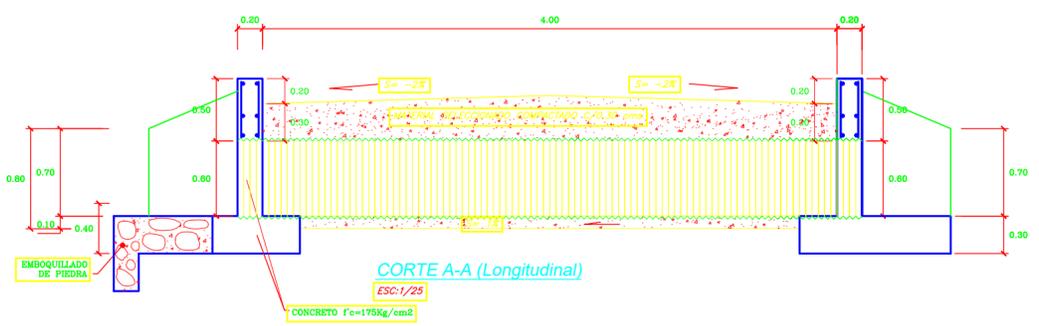
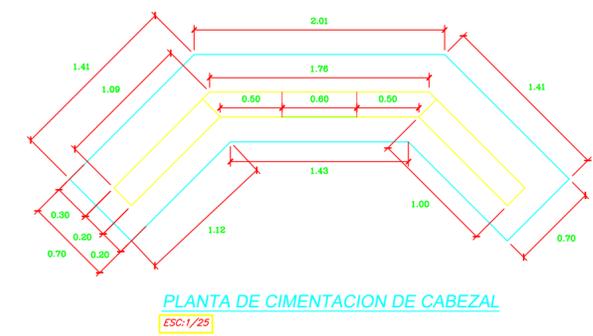
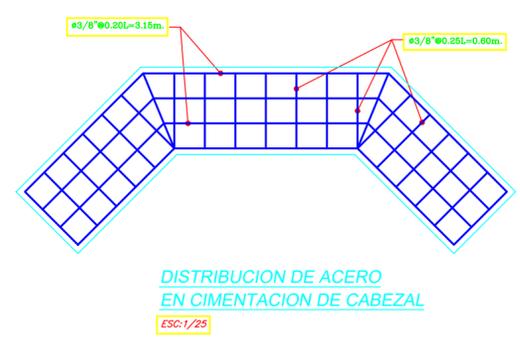
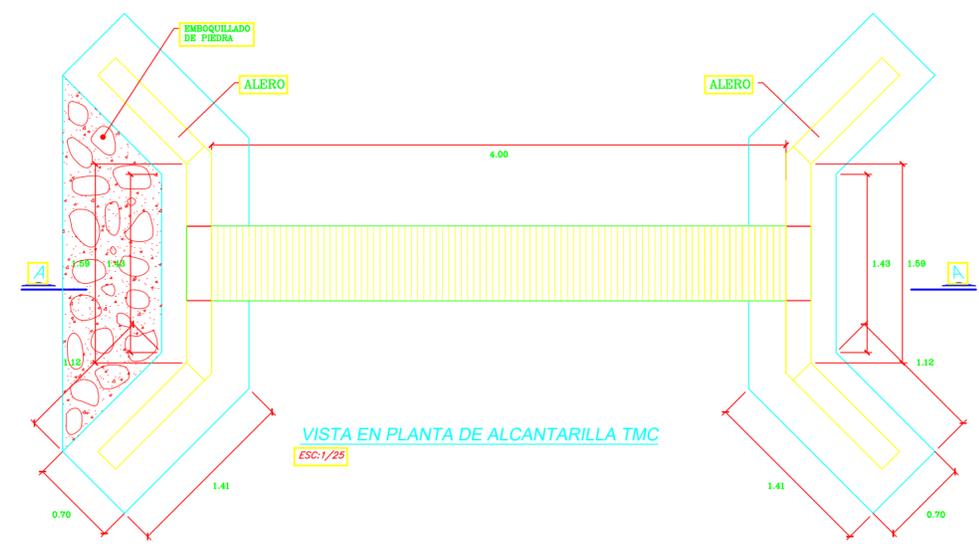
ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO $f_c=175\text{kg/cm}^2$	RECUBRIMIENTO
-Cimentaciones	-Muros : 3cm
-Muros	-Losa Sup. : 3cm
-Losa	-Losa Inf. : 5cm
CONCRETO $f_c=140\text{kg/cm}^2$	GANCHOS
-Sotav	- #3/# 25cm

DESCRIPCION DE ALCANTARILLAS DE ALIVIADERO

ITEM	PROGRESIVA	DESCRIPCION OBRA DE ARTE	DIAMETRO (D) Pulg
1	42+270.00	ALCANTARILLA	24
2	42+700.00	ALCANTARILLA	24
3	43+360.00	ALCANTARILLA	24
4	43+500.00	ALCANTARILLA	24
5	44+480.00	ALCANTARILLA	24
6	44+670.00	ALCANTARILLA	24
7	44+900.00	ALCANTARILLA	24
8	45+040.00	ALCANTARILLA	24
9	45+540.00	ALCANTARILLA	24
10	45+780.00	ALCANTARILLA	24
11	45+990.00	ALCANTARILLA	24
12	46+290.00	ALCANTARILLA	24



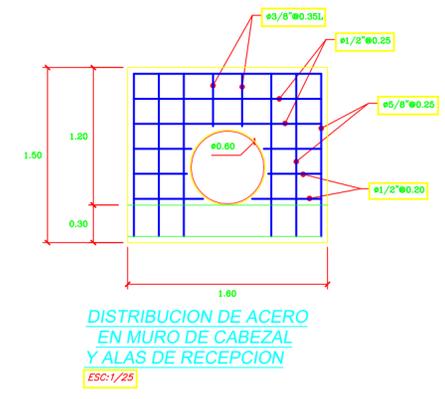


ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO f'c=175kg/cm2	RECUBRIMIENTO
-Cimentaciones	-Muros : 3cm
-Muros	-Losa Sup. : 3cm
-Losa	-Losa Inf. : 3cm
CONCRETO f'c=140kg/cm2	GANCHOS
-Sobado	- #3/8" 25cm

DESCRIPCION DE ALCANTARILLAS DE PASO

ITEM	PROGRESIVA	DESCRIPCION OBRA DE ARTE	DIAMETRO (D)
			Pulg
13	48+770.00	ALCANTARILLA	24
14	49+540.00	ALCANTARILLA	24
15	49+540.00	ALCANTARILLA	24
16	50+298.00	ALCANTARILLA	24
17	50+550.00	ALCANTARILLA	24
18	50+740.00	ALCANTARILLA	24
19	51+820.00	ALCANTARILLA	24
20	52+010.00	ALCANTARILLA	24
21	52+080.00	ALCANTARILLA	24
22	52+580.00	ALCANTARILLA	24





UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO

FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO:

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE
DE LA CARRETERA LA JALCA- NUEVA ESPERANZA KM 41.00 AL KM
53.00, DISTRITO LA JALCA , PROVINCIA DE CHACHAPOYAS"

ASESOR:

ING. RICARDO ANDRES
NARVAEZ ARANDA

TESISTAS:

BR. CAMPOS MUÑOZ BRAYAN
BR. INGA YOPAN ROBERTH A.

PLANO:

ESTRUCTURA DE
ALCANTARILLA - Ø 36"

ESCALA:

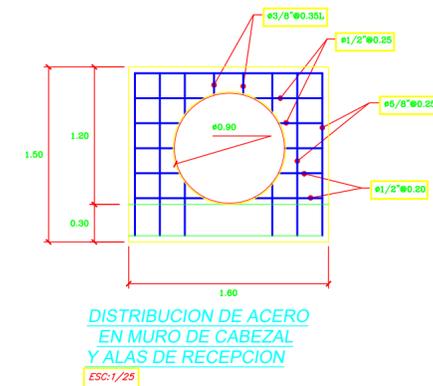
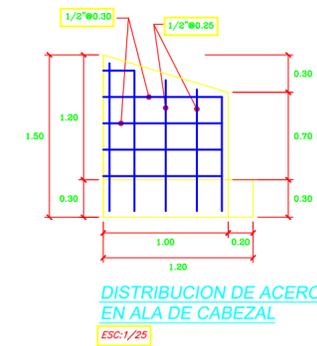
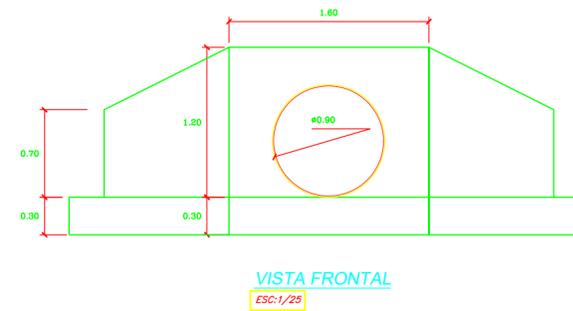
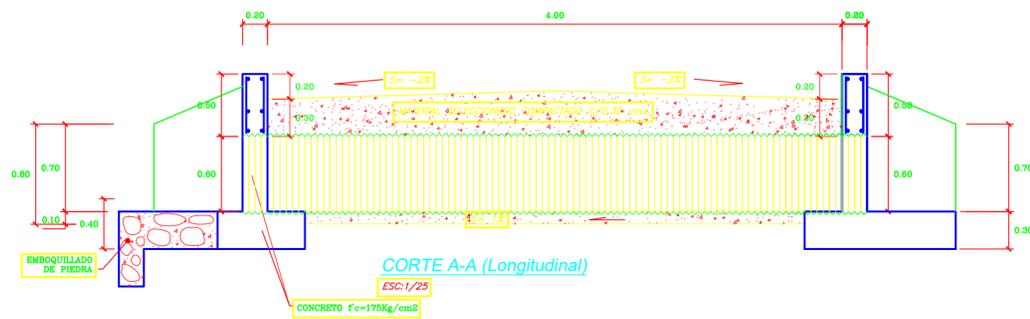
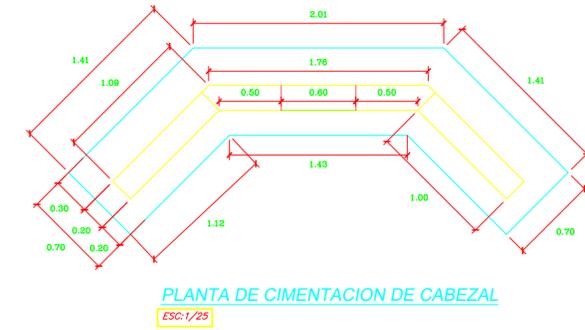
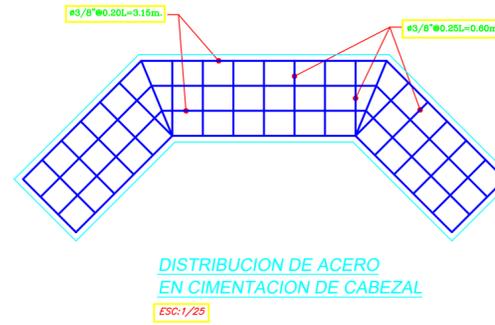
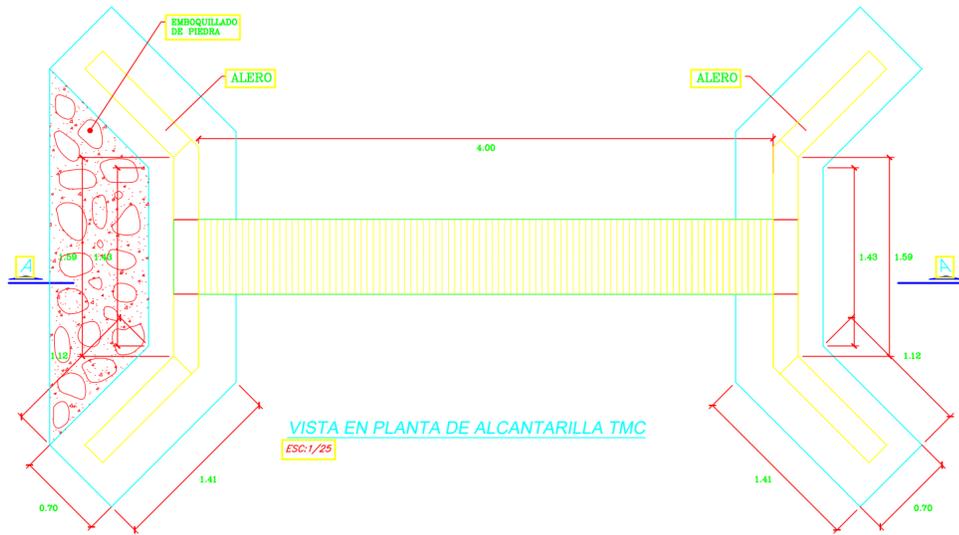
1/100

FECHA:

10/12/16

LAMINA:

EA-03

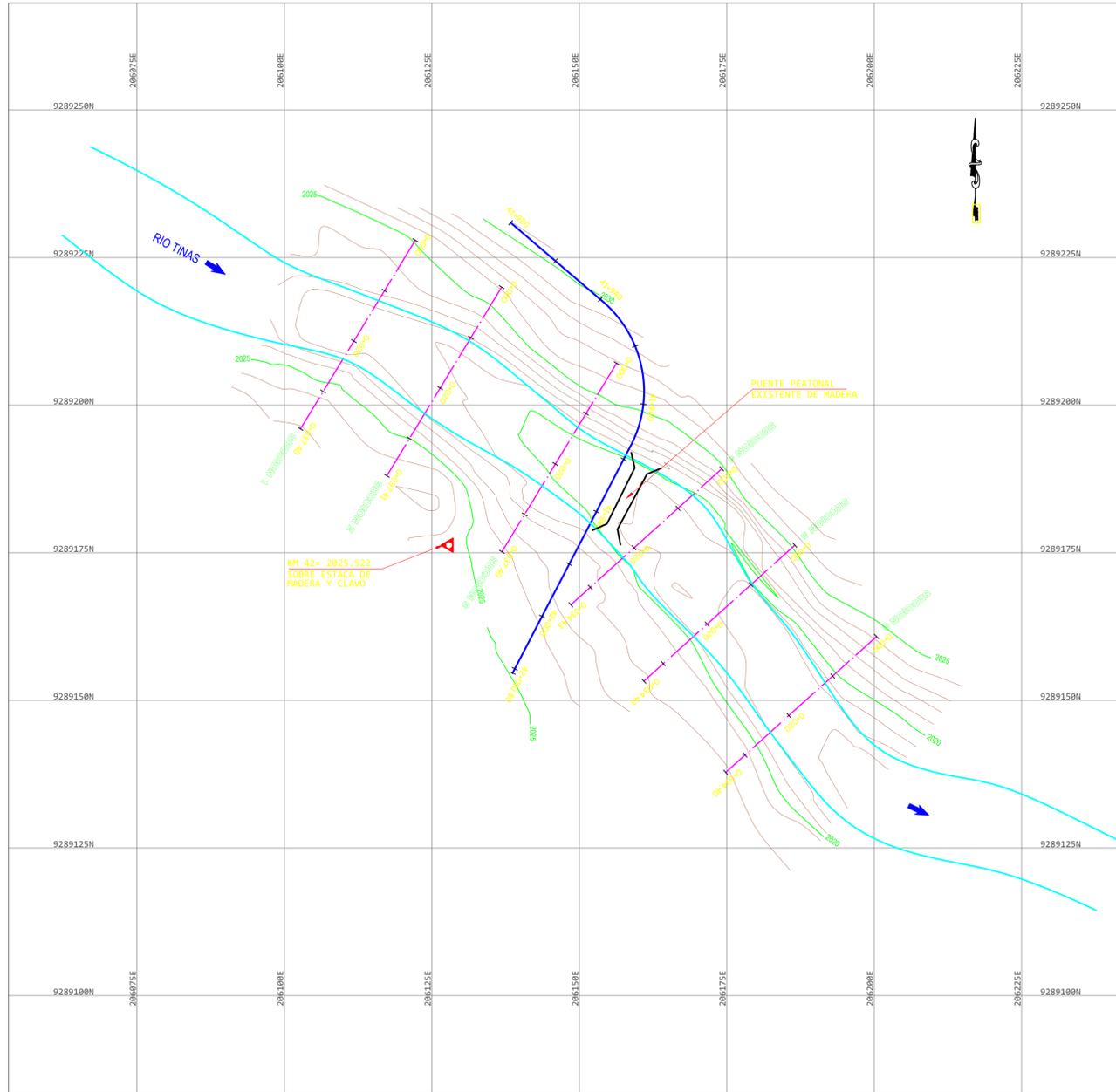


ESPECIFICACIONES TECNICAS

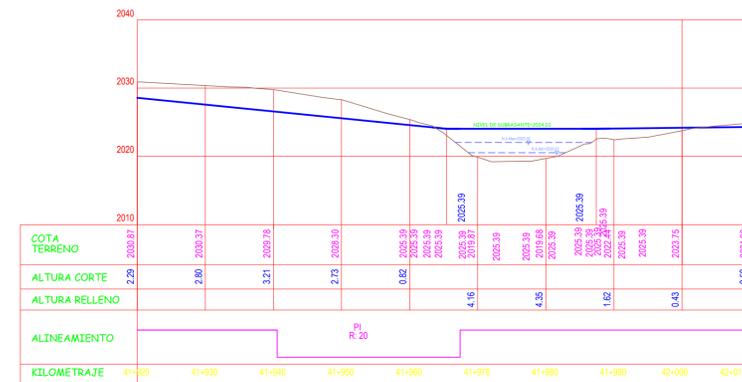
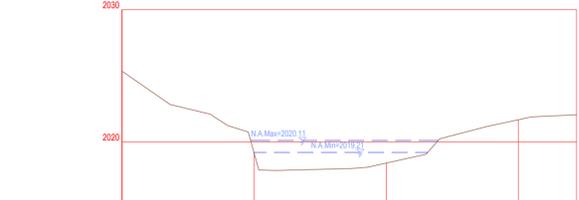
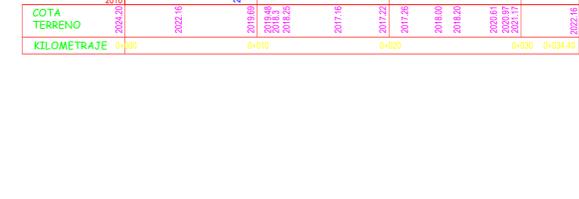
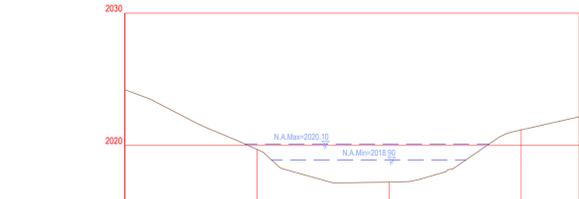
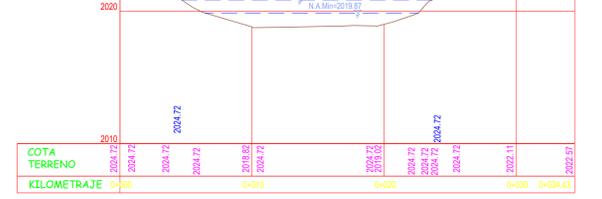
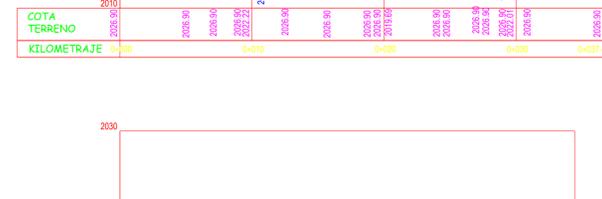
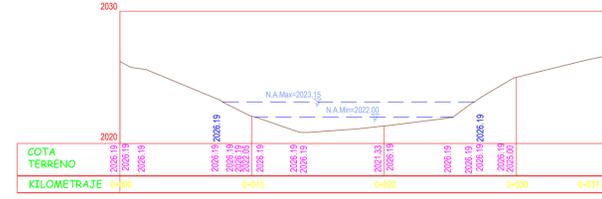
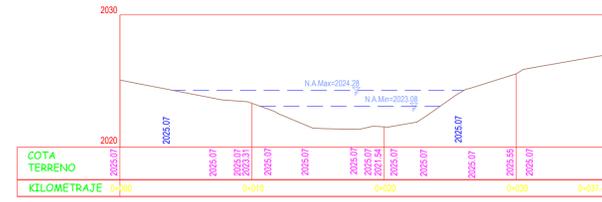
CONCRETO $f'c=175kg/cm^2$	RECUBRIMIENTO
=Alimentaciones	=Muros = 3cm
=Muros	=Losa sup = 3cm
=Losa	=Losa inf = 3cm
CONCRETO $f'c=140kg/cm^2$	GANCHOS
=Solado	= 3/8" 25cm

DESCRIPCION DE ALCANTARILLAS DE PASO

PROGRESIVA	DESCRIPCION OBRA DE ARTE	DIAMETRO (D)
		Pulg
51+660.00	ALCANTARILLA	36
52+200.00	ALCANTARILLA	36



PERFIL LONGITUDINAL RIO TINAJAS
ESCALA: 1/500



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO

FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO:

**"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE
DE LA CARRETERA LA JALCA-NUOVA ESPERANZA KM 41.00 AL KM
53.00, DISTRITO DE LA JALCA , PROVINCIA DE CHACHAPOYAS"**

ASESOR:

ING. RICARDO ANDRES
NARVAEZ ARANDA

TESISTAS:

BR. CAMPOS MUÑOZ BRYAN
BR. YNGA YOPAN ROBERTH A.

PLANO:

PLANTA TINAS

ESCALA:

1/250

FECHA:

12/11/16

LAMINA:

PT-01



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO

FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO:

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE
DE LA CARRETERA LA JALCA-NUEVA ESPERANZA KM 41.00 AL KM
53.00, DISTRITO DE LA JALCA , PROVINCIA DE CHACHAPOYAS"

ASESOR:

ING. RICARDO ANDRES
NARVAEZ ARANDA

TESISTAS:

BR. CAMPOS MUÑOZ BRYAN
BR. YNGA YOPAN ROBERTH A.

PLANO:

PERFIL DE PUENTE

ESCALA:

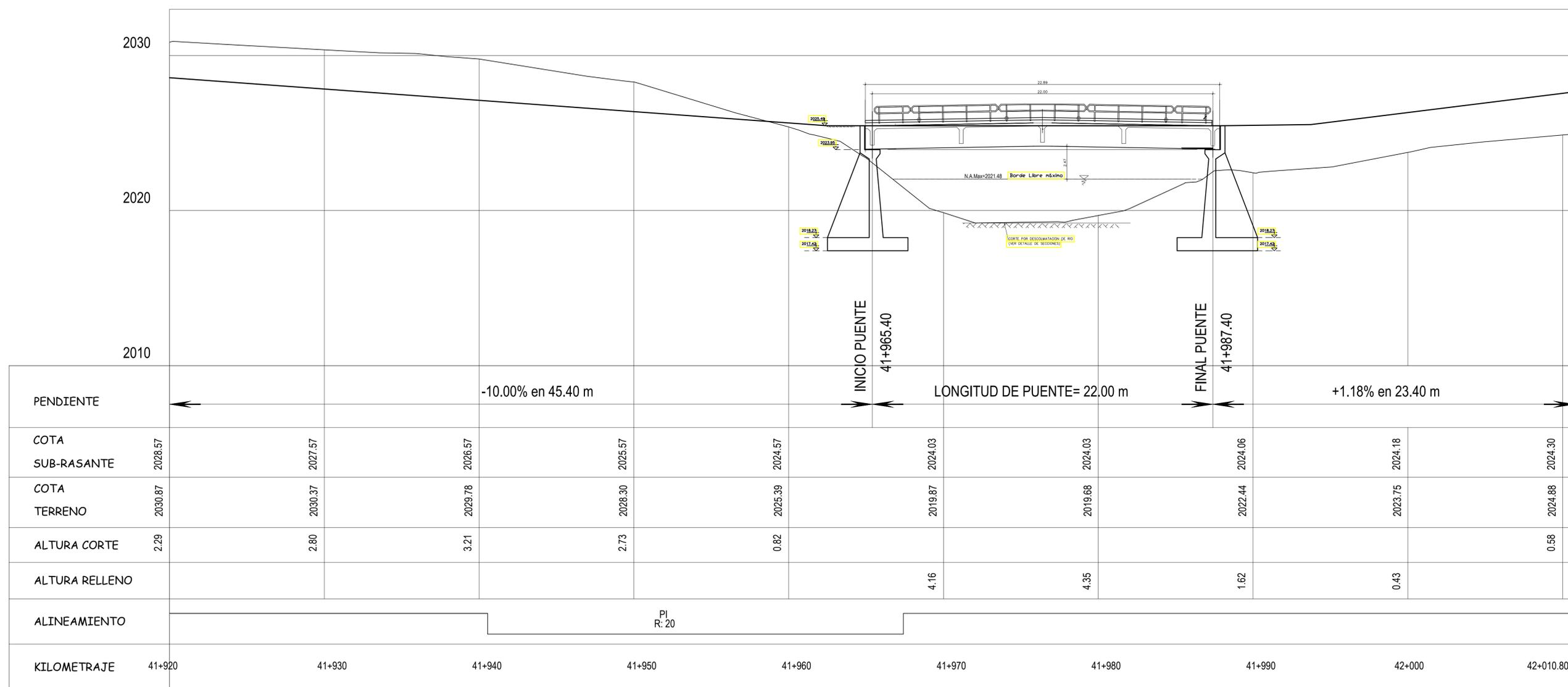
1/250

FECHA:

12/11/16

LAMINA:

PT-02





UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO

FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO:

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE
DE LA CARRETERA LA JALCA- NUEVA ESPERANZA KM 41.00 AL KM
53.00, DISTRITO DE LA JALCA, PROVINCIA DE CHACHAPOYAS"

ASESOR:

ING. RICARDO ANDRES
NARVAEZ ARANDA

TESISTAS:

BR. CAMPOS MUÑOZ BRYAN
BR. YNGA YOPAN ROBERTH A.

PLANO:

ESTRIBO

ESCALA:

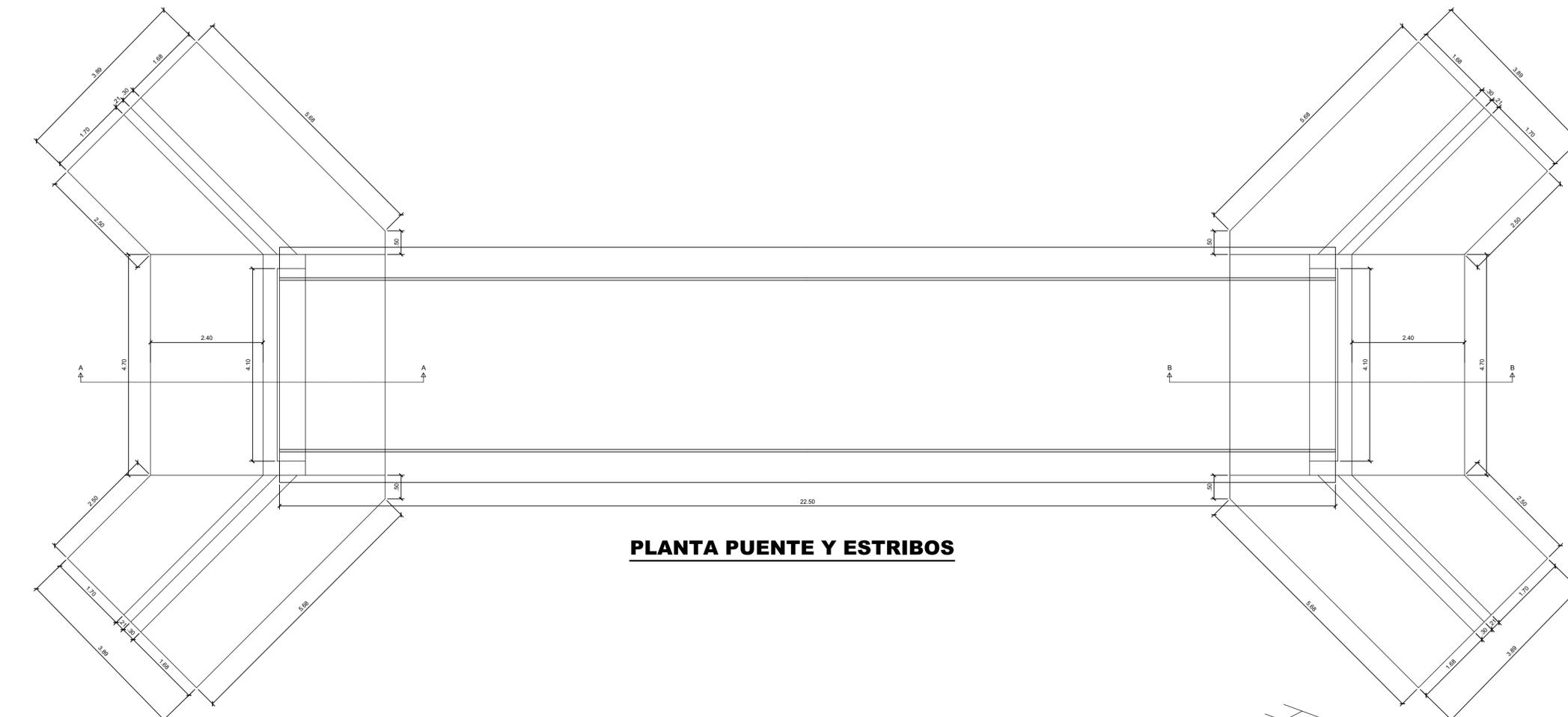
1/100

FECHA:

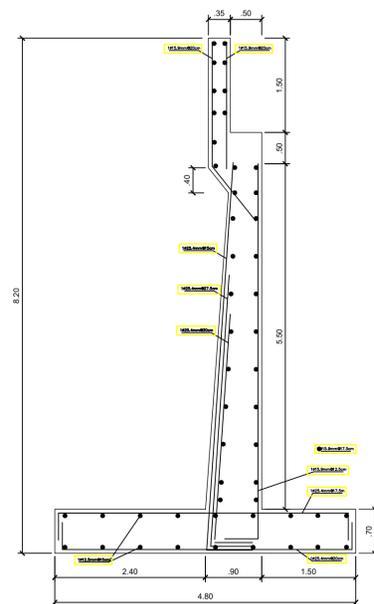
12/11/16

LAMINA:

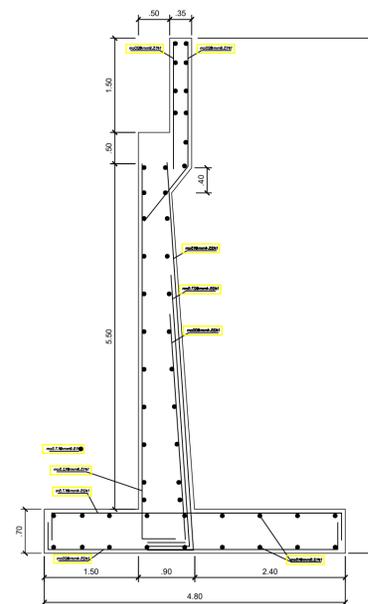
PT-03



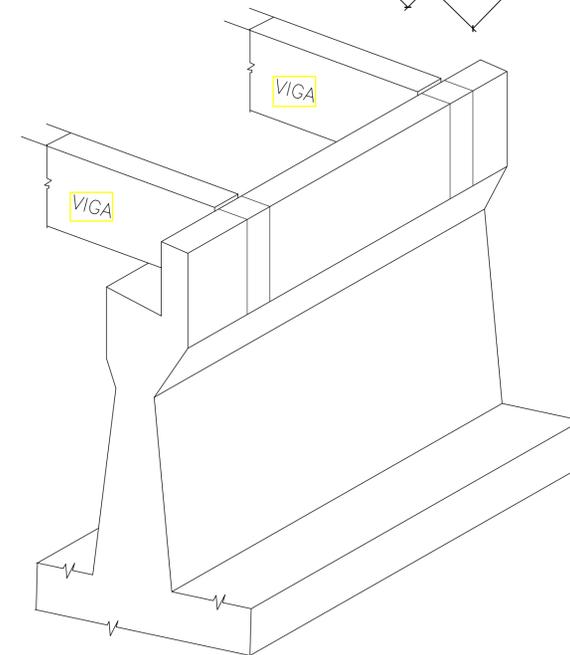
PLANTA PUENTE Y ESTRIBOS



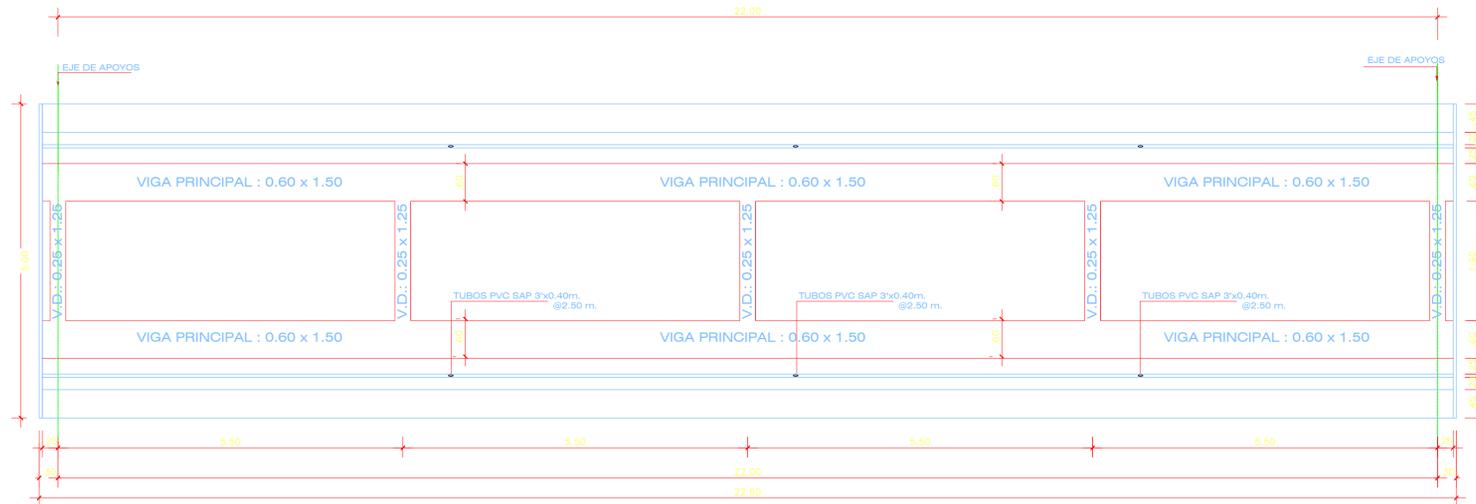
CORTE A-A



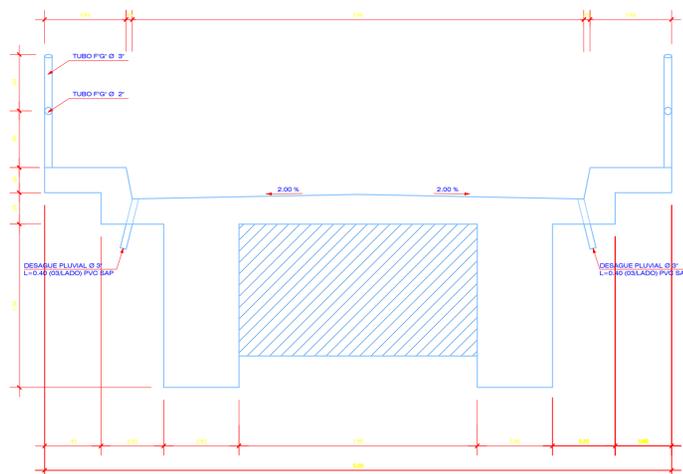
CORTE B-B



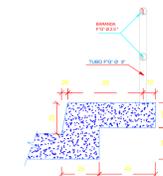
ISOMETRICO



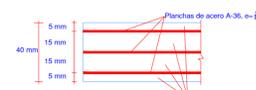
EJE VIGAS PRINCIPALES Y DIAFRAGMAS



**VIGA DIAFRAGMA
SECCION TRANSVERSAL**



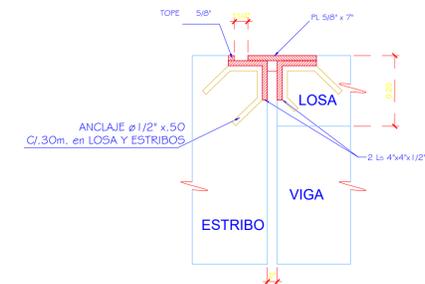
DETALLE DE VEREDA



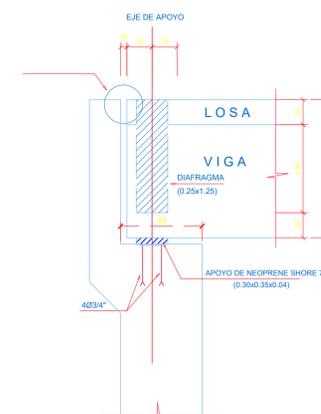
APOYO DE NEOPRENO

ESPECIFICACIONES TECNICAS

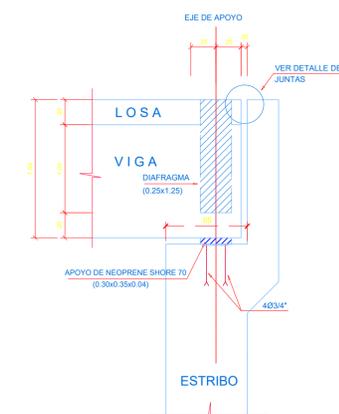
CONCRETO	: $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
ACERO	: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
RECUBRIMIENTO	: vigas : 4 cm Losa : 3 cm
NEOPRENO	: 30 cm x 35 cm x 4.0 cm. dureza shore 70
BARANDAS	: Refuerzo Longitudinal Tubo F'G Ø 3", e = 3 mm Refuerzo Transversal Tubo F'G Ø 2", e = 3 mm
ACERO PLANCHA, PLATINA Y ÁNGULOS - ASTM A-36	
SOLDADURA ESTRUCTURAL ELECTRODO E.70	
PERNOS G-50 Ø 5/8" ASTM 307	



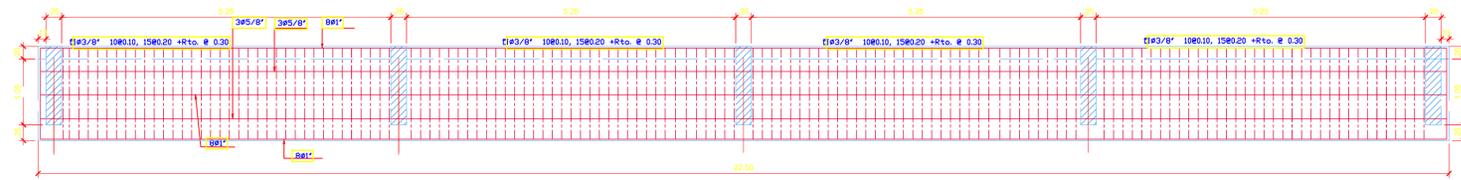
DETALLE DE JUNTA



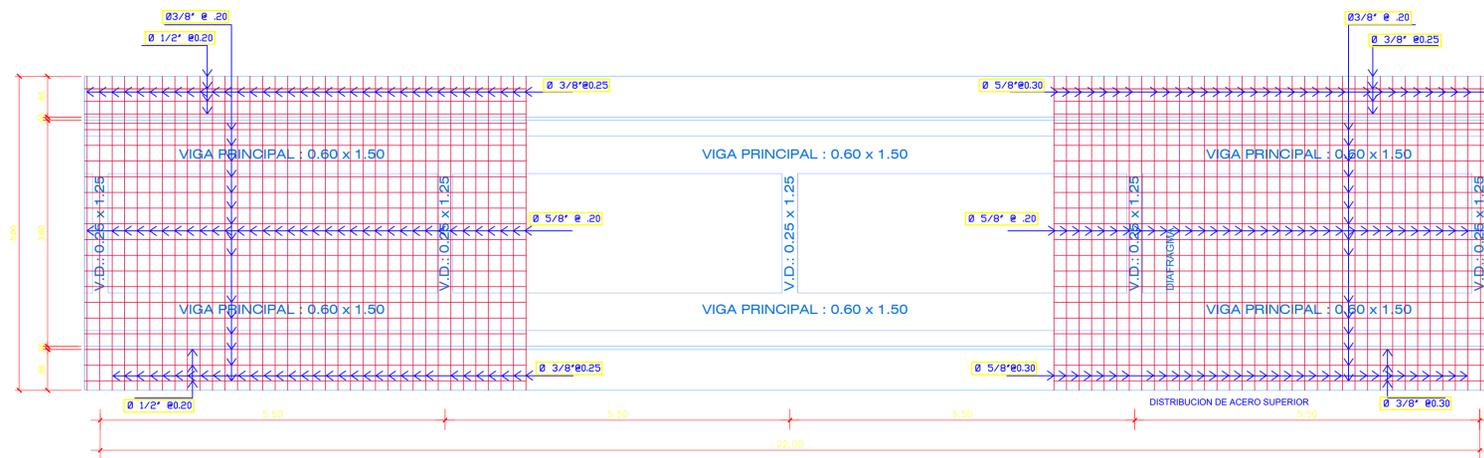
APOYO FIJO



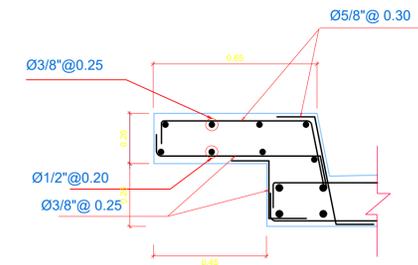
APOYO MOVIL



VIGA PRINCIPAL



ARMADURA EN LOSA



DETALLE DE VEREDA

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES:

a) ACERO:

FY = 4200 Kg/cm²

b) CONCRETO:

Solado y falsa zapata : Fc=140 Kg/cm²
Zapatas : Fc = 280 Kg/cm²
Estribos y Aleros : Fc = 280 Kg/cm²
Vigas y Diafragmas : Fc = 280 Kg/cm²
Losas : Fc= 280 Kg/cm².

c) RECUBRIMIENTOS:

CIMENTOS:

Superior : r=7,5 cm

Inferior : r=7,5 cm

PANTALLA:

Lateral : r=7,5 cm (exp. al terreno)

Inferior y Otros : r=3 cm.

LOSA:

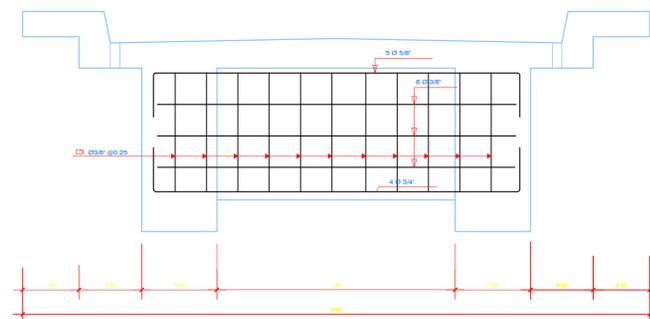
Superior : r=3 cm

Inferior : r=3 cm

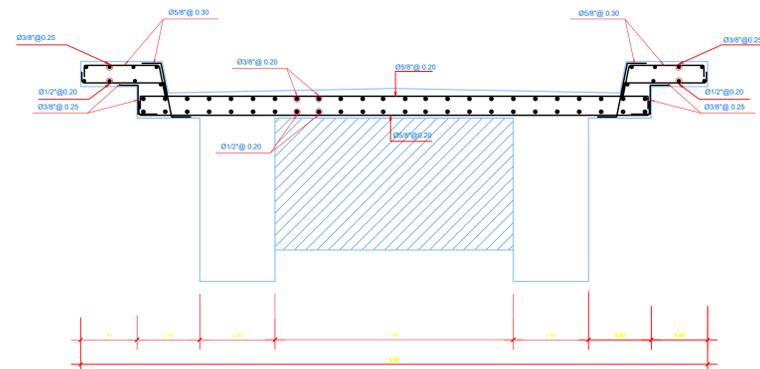
VIGAS Y DIAFRAGMAS:

Lateral : r=4 cm

Inferior : r=5 cm.



VIGA DIAFRAGMA



ARMADURA EN LOSA



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO:

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE
DE LA CARRETERA LA JALCA-NUOVA ESPERANZA KM 41.00 AL KM
53.00, DISTRITO DE LA JALCA , PROVINCIA DE CHACHAPOYAS"

ASESOR:

ING. RICARDO ANDRES
NARVAEZ ARANDA

TESISTAS:

BR. CAMPOS MUÑOZ BRYAN
BR. YNGA YOPAN ROBERTH A.

PLANO:

DETALLE DE VIGA
PRINCIPALES Y
DIAFRAGMAS

ESCALA:

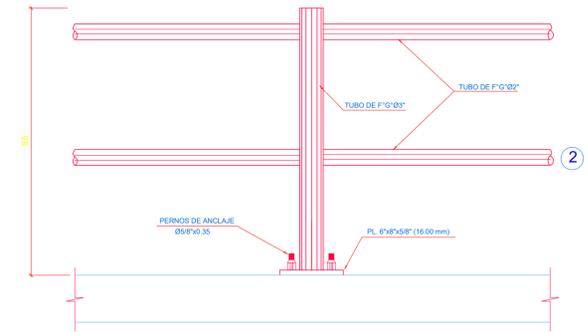
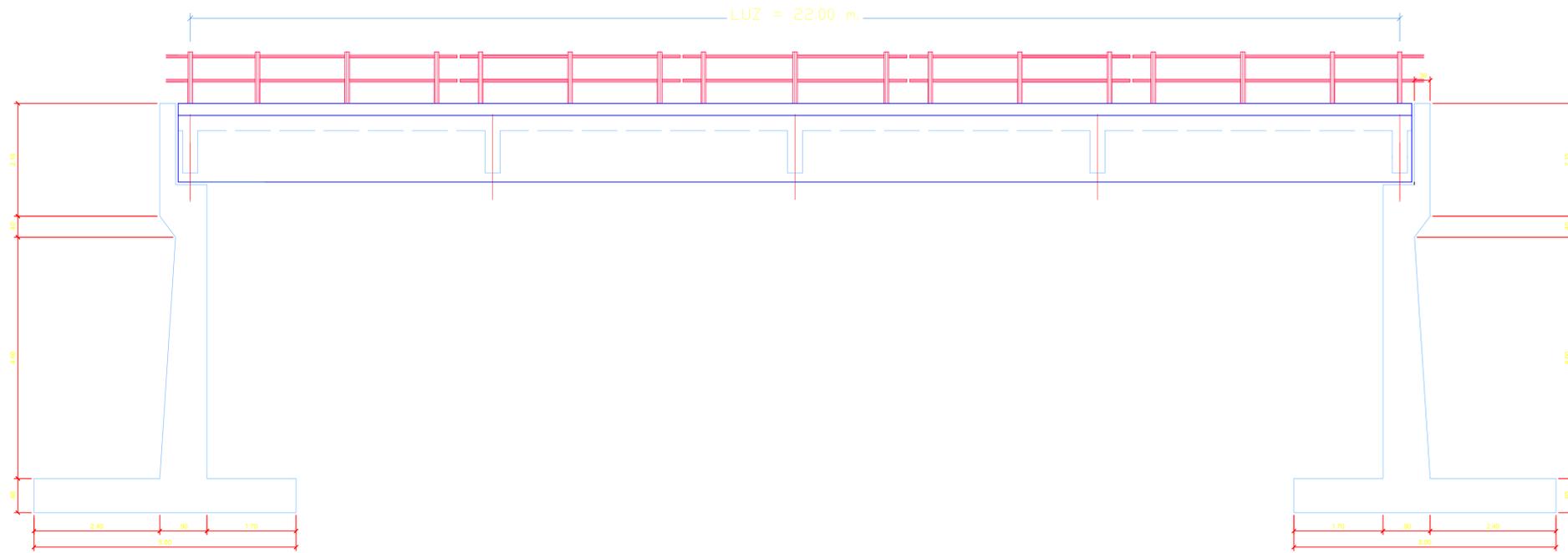
1/100

FECHA:

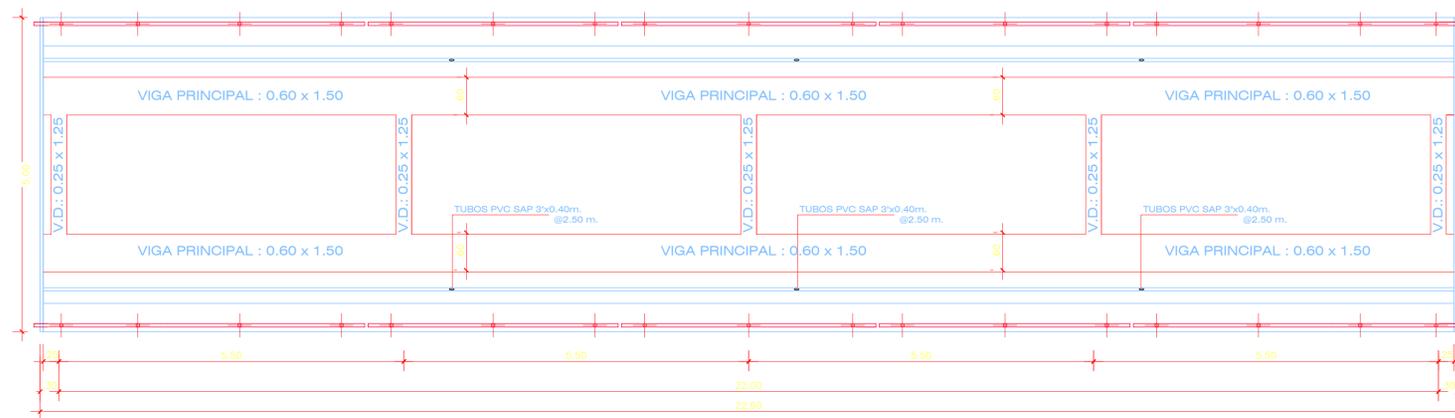
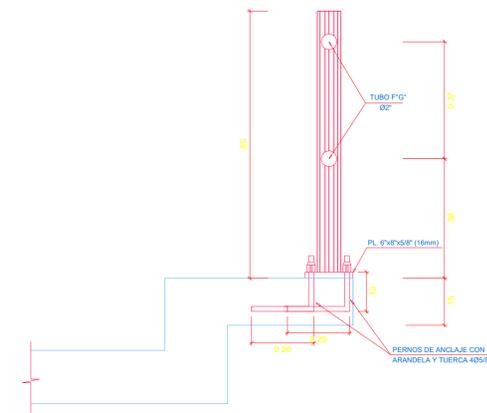
12/11/16

LAMINA:

PT-06

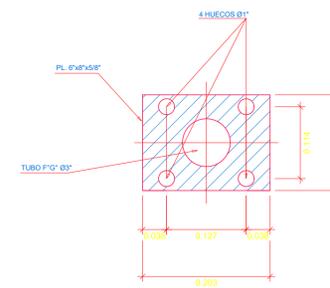


DETALLE DE BARANDAS 1 Y 2



EJE VIGAS PRINCIPALES Y DIAFRAGMAS

ESC 1:50



PLANTA DE BARANDAS

ESPECIFICACIONES TECNICAS

LAS BARANDAS METALICAS SERAN CONFECCIONADAS DE F'c STANDARD ISO 1.
LAS JUNTAS DE DILATACION HECHAS CON ANGULOS Y PLANCHAS METALICAS ESTAN FIJADAS EN EL CONCRETO MEDIANTE ANCLAJES SOLDADOS DE F'c.
SOLDADURA AWS E 6010 E 3/16"
PIEZAS DE NEOPRENO Gdo. 70 SHORE/SEGUN INDICACION
PINTURA EPDIXICA, AZARDON ALQUIDICO O SIMILAR (2 MANDOS)
PINTURA ANCORROSIVA (2 MANDOS) EN BARANDAS Y JUNTAS DE DILATACION
LA CALIDAD DE LOS MATERIALES SERAN FERICADOS POR EL SUPERVISOR DE OBRAS.



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO

FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO:

**"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE
DE LA CARRETERA LA JALCA-NUOVA ESPERANZA KM 41.00 AL KM
53.00, DISTRITO DE LA JALCA , PROVINCIA DE CHACHAPOYAS"**

ASESOR:

ING. RICARDO ANDRES
NARVAEZ ARANDA

TESISTAS:

BR. CAMPOS MUÑOZ BRYAN
BR. YNGA YOPAN ROBERTH A.

PLANO:

PLANTA QUIRAMACHAY

ESCALA:

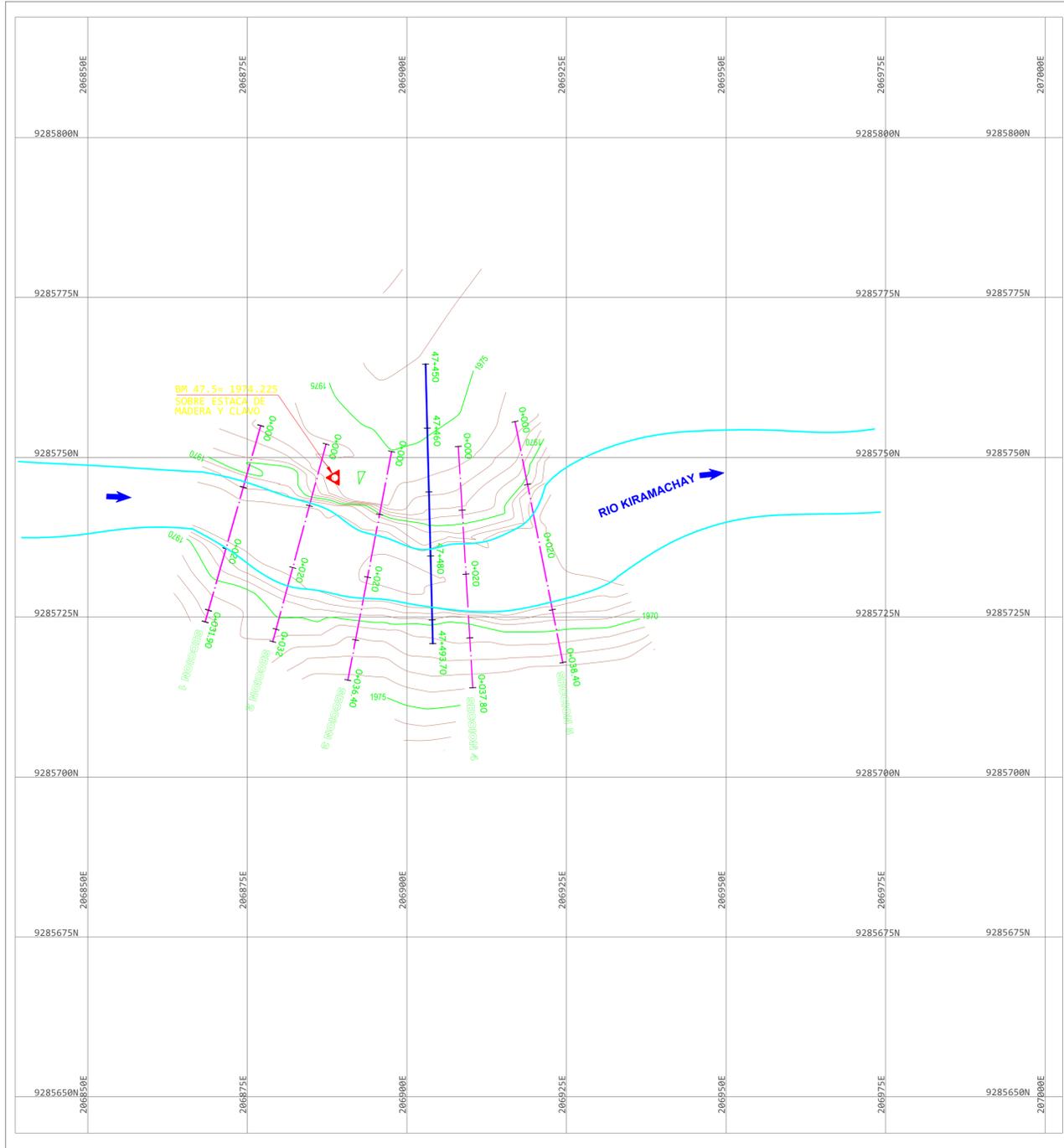
1/250

FECHA:

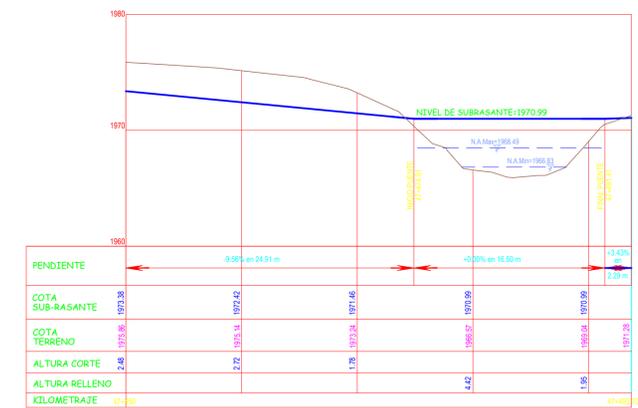
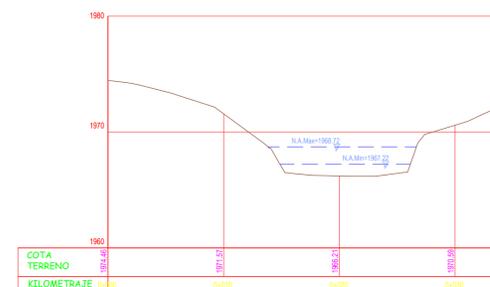
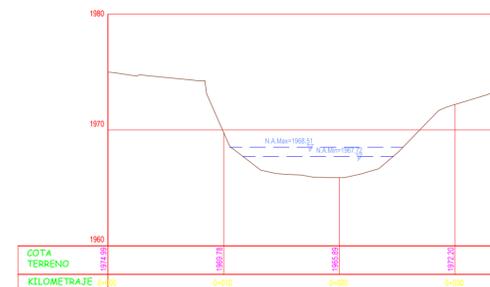
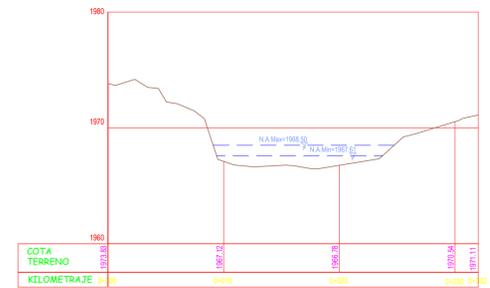
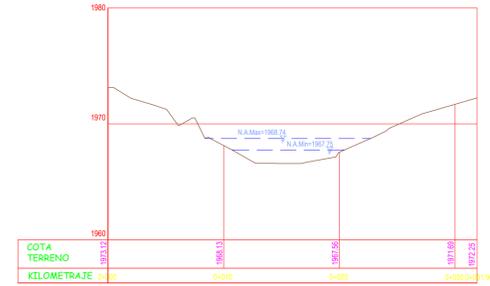
12/11/16

LAMINA:

PQ-01



PERFIL LONGITUDINAL PUENTE RIO QUIRAMACHAY
ESCALA: 1/250





UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO:

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE
DE LA CARRETERA LA JALCA-NUOVA ESPERANZA KM 41.00 AL KM
53.00, DISTRITO DE LA JALCA , PROVINCIA DE CHACHAPOYAS"

ASESOR:

ING. RICARDO ANDRES
NARVAEZ ARANDA

TESISTAS:

BR. CAMPOS MUÑOZ BRYAN
BR. YNGA YOPAN ROBERTH A.

PLANO:

PERFIL DE PUENTE

ESCALA:

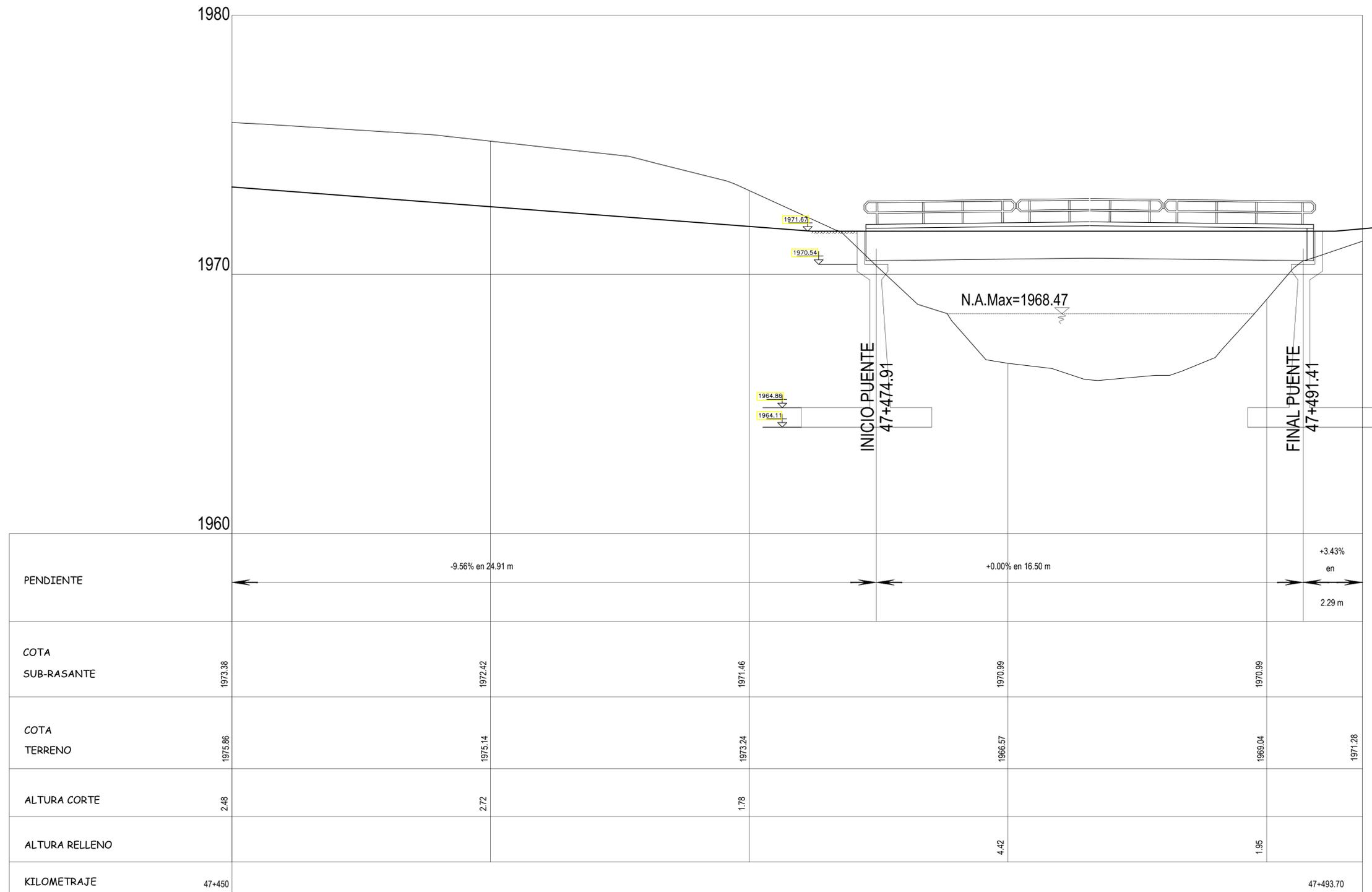
1/150

FECHA:

12/11/16

LAMINA:

PQ-02





UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO

FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO:

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE
DE LA CARRETERA LA JALCA-NUOVA ESPERANZA KM 41.00 AL KM
53.00, DISTRITO DE LA JALCA , PROVINCIA DE CHACHAPOYAS"

ASESOR:

ING. RICARDO ANDRES
NARVAEZ ARANDA

TESISTAS:

BR. CAMPOS MUÑOZ BRYAN
BR. YNGA YOPAN ROBERTH A.

PLANO:

ESTRIBO

ESCALA:

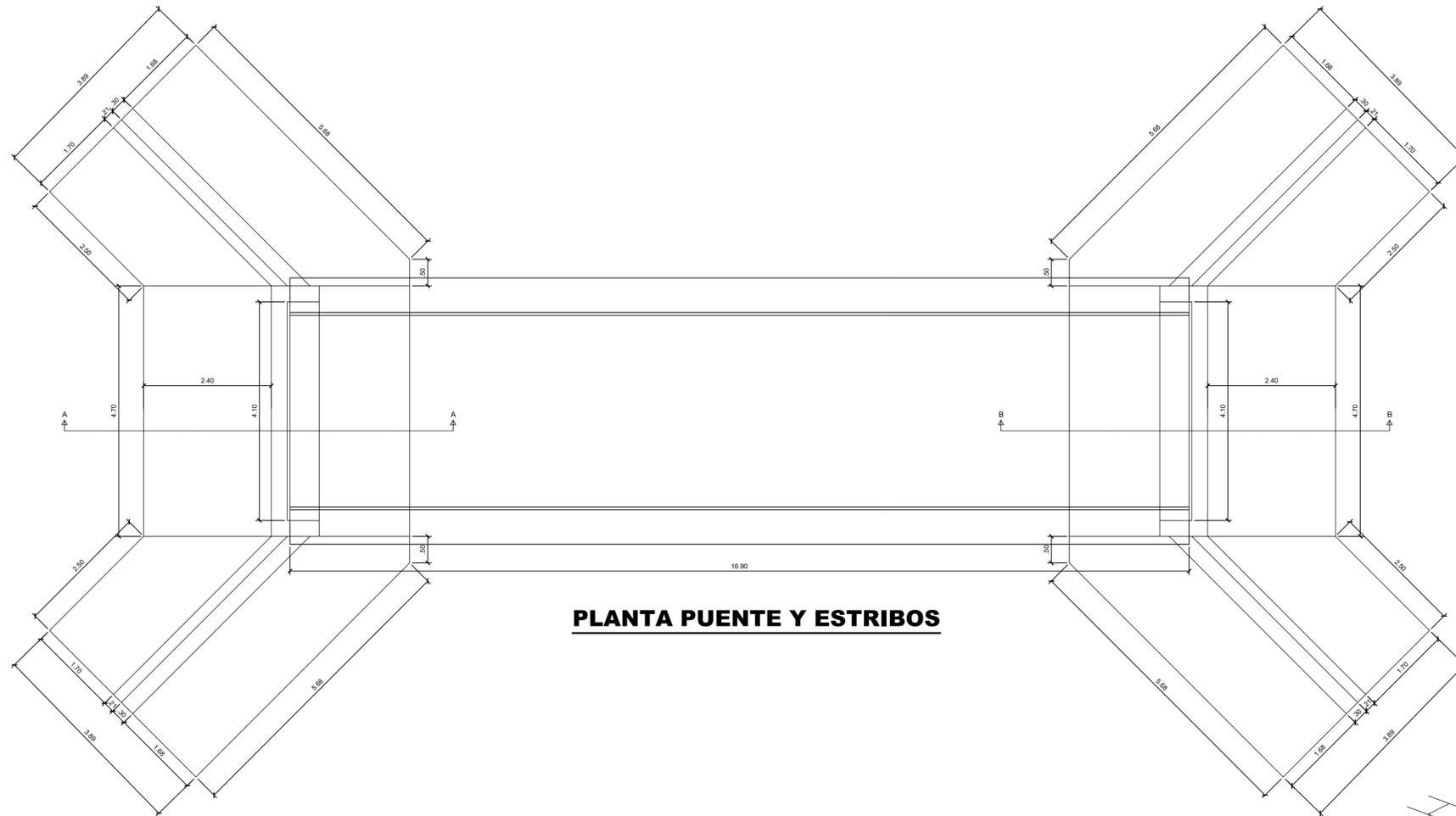
1/100

FECHA:

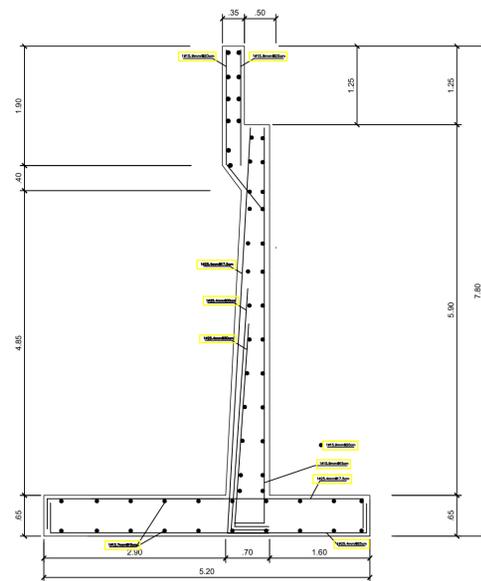
12/11/16

LAMINA:

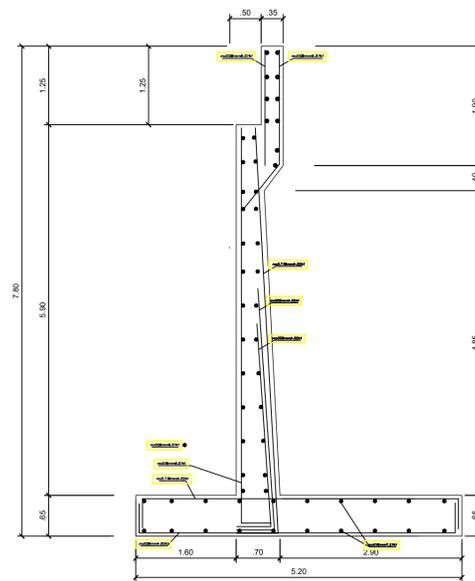
PQ-03



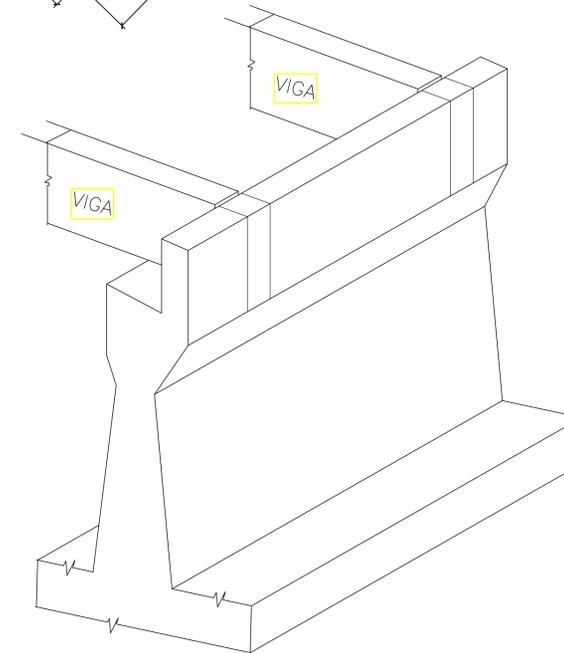
PLANTA PUENTE Y ESTRIBOS



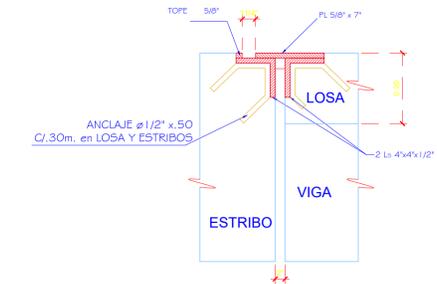
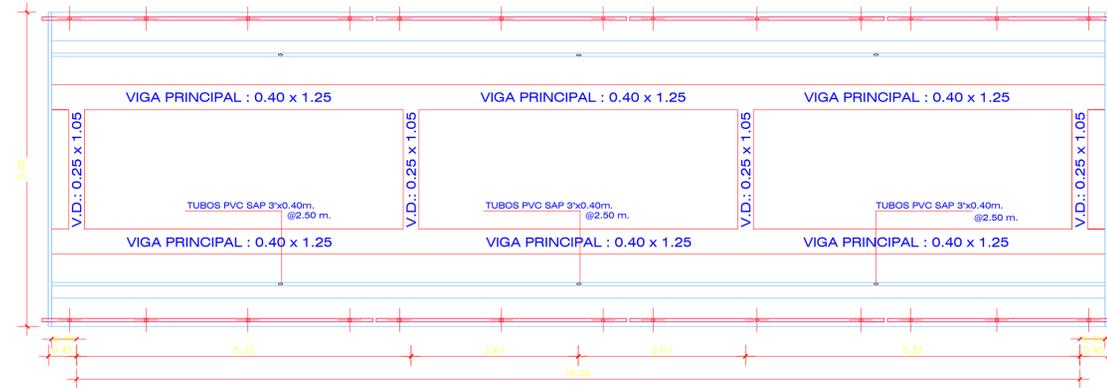
CORTE A-A



CORTE B-B

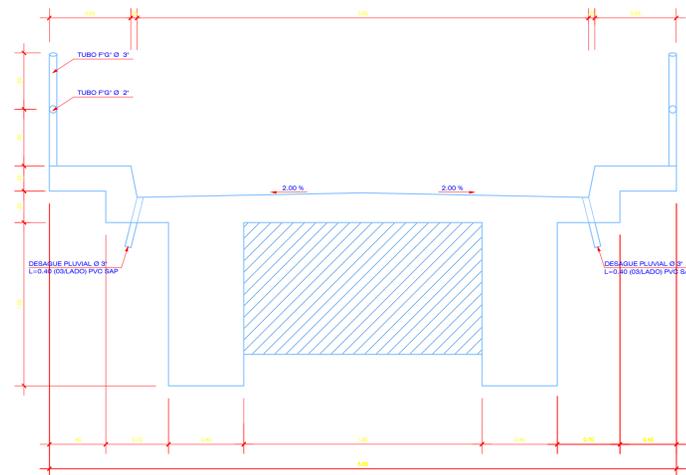


ISOMETRICO

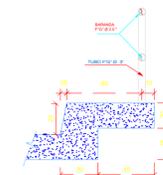


DETALLE DE JUNTA

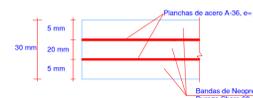
EJE VIGAS PRINCIPALES Y DIAFRAGMAS



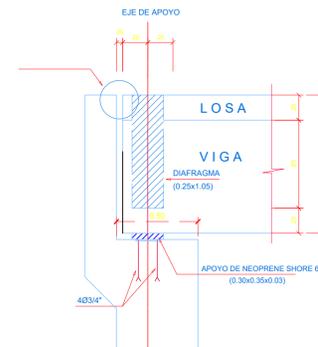
VIGA DIAFRAGMA
SECCION TRANSVERSAL



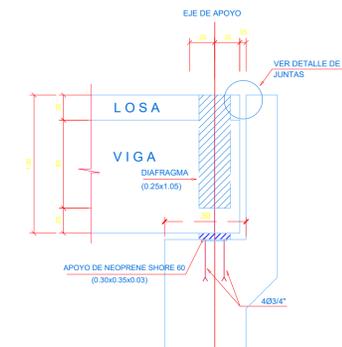
DETALLE DE VEREDA



APOYO DE NEOPRENO



APOYO FIJO



APOYO MOVIL

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO	: $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
ACERO	: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
RECUBRIMIENTO	: vigas : 4 cm Losa : 3 cm
NEOPRENO	: 30 cm x 35 cm x 4.0 cm. dureza shore 70
BARANDAS	: Refuerzo Longitudinal Tubo Fº Ø 3", e = 3 mm Refuerzo Transversal Tubo Fº Ø 2", e = 3 mm
ACERO PLANCHA, PLATINA Y ÁNGULOS - ASTM A-36	
SOLDADURA ESTRUCTURAL ELECTRODO E.70	
PERNOS G-50 Ø 5/8" ASTM 307	



UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO:

"DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE
DE LA CARRETERA LA JALCA-NUOVA ESPERANZA KM 41.00 AL KM
53.00, DISTRITO DE LA JALCA , PROVINCIA DE CHACHAPOYAS"

ASESOR:

ING. RICARDO ANDRES
NARVAEZ ARANDA

TESISTAS:

BR. CAMPOS MUÑOZ BRYAN
BR. YNGA YOPAN ROBERTH A.

PLANO:

DETALLE DE VIGA
PRINCIPAL

ESCALA:

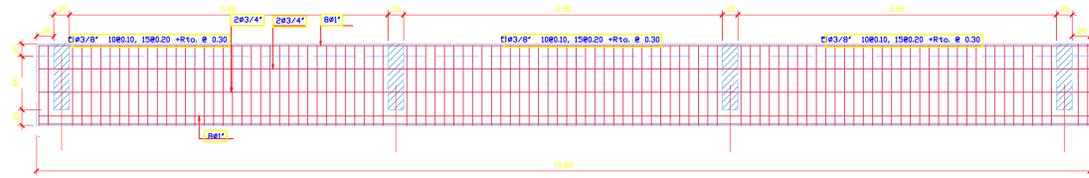
1/100

FECHA:

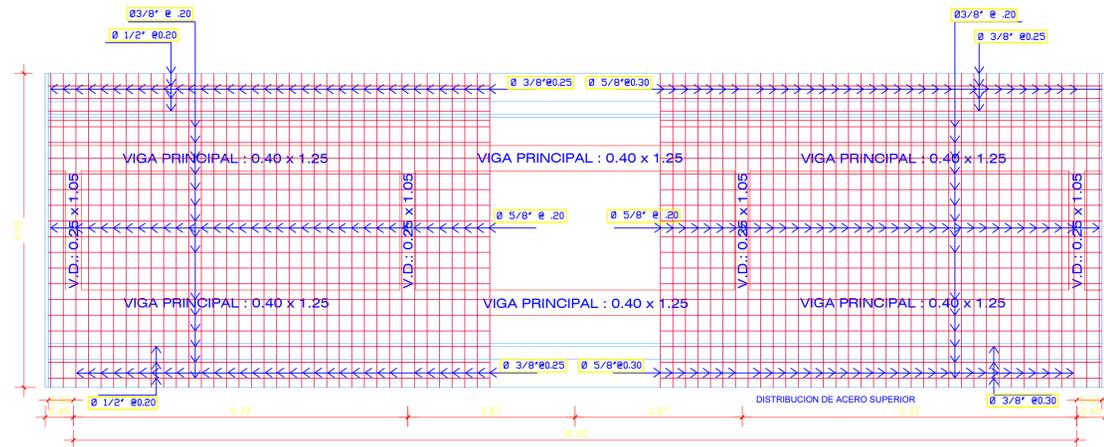
12/11/16

LAMINA:

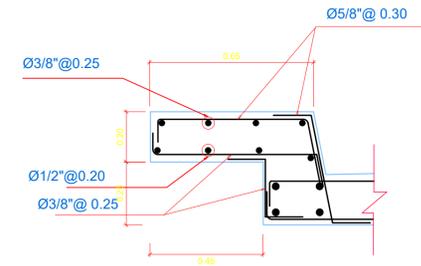
PQ-05



VIGA PRINCIPAL



ARMADURA EN LOSA



DETALLE DE VEREDA

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES:

a) ACERO:

F_y = 4200 Kg/cm²

b) CONCRETO:

Solado y falsa zapata : F_c = 140 Kg/cm²
Zapatas : F_c = 280 Kg/cm²
Estribos y Aleros : F_c = 280 Kg/cm²
Vigas y Diafragmas : F_c = 280 Kg/cm²
Losas : F_c = 280 Kg/cm²

c) RECUBRIMIENTOS:

CIMENTOS:

Superior : r = 7.5 cm

Inferior : r = 7.5 cm

PANTALLA:

Lateral : r = 7.5 cm (exp. al terreno)

Inferior y Otros : r = 3 cm.

LOSA:

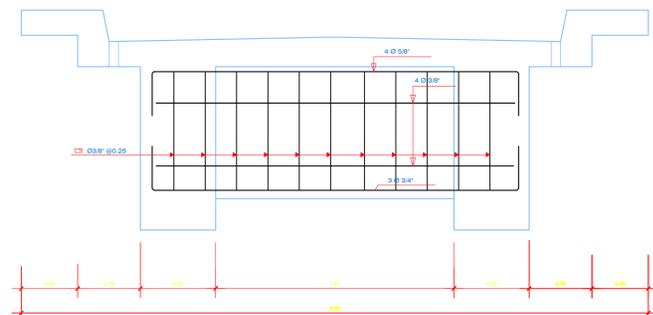
Superior : r = 3 cm

Inferior : r = 3 cm.

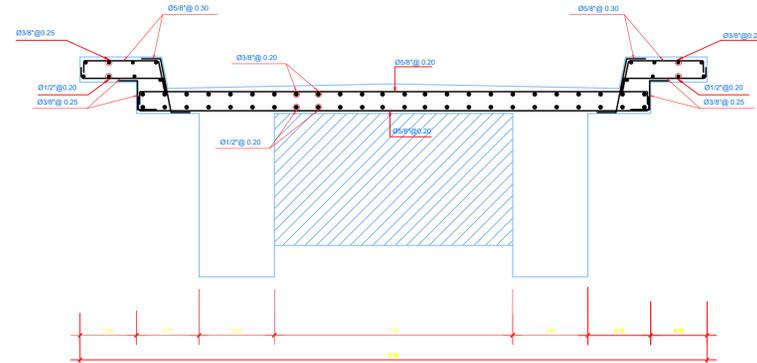
VIGAS Y DIAFRAGMAS:

Lateral : r = 4 cm

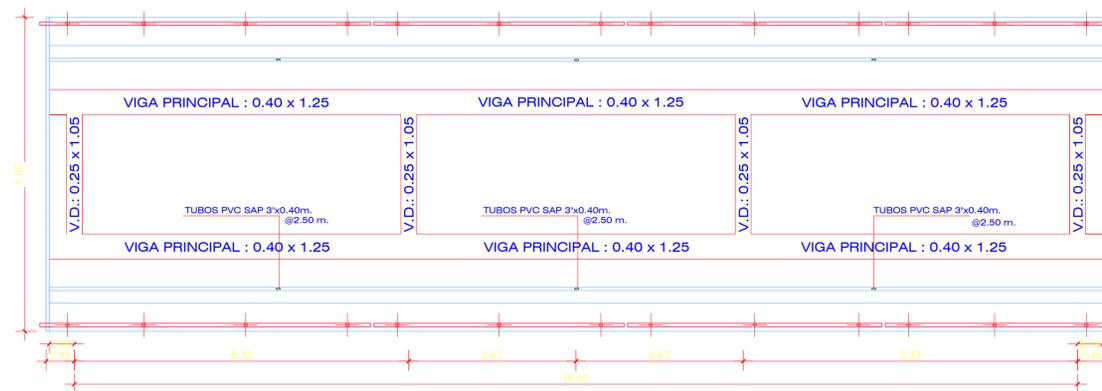
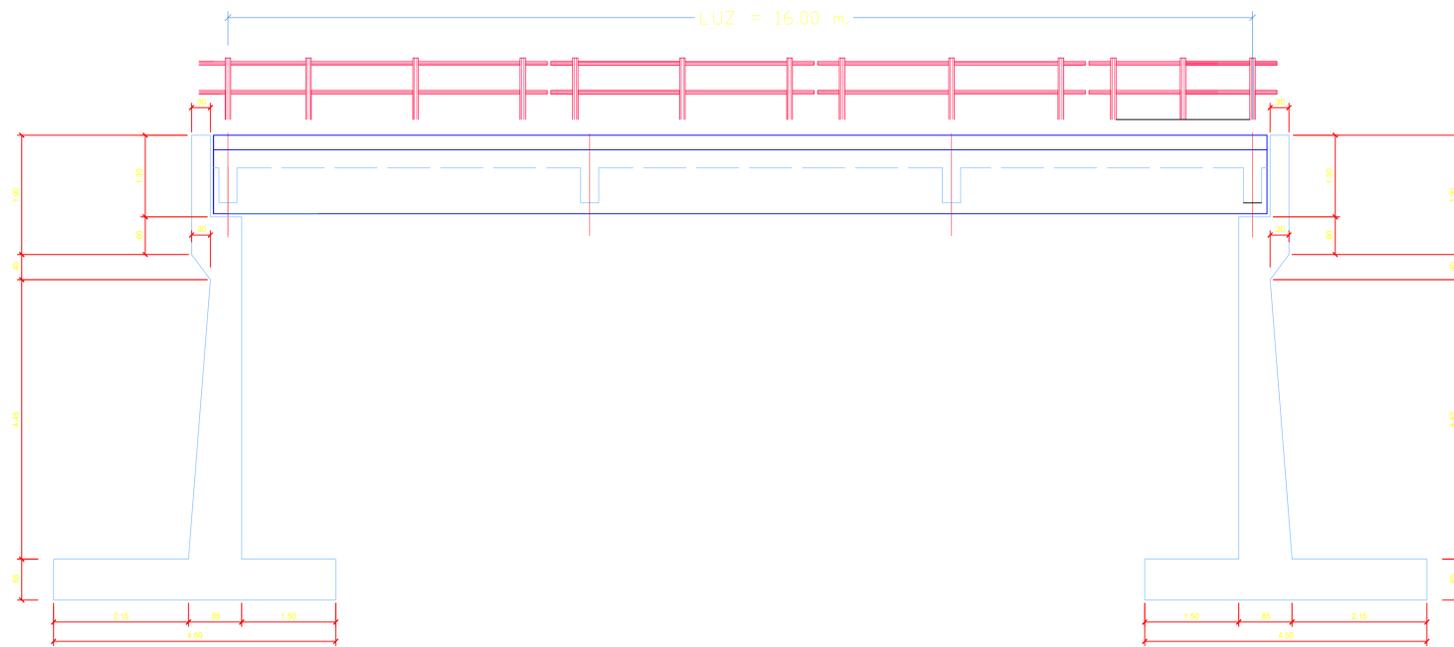
Inferior : r = 5 cm.



VIGA DIAFRAGMA

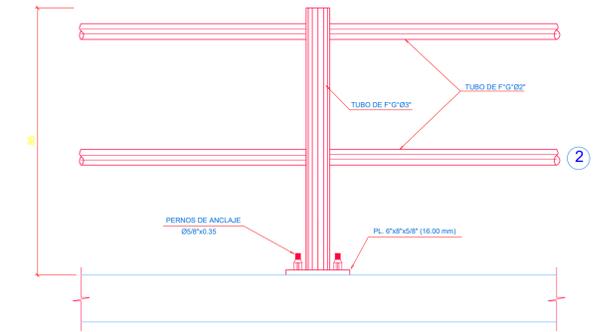


ARMADURA EN LOSA

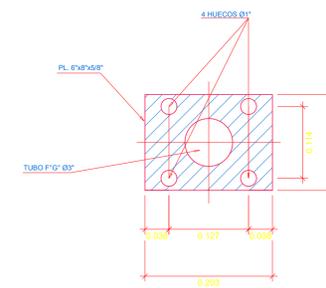
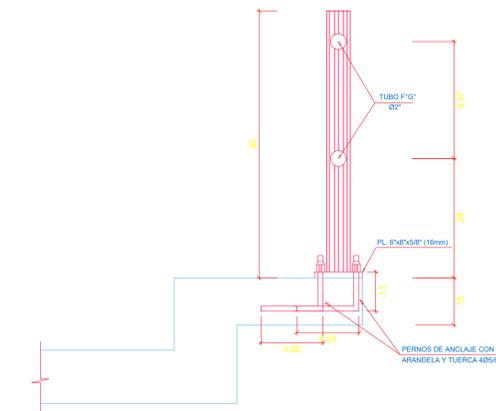


EJE VIGAS PRINCIPALES Y DIAFRAGMAS

ESC 1:50



DETALLE DE BARANDAS 1 Y 2



PLANTA DE BARANDAS

ESPECIFICACIONES TECNICAS

LAS BARANDAS METALICAS SERAN CONFECCIONADAS DE F16 STANDARD ISO 1.

LAS JUNTAS DE DILATACION HECHAS CON ANGULOS Y PLANCHAS METALICAS ESTAN FIJADAS EN EL CONCRETO MEDIANTE ANCLAJES SOLDADOS DE F16.

SOLDADURA AWS E 6010 E 3/16"

PIEZAS DE NEOPRENO Gdo. 70 SHORE/SEGUN INDICACION

PINTURA EPOXICA, AZARON ALQUIDICO O SIMILAR (2 MANDOS) PINTURA ANCORROSIVA (2 MANDOS) EN BARANDAS Y JUNTAS DE DILATACION

LA CALIDAD DE LOS MATERIALES SERAN FERICADOS POR EL SUPERVISOR DE OBRAS.