

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE NICARAGUA  
RECINTO UNIVERSITARIO RUBEN DARIO  
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIAS  
UNAN - MANAGUA



TITULO

DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA COMUNICACIÓN VIAL DE LA ZONA  
9 (BELLO AMANECER) Y ZONA 10 (VISTA HERMOSA) EN EL MUNICIPIO DE  
CIUDAD SANDINO.

SEMINARIO DE GRADUACION  
TESINA PARA OPTAR AL TITULO DE INGENIERO CIVIL

TRABAJO ELABORADO POR

- |                                       |            |
|---------------------------------------|------------|
| 1. BR. YADER ANTONIO AVENDAÑO BARRIOS | 04-62237-7 |
| 2. BR. OSMAN MAURICIO ROMERO BORGE    | 04-62210-8 |
| 3. BR. LENIN ANTONIO REYES LIRA       | 02-32440-3 |

TUTOR

BC-INV-2014

ING. FRANCISCO ERNESTO CUADRA CHEVEZ

VIERNES, 13 DE MARZO DE 2009



SM  
ING  
378-242  
Ave  
2009

Don. x...  
Servicio post-orden

## AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios creador del universo, el cual me ha dado el don de la existencia y de llegar a esta etapa de mi vida y que me ha proveído fortaleza para seguir adelante todos los días.

A mis padres Zita Lira Mairena y Luis Reyes Viera por el apoyo moral e incondicional que me dieron a lo largo de mi enseñanza hasta llegar a ser profesional, siendo para mí, la mejor de la herencia.

Agradezco a mi esposa Gabryela Granera que siempre está presente con mis ideas, de su apoyo que es de suma importancia y el hecho de haber tenido su comprensión y tolerancia todo este tiempo hasta que concluyese la tesis.

A mi hermana María Elena y su esposo Jesús Zamudio el cual me brindaron el apoyo económico y moral que dio a mi alma un aliento de seguir adelante y nunca ver atrás.

A los padres de mi esposa Ligia Mejía y Hugo Granera que de una u otra manera estuvieron involucrado en mi vida y el cual los miro con admiración y respeto.

A mis amigos que son los protagonistas de este diseño; Osman Romero y Yader Avendaño ya sin ellos no fuese posible la elaboración de este documento, ya que también me han hecho crecer en el conocimiento del análisis estructural

A mis amigos Marvin Córdoba y Luis Chávez por haberme dado palabras de motivación y alegría en muchos momento de mi vida y serán parte de mi historia.

A los padres de mi amigo Yader Avendaño; Adela Barrios y Efraín Avendaño por habernos ayudados desde un inicio y aguantado las ricerías y debates que tuvimos en su casa de habitación.

A toda la directiva del área de obra pública de la Alcaldía de Ciudad Sandino por el apoyo y colaboración para la realización del diseño.

Agradecemos a nuestro tutor **Ing. Francisco Cuadra Chévez** por el apoyo incondicional en la elaboración de este documento y al jurado; Ing. Bayardo Altamirano, Ing. Adolfo Cordero, al Ing. Raúl Madrigal,

A los profesores de la facultad de ciencias e ingeniería porque fueron la base de mi enseñanza profesional.

Y a todas aquellas personas que de una u otra forma, colaboraron o participaron en la realización de esta tesina, hago extensivo mi más sincero agradecimiento.

Lenin Antonio Reyes Lira

## AGRADECIMIENTOS

Agradezco a DIOS creador del universo, que me ha dado fortaleza para seguir adelante todos los días y me ha permitido coronar mis estudios.

A mis padres, Cesar Silvio Romero Cortez y Zidalla Aurora Berge Ortiz que sin escatimar esfuerzo alguno han sacrificado gran parte de su vida para formarme y educarme con la ilusión de su vida para convertirse en persona de provecho, gracias a su apoyo y consejos he llegado a realizar la más grande de mis metas, la cual constituye la herencia más valiosa que pudiera recibir.

A mis abuelos paternos que siempre estuvieron apoyándome y en especial a mi abuela materna, Ana María Ortiz Jarquin (q.e.p.d.) que estuvo siempre a mi lado durante mi formación como futuro ingeniero y me dio aliento hasta el último momento que compartimos juntos.

## DEDICATORIA

Quiero dedicarle este trabajo A Dios que me ha dado la vida y fortaleza para terminar este proyecto, A mis Padres por estar ahí cuando más los necesité; en especial a mi madre por su ayuda y constante cooperación moral y económica.

A los padres de mi amigo Yader Avendaño, Adela Santos y Eirain Avendaño por haberme ayudado desde su inicio y aguantado las risas y debates que tuve en su casa.

A toda la directiva del área de obras públicas de la Alcaldía de Ciudad Sandino, por el apoyo y al Ing. Wilfrido Guido por orientarme en la realización del diseño del puente.

A los profesores de la facultad de ciencia e ingeniería porque fueron la base de mi enseñanza profesional.

Agradecemos a nuestro Tutor Ing. Francisco Ernesto Cuadra Chávez por el apoyo incondicional en la elaboración de este documento.

Y a todas aquellas personas que de una u otra forma colaboraron o participaron en la realización de este trabajo.

Br. Cristian Mauricio Romero Borge

## ***AGRADECIMIENTOS***

Agradezco a DIOS creador del universo, que me ha dado fortaleza para seguir adelante todos los días y me ha permitido coronar mis estudios.

A mis padres, **Cesar Silvio Romero Cortez** y **Zidalía Aurora Borge Ortiz** que sin escatimar esfuerzo alguno han sacrificado gran parte de su vida para formarme y educarme con la ilusión de su vida para convertirme en persona de provecho, gracias a su apoyo y consejos he llegado a realizar la más grande de mis metas, la cual constituye la herencia más valiosa que pudiera recibir.

A mis abuelos paternos que siempre estuvieron apoyándome y en especial a mi abuela materna, **Ana María Ortiz Jarquín** (q.e.p.d.) que estuvo siempre a mi lado durante mi formación como futuro profesional y me dio aliento hasta el último momento que compartimos juntos.

A mi hermano, Manuel Alejandro Romero Borge, a todas mis tías, a mis primos Erick Téllez y Randall Téllez.

A mis amigos Yader Avendaño, Lenin Reyes Lira, Daniel Rojas y Uriel Arsenio Hernández por haber sido mis amigos durante toda la carrera.

A los padres de mi amigo Yader Avendaño, Adela Barrios y Efraín Avendaño por habernos ayudado desde un inicio y aguantado las rierías y debates que tuvimos en su casa.

A toda la directiva del área de obras públicas de la Alcaldía de Ciudad Sandino, por el apoyo y al Ing. William Guido por orientarnos en la realización del diseño del puente.

A los profesores de la facultad de ciencia e ingeniería porque fueron la base de mi enseñanza profesional.

Agradecemos a nuestro Tutor **Ing. Francisco Ernesto Cuadra Chévez** por el apoyo incondicional en la elaboración de este documento.

Y a todas aquellas personas que de una u otra forma, colaboraron o participaron en la realización de este trabajo.

Br. Osman Mauricio Romero Borge.

# DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN CIUDAD SANDINO

---

## AGRADECIMIENTOS

Agradecimiento a Dios creador del universo, el cual me ha dado el don de la existencia y de llegar a esta etapa de mi vida y que me ha proveído fortaleza para seguir adelante todos los días.

A mis padres Adela Barrios y Efraín Avendaño por el apoyo moral e incondicional que me dieron a lo largo de mi enseñanza hasta llegar a ser un profesional, siendo para mí la mejor de las herencias.

A mi abuela María Lucrecia por sus consejos y ayuda, y a mis tíos el cual me brindaron apoyo económico y moral.

## DEDICATORIA

A mis hermanos Milton Avendaño y Edgar Avendaño que de una u otra manera estuvieron involucrados en mi vida y el cual los miro con admiración y respeto.

Quiero dedicarle este trabajo A Dios que me ha dado la vida, A mis Padres por estar ahí cuando más los necesité; en especial a mi madre por su ayuda y constante cooperación moral y económica.

A mis amigos Osman Romero, Israel Rojas y Unai Arsenio Hernández por haber sido mis amigos durante toda la carrera.

A mis amigos Oscar Israel, Gary, Wilmer, Guillermo y Ulises.

A toda la directiva del área de obras públicas de la Alcaldía de Ciudad Sandino, por el apoyo y al Ing. William Guido por orientarme en la realización del diseño del puente.

A los profesores de la facultad de ciencia e ingeniería porque fueron la base de mi enseñanza profesional.

Al Ing. Bayardo Allamirano, Ing. Francisco Cuadra Chávez, Ing. Adolfo Corriero Y al Ing. Raúl Indigal

Y a todas aquellas personas que de una u otra forma colaboraron o participaron en la realización de esta tarea, hago extensivo mi más sincero agradecimiento.

Br Yader Antonio Avendaño Barrios

## AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios creador del universo, el cual me ha dado el don de la existencia y de llegar a esta etapa de mi vida y que me ha proveído fortaleza para seguir adelante todos los días.

A mis padres Adela Barrios y Efraín Avendaño por el apoyo moral e incondicional que me dieron a lo largo de mi enseñanza hasta llegar a ser un profesional, siendo para mí, la mejor de las herencias.

A mi Abuela María Lucrecia por sus consejos y ayuda, y a mis tíos el cual me brindaron apoyo económico y moral.

A mis hermanos Milton Avendaño y Edgard Avendaño que de una u otra manera estuvieron involucrados en mi vida y el cual los miro con admiración y respeto.

A mis tías Guadalupe Barrios y Sugey Barrios por haberme apoyado siempre.

A mis amigos Osman Romero Borge, Lenin Reyes Lira, Daniel Rojas y Uriel Arsenio Hernández por haber sido mis amigos durante toda la carrera.

A mis amigos Oscar Israel, Gary, Wilmer, Guillermo y Ulises.

A toda la directiva del área de obras públicas de la Alcaldía de Ciudad Sandino, por el apoyo y al Ing. William Guido por orientarnos en la realización del diseño del puente.

A los profesores de la facultad de ciencia e ingeniería porque fueron la base de mi enseñanza profesional.

Al Ing. Bayardo Altamirano, Ing. Francisco Cuadra Chévez, Ing. Adolfo Cordero Y al Ing. Raúl Madrigal

Y a todas aquellas personas que de una u otra forma, colaboraron o participaron en la realización de esta tesina, hago extensivo mi más sincero agradecimiento.

Br Yader Antonio Avendaño Barrios

## INDICE

### DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE CIUDAD SANDINO

#### CAPITULO I

1. Introducción .....	8
2. Objetivo general .....	9
2.1. Objetivos específicos .....	9
3. Justificación .....	10
4. Antecedentes .....	11
5. Generalidades .....	12

#### DEDICATORIA

Quiero dedicarle este trabajo A Dios que me ha dado la vida, A mis Padres por estar ahí cuando más los necesité; en especial a mi madre y abuela por su ayuda y constante cooperación moral y económica.

5.1. Cargas estáticas y dinámicas .....	17
5.2. Identificación del proyecto .....	17
5.3. Aspecto ambiental .....	18
5.4. Oferta y demanda de la situación actual .....	18
5.5. Diagnostico de la situación actual .....	18
5.6. Beneficios del proyecto .....	19
5.7. Alternativas de solución al problema .....	20

#### CAPITULO II MARCO TEORICO

Introducción .....	22
1. Estado Topográfico .....	22
1.1. Topografía .....	22
1.2. Curvas de nivel .....	22
1.3. Estación total .....	22
2. Estudio hidrológico e hidráulico .....	23
2.1. Hidrología .....	23
2.2. Hidráulica .....	23
2.3. Método racional .....	23
3. SOCAVACION .....	29
3.1. SOCAVACION GENERAL .....	29
3.2. SOCAVACION POR CONSTRICCION DE LA CORRIENTE .....	29

**INDICE****DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR DE CIUDAD SANDINO****CAPITULO I**

<b>1. Introducción</b> .....	8
2. Objetivo general.....	9
2.1. Objetivos específicos .....	9
3. Justificación .....	10
4. Antecedentes.....	11
5. Generalidades .....	12
5.1. Cargas estáticas y dinámicas que actúan sobre un puente .....	17
5.2. Identificación del proyecto.....	17
5.3. Ubicación del proyecto .....	17
5.4. Características socio-económicas.....	18
5.5. Servicios básicos existentes .....	18
5.6. Aspecto característico del municipio .....	18
5.7. Oferta y demanda de la situación actual .....	18
5.8. Diagnostico de la situación actual .....	19
5.9. Beneficios del proyecto. ....	19
5.10. Alternativas de solución al problema. ....	20

**CAPITULO II MARCO TEORICO**

Introducción.....	22
1. Estudio Topográfico.....	22
1.1. Topografía.....	22
1.2. Curvas de nivel .....	22
1.3. Estación total.....	22
2. Estudio hidrológico e hidráulico .....	23
2.1. Hidrología.....	23
2.2. Hidráulica .....	23
2.3. Método racional.....	23
2.5. SOCAVACIÓN .....	29
2.5.1. SOCAVACION GENERAL .....	29
2.5.2. SOCAVACION POR CONSTRICCION DE LA CORRIENTE .....	29

2.5.3.	SOCAVACION EN CURVAS DEL CAUCE .....	29
2.5.4.	SOCAVACION AL PIE DE DE ESTRIBOS .....	30
3.	Estudio geotécnico. ....	30
3.5.	Ensayos para Suelos .....	30
3.6.	Ensayos de Suelos Realizados In Situ.....	31
4.	Estudio de Tránsito.....	31
5.	Diseño estructural.....	32
5.1.1.	Cargas permanentes .....	32
5.1.2.	Sobrecargas vivas .....	33
5.2.	Filosofía del diseño. ....	33
5.3.	Estados limites .....	35
5.4.	Factores de distribución. ....	36
	Un carril de diseño cargado .....	36
	Dos o más carriles de diseño cargados .....	37
	Para un carril de diseño .....	37
	Para dos carriles de diseño.....	37
5.5.	Diseño de muros de contención.....	38
5.5.1.	Diseño por Vuelco .....	38
5.5.2.	Diseño por deslizamiento .....	38
5.5.3.	Determinación de las presiones de contacto en el cimiento de un muro de contención .....	39
5.6.	Teoría de Coulomb.....	40
5.7.	Análisis de Mononobe y Okabe .....	41

### **CAPITULO III ESTUDIO TOPOGRAFICO**

1.	Introducción .....	50
2.	Finalidad de la topografía del sitio.....	50
3.	Trabajo de campo .....	51
4.	Trabajo de gabinete.....	51
4.7.	Secciones transversales del cauce .....	53
5.	Perfiles transversales .....	54
5.1.	Perfiles aguas arriba .....	54
5.2.	Perfiles aguas abajo.....	59

**CAPITULO IV ESTUDIO HIDROLOGICO**

1. Introducción .....	65
1.1. Estudio Hidrológico .....	65
1.2. Representación gráfica de las ecuaciones.....	74
1.3. Introducción para cálculo hidrológico .....	75
1.3.1. Determinación del caudal de diseño.....	75
1.3.2. Calculo de la pendiente .....	76
1.3.3. Factor de forma de la cuenca .....	76
1.3.4. Tiempo de concentración .....	76
1.3.5. Coeficiente de escorrentillas.....	76
1.3.6. Intensidades de lluvia calculadas en las curvas .....	76
1.3.7. Caudales de diseño .....	77

**CAPITULO V DISEÑO HIDRAULICO**

1. Análisis hidráulico .....	79
1.1. Cálculos Hidráulicos.....	80
2. Socavación del puente .....	85
3. Diseño hidráulico del drenaje pluvial de las calles de acceso .....	86
3.1. Determinación del caudal .....	86
3.2. Dimensionamiento de la obra de drenaje .....	87
4. Diseño hidráulico del drenaje pluvial de la calzada del puente.....	88
4.1. Determinación del caudal .....	89

**CAPITULO VI ESTUDIO DE SUELO**

1. Introducción .....	91
Estudio de suelo .....	91
1.1. Sondeos mecanizados .....	91
1.3. Ensayos de Laboratorio .....	93
1.4. Nivel Freático .....	93
1.5. Estratigrafía y características físico – Mecánicas del subsuelo.....	93
1.6. Sondeos Mecanizado.....	93
1.6.1. Sondeos SP-1 .....	93
1.6.2. Sondeo SP-2 .....	94
1.7. Alternativa de cimiento .....	95
1.8. Recomendaciones para la cimentación .....	96
1.9. Preparación del sitio.....	96

2. Erosión y Socavación .....	102
2.1. Relleno de Estribos de Acceso .....	103
3. Estabilidad de las Excavaciones y Seguridad .....	104
4. Drenaje .....	106
4.1. Instrumentación.....	106
5. Asesoría Geotécnica y Control de Calidad .....	106

## **CAPITULO VII IMPACTO AMBIENTAL**

1. Impacto ambiental .....	108
1.1. Definición .....	108
1.2. Especificaciones de seguridad ambiental .....	109
1.3. Especificaciones técnicas ambientales generales .....	109
1.4. Disposición de excretas .....	109
1.5. Disposición de materiales y residuo sólidos.....	110
1.6. Residuos líquidos.....	110
1.7. Residuos de tierra sobrante .....	111
1.8. Apertura de zanja.....	111
1.9. Aguas residuales y servidas.....	111
1.10. Talas de arboles y remplazo de estos .....	112

## **CAPITULO VIII ESTUDIO DE TRANSITO**

1. Introducción .....	117
2. Proyección futura de transito .....	119
3. Sección transversal de la vía.....	120
conteo de tráfico para el estudio de red viaL.....	121

## **CAPITULO IX ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL**

1. Diseño de la superestructura .....	124
1.1. Propiedades y esfuerzos permisibles.....	124
1.1.2. Datos complementarios.....	124
2. Diseño de losa entre vigas .....	124
2.1. Diseño estructural de la losa .....	124
3. Diseño de losa en voladizo con el método de los Factores de Carga. ....	128
4. Diseño de vigas .....	130
5. Cálculo de los factores de distribución .....	133
5.1. Para vigas "T" .....	133

7.	Diseño del acero de Presfuerzo para vigas .....	142
7.1.	Cargas de diseño (Datos obtenidos del estudio de las cargas) .....	143
7.2.	Las que actúan directamente sobre la viga.....	143
7.3.	Estimación de la fuerza inicial de presfuerzo .....	143
7.5.	Acortamiento Elástico .....	144
7.6.	Relajación instantánea.....	145
7.7.	Flujo plástico .....	145
7.8.	Contracción.....	145
7.9.	Relajación diferida.....	146
7.11.	Diseño Elástico .....	146
7.12.	Revisión a la ruptura .....	147
8.	Revisión de la viga por deflexiones .....	156

### **ANALISIS Y DISEÑO DE LA SUB-ESTRUTURA**

9.	Diseño de la subestructura .....	158
9.1.	Dimensionamiento de estribo .....	158
10.	Análisis estático .....	163
10.1.1.	Coeficiente activo de empuje de suelo (Estático).....	163
10.1.2.	Empuje total estático del relleno de suelo sobre el estribo .....	163
10.1.3.	Empuje total dinámico del relleno de suelo sobre el estribo .....	164
12.	Análisis de estabilidad del estribo por deslizamiento .....	167
12.3.	Cálculos de la revisión por deslizamiento .....	168
12.4.	Fuerzas motoras.....	168
13.	Fuerzas Estabilizadoras .....	170
13.10.	Calculo de los factores de seguridad contra el deslizamiento .....	172
13.11.	Cálculos de los factores de seguridad para Resistencia 1.....	173
13.12.	Cálculos de los factores de seguridad para Evento Extremo 1.....	173
14.	Momentos motores.....	176
15.	Momentos Estabilizadores .....	177
15.10.	Calculo de los factores de seguridad contra el Volcamiento.....	180
15.11.	Cálculos de los factores de seguridad para Resistencia 1.....	180
15.12.	Cálculos de los factores de seguridad para Evento Extremo 1.....	180
16.	Determinación de las presiones de contacto en el cimiento del estribo .....	182

**ANALISIS ESTRUCTURAL DEL ESTRIBO**

17.	Calculo del cortante y momento en la base de la pantalla .....	184
18.	Calculo del cortante y momento en la base del parapeto.....	186
19.	Calculo del cortante y momento en el talón de la.....	187
20.	Calculo del cortante y momento en la punta de la zapata .....	188
21.	Calculo del acero de la sub-estructura .....	188
22.	Diseño del parapeto .....	192
23.	Diseño estructural del talón de la zapata.....	194
24.	Diseño estructural de la punta de la zapata .....	195
25.	Diseño de ménsula.....	196
26.	Dimensionamiento del Aletones .....	200
26.2.	Calculo del factor de seguridad por deslizamiento .....	201
26.3.	Calculo de las presiones admisibles .....	202
26.9.	Análisis de la punta de la zapata.....	206

**CAPITULO FINAL**

1.	Conclusiones .....	212
2.	Recomendaciones .....	217
3.	Bibliografía.....	219

**ANEXOS**

1.	Anexos.....	221
2.	Plano de localización del proyecto.....	226
3.	Especificaciones técnicas y notas generales.....	227
SET DE PLANOS.....		230

# CAPITULO I.

## 1. Introducción

El diseño de puentes corresponde a una práctica de la ingeniería muy antigua, que surge ante la necesidad de transportar bienes y servicios en lugares donde las depresiones del terreno no lo permiten.

El municipio de Ciudad Sandino consta con una hidrografía formada de algunos cauces y sinuosidades que constituyen obstáculos para la libre circulación de sus habitantes. Reconociendo la problemática del municipio específicamente en la zona # 9 y 10 los autores desarrollan el presente documento con el propósito de proporcionar el diseño de un puente vehicular a la Alcaldía de Ciudad Sandino.

El documento presenta una solución al problema de la localidad y a su vez procura exponer las técnicas y secuencias en el diseño de puentes de concreto, enmarcando la aplicación de las diversas ramas de la ingeniería civil en el diseño de puentes a partir de datos de campo que se ajustan a la realidad del sitio.

En el documento se muestran los trabajos de campo correspondientes para el diseño del puente vehicular como son la Topografía del sitio, Estudio de Suelo y Estudio de tránsito. Además se presenta los trabajos de gabinete correspondientes a Hidrología, Hidráulica, Análisis y Diseño Estructural.

En los anexos del documento se presenta la libreta de campo topográfica, la cuenca de drenaje del cauce, el set de plano y los detalles constructivos más esenciales del proyecto.

La realización de este proyecto ha significado un proceso de investigación y trabajo que ha sido enriquecido por comentarios, sugerencias y recomendaciones de profesores e ingenieros de la materia.

## 1. Objetivo general

- ❖ Proporcionar a la Alcaldía de Ciudad Sandino el diseño de un puente vehicular con sus estudios pertinentes para la comunicación vial de la zona 9 (Bello Amanecer) y zona 10 (Vista Hermosa).

### 2.1. Objetivos específicos

- ❖ Evaluar el área de ubicación de la infraestructura a construir.
- ❖ Realizar los estudios de campo para el diseño del puente vehicular: topografía, hidrología, hidráulica, tránsito, y estudio de suelo.
- ❖ Analizar los estudios de campo para el diseño del puente vehicular: topografía, hidrología, hidráulica, transito, y estudio de suelo.
- ❖ Determinar las condiciones de servicio a las que estará sometido el puente.
- ❖ Diseñar estructuralmente los elementos que formaran la superestructura del puente.
- ❖ Diseñar estructuralmente los elementos que formaran la subestructura del puente.

## 2. Justificación

Actualmente la infraestructura vial de la zona 9 y zona 10 presenta varias deficiencias dentro de las cuales se encuentra la incomunicación parcial de las zonas en mención debido a que se encuentran divididas por un cuace que imposibilita el acceso peatonales, provoca saturación de vehículos en las zonas aledañas, aumenta el tiempo de recorrido de los vehículos ya que el único medio de comunicación entre las dos zonas es un único puente y se encuentre alejado considerablemente de donde se desea emplazar el puente, el nivel de peligrosidad peatonal es muy alto ya que para poder trasladarse de una zona a la otra es necesario atravesar el cuace.

El peligro de ser asaltado tanto caminando como manejando un auto motor siempre se encuentra siempre presente ya que la distancia a recorrer para cruzar el único puente de la zona no tiene alumbrado público.

Con la ejecución de un puente vehicular se pretende ofrecer a la comunidad un paso que brinde seguridad, comodidad y un cruce para todo tiempo. Este ofrecimiento no solo servirá a los pobladores de la zona 9 y la zona 10 si no también a otras comunidades que necesiten del cruce para trasladar sus productos o cualquier transporte que sea necesario además servirá a estudiantes y así disminuirá grandemente el aislamiento que embate a la población por efecto de los fenómenos naturales.

La importancia del puente se debe no solo por la cantidad de población que viven en la comunidad sino también por su vinculación con todo el municipio, con esta obra se reduce del deterioro del Parque vehicular.

### 3. Antecedentes

Desde épocas bastantes antiguas, el ser humano ha intentado crear un símbolo de comunicación por vía terrestre y los demás seres además de tratar de vencer los accidentes topográficos que se le presentaba, de este modo, utilizo troncos de árboles caídos para utilizarlos como puente posteriormente utilizo pedazos de madera unidos con liana y paulatinamente se fue refinando la idea de puente, pasándose por puente de piedra, hormigón hasta llegar a lo más moderno, el preesforzado y colgante.

El primer país donde se construyo un puente fue en Asia menor; posteriormente más o menos con la misma semejanza, los han construido desde el método de vigas simplemente apoyadas, hasta el cantiléver y el arco. Este último se cree que provino de poner dos arcos en cantiléver. También se tiene el puente colgante tomado quizás de la maniobra que hacen los monos para pasar de un árbol a otro, para salvar una corriente, y, finalmente el puente flotante que lleva apoyos constituidos por chalanés.

Puente es aquella estructura que conecta una vía de circulación con otra de tal modo que se pueda vencer un accidente topográfico tal como un abismo, un precipicio, un río o el paso de otra vía de circulación. En la longitud del puente debe mantenerse constante las características y condiciones de la vía de servicio, dichas características son el peralte, el ancho y la profundidad.

En el diseño y construcción de un puente intervienen principalmente los factores topográficos, regionales, geopolíticos, teóricos, económicos, estéticos, materiales, etc.

#### 4. Generalidades

Siempre antes de atacar a fondo y en detalle los problemas propuesto en el tema precedente se dan ciertos datos generales acerca de la importancia que tiene en la actualidad la rama de la ingeniería que se ocupa de la resolución de estos problemas.

Generalmente los puentes se construyen en una vía de comunicación para salvar un claro o una corriente de agua. Tales estructuras pueden ser de madera, piedra, concreto, simple o reforzado, de acero, etc.; y en general son de diversos tipos o clases según ciertas condiciones como las siguientes:

- a) Por su tamaño: pueden ser alcantarillados, puentes propiamente dichos y viaductos.
- b) Por su uso: para caminos, para ferrocarriles, mixto para canales o acueductos y para peatones.
- c) Por su duración: pueden ser provisionales o definitivos. Los primeros sirven a la vez para caminos militares, restablecimiento de comunicación interrumpida, para iniciar una construcción en vías obstaculizadas y en procesos de construcción.
- d) Por su condición de movilidad: se tienen los fijos móviles, desmontables. Los móviles además se clasifican en vías interrumpidas y en proceso de construcción.
- e) Por la forma de cruzar el cauce: es decir normalmente o en diagonal.
- f) Por su alineamiento: puede ser en tangente, en curva y con pendiente.

- g) Por el material usado en su construcción: pueden ser de concreto simple, ciclópeo, armado, acero estructural, madera, mampostería y la combinación de estos materiales.
- h) Por su ancho: en una o varias líneas de vehículos.

### **Ingeniería de puentes.**

Es la ciencia que estudia como proyectar, construir o demoler estos tipos de estructuras. Esta es una de las ciencias más vasta pues comprende conocimientos de topografía, hidráulica, mecánica, estabilidad y organización.

Los puentes han sido construido desde épocas muy remotas; seguramente la naturaleza fue la primera que construyo un puente, ya sea colocado accidentalmente un tronco o roca que salvaron un claro que fueron ocupados por otros más débiles. Después de la naturaleza, los animales y las plantas como agentes que intervienen en la formación de puentes semi-naturales.

Finalmente el hombre que inspirado en estos ejemplos inicio su construcción para salvar corrientes de agua imitando los trozos de madera con bases del mismo material o de mamposterías.

Los puentes se pueden clasificar en diferentes tipos, de acuerdo a diversos conceptos como el tipo de material utilizado en su construcción, el sistema estructural predominante, el sistema constructivo utilizado, el uso del puente, la ubicación de la calzada en la estructura del puente, etc.

Según el material empleado en la construcción del puente pueden ser de:

- mampostería
- madera
- hormigón armado

- hormigón pretensado
- acero
- hierro forjado
- compuestos

La estructura de un puente no está constituida de un único material, por lo cual, esta clasificación difícilmente se adapta a la realidad. Por ejemplo, los puentes de arcos hechos con mampostería de ladrillos, normalmente tienen las bases construidas con mampostería de piedra ya que de este modo resultan más consistentes y más duraderos al embate de las aguas de un río.

Según el obstáculo que salvan los puentes pueden ser:

acueductos: soportan un canal o conductos de agua.

viaductos: puentes construidos sobre terreno seco o en un valle y formados por un conjunto de tramos cortos.

pasos elevados: puentes que cruzan autopistas, carreteras o vías de tren.

carretera elevada: puente bajo, pavimentado, sobre aguas pantanosas o en una bahía y formado por muchos tramos cortos.

alcantarillas: un puente por debajo del cual transitan las aguas de un río o quebrada.

Según el sistema estructural predominante pueden ser:

- isostáticos
- hiperestáticos

Aunque esto nunca será cierto al menos que se quisiera lograr con mucho empeño, todos los elementos de un puente no podrán ser isostáticos, ya que por ejemplo un tablero apoyado de un puente está formado por un conjunto altamente hiperestático

de losa de calzada, vigas y diafragmas transversales (separadores), cuyo análisis estático es complicado de realizar.

Este tipo de clasificación es cierta si se hacen algún tipo de consideraciones, como por ejemplo:

Se denomina "puente isostático" a aquel cuyos tableros son estáticamente independientes uno de otro y, a su vez, independientes, desde el punto de vista de flexión, de los apoyos que los sostienen.

Se denomina "puente hiperestático" aquel cuyos tableros son dependientes uno de otro desde el punto de vista estático, pudiendo establecerse o no una dependencia entre los tableros y sus apoyos.

También según el sistema estructural los puentes se pueden clasificar como:

Según su destino los puentes pueden ser:

- viaductos
- para carretera
- para ferrocarril
- compuestos
- acueducto (soporte de tuberías de agua, gas, petróleo, etc.)
- pasarelas: pequeños puentes para peatones.

Según el anclaje:

**Puentes fijos:** aparecen anclados de forma permanente en las pilas. Dentro de este tipo están los puentes de placas, cuya armadura es una plancha de hormigón armado o pretensado que salva la distancia entre las pilas. Es una construcción bastante usual en las autopistas.

**Puentes en "esviaje".** Se dice que el tablero de un puente tiene "esviaje" o que está construido en esviaje, cuando la forma en planta del tablero no es rectangular, lo que

quiere decir que los apoyos del tablero forman un ángulo distinto a  $90^{\circ}$  con el eje longitudinal del tablero. El esviaje en tablero complica los análisis, el diseño y la construcción de un puente.

### **Otros tipos:**

**Puentes de vigas simples:** salvan las luces mediante vigas paralelas, generalmente de hierro o de hormigón pretensado, y sobre cuya ala superior está la superficie de rodadura.

**Puentes de vigas compuestas:** están formados por dos vigas laterales, compuestas por alas de chapa soldadas perpendicularmente a otra que sirve de alma; permiten grandes luces y pueden ser de tablero superior o inferior.

**Puentes de armadura en celosía:** son semejantes a los anteriores, pero con vigas en celosía, con elementos de acero soldado o remachado; permiten grandes luces y admiten diversas modalidades, tanto en tablero superior como inferior.

**Puentes continuos:** poseen una superestructura rígida, de vigas en celosía (de acero de alma llena u hormigón), apoyada en tres o más pilas; admiten grandes luces, pero son muy sensibles a los asentamientos de las pilas.

**Puentes cantiléver:** constan esquemáticamente de dos voladizos simétricos que salen de dos pilas contiguas, uniéndose en el centro por unas vigas apoyadas y suelen anclarse en los estribos simétricamente opuestos respecto al centro. Los puentes cantiléver presentan diversas construcciones, en arco o viga, de acero u hormigón, y pueden salvar grandes luces, sin necesidad de estructuras auxiliares de apoyo durante su construcción.

**Puentes móviles:** están contruidos sobre las vías de navegación y permiten el paso de los barcos, desplazando una parte de la superestructura. Los puentes levadizos son sencillos y prácticos para luces no muy grandes. El más usado es el de **tipo basculante**, formado por uno o dos tableros, apoyados por un eje en las pilas y

convenientemente contrapesados, que se elevan por rotación sobre el eje. Suelen construirse en acero, pero se han hecho ensayos con metales ligeros (duraluminio).

**Puentes de elevación vertical:** se usan para mayores luces y constan de una plataforma, que se eleva verticalmente mediante poleas siguiendo unas guías contiguas; la plataforma suele ser de acero con vigas de celosía o de alma llena.

**Puentes giratorios:** constan de una plataforma apoyada en una pila y capaz de girar 90°, dejando abiertos a cada lado un canal de circulación. Sólo usados para pequeñas luces, como los anteriores, son movidos, generalmente, por motores eléctricos.

### **5.1. Cargas estáticas y dinámicas que actúan sobre un puente.**

La variación de los esfuerzos cortante producen momentos tanto de flexión como de torsión a lo largo del claro de un puente y son el producto del efecto del peso propio o carga muerta, de la sobre carga, de la carga móvil, del impacto del viento, del drenaje y los sismos.

### **5.2. Identificación del proyecto.**

Se identifico el proyecto con el nombre de puente vehicular para la unión de la zona 9 y 10 de Ciudad Sandino. El proyecto está en una etapa de diseño y será evaluado por la Alcaldía de Ciudad Sandino y la "FISE" para su posterior revisión y aprobación.

### **5.3. Ubicación del proyecto**

Se ubica en el municipio de Ciudad Sandino entre la zona 9 (Bello Amanecer) y la zona 10 (Vista Hermosa), departamento de Managua.

#### **5.4. Características socio-económicas**

El mayor porcentaje de ingreso capital depende en gran manera de los impuestos que cobra dicha alcaldía, también se aprovecha el comercio y empleos temporales migratorios en la capital.

#### **5.5. Servicios básicos existentes**

En el municipio de Ciudad Sandino existen servicios básicos del cual depende la población como, escuelas primarias, escuelas secundarias, puestos de salud y consta con energía eléctrica. El agua para consumo es aprovechada por medios de pozos realizados y bombeado por la Institución Nacional de Acueductos y Alcantarillado (INAA).

#### **5.6. Aspecto característico del municipio.**

El municipio de ciudad Sandino cuenta con una población de aproximadamente 75,083 habitantes (INEC 2005), la principal vía de comunicación es terrestre con caminos adoquinados. Las personas están en edad de trabajar, pero de estas más del 30% están desempleados, estos subsisten del comercio.

Refiriéndose a las comunidades zona 9 y zona 10 de dicho municipio donde se ejecutara el proyecto, su población es unida y cuenta con una población de 8,343 habitantes, de estas la mayoría subsiste de negocios, trabajos temporales migratorios en la capital de Managua y en el propio municipio. El transporte a la comunidad es abundante.

#### **5.7. Oferta y demanda de la situación actual.**

Con la ejecución de un puente vehicular se pretende ofrecer a la comunidad un paso que brinde seguridad, comodidad y un cruce para todo tiempo. Este ofrecimiento no solo servirá a los pobladores de la zona 9 y la zona 10 si no también a otras comunidades que necesiten del cruce para trasladar sus productos o cualquier

transporte que sea necesario además servirá a estudiantes y en un futuro inmediato se espera obtener un estudio de mayor factibilidad según su demanda.

El puente vehicular tendrá una demanda de entre 150 a 200 vehículos (ir y venir) que irá aumentando con forme el tiempo.

Tipo de forma que atiende el cruce	Cantidad actual (ir y venir)
Vehículos	1695
Estudiantes	200
Particulares	300
Comerciantes	150
Otros	180

Nota: varía en dependencia de los días de semana

### 5.8. Diagnostico de la situación actual.

Los problemas y las causas fundamentales que se generan el actual paso son:

- Las crecidas del cauce en temporadas de invierno que provocan derrumbes de tierras en sus laderas.
- Riesgo a la población que trata de cruzar el cauce en crecidas, además de otros posibles accidentes.

### 5.9. Beneficios del proyecto.

Con la construcción del puente se pretende lograr:

- Mejorar la infraestructura del lugar.
- Proveer a los habitantes de ambas zonas un paso para transportarse.
- Acabar con la inseguridad de paso de los habitantes por las altas crecidas del cauce.
- Dar mayor seguridad a los habitantes a no ser asaltado
- Beneficiar a otras comunidades.

**5.10. Alternativas de solución al problema.**

1. Diseñar un puente vehicular de vigas de concreto pretensado (mayor costo de construcción y menores costos de mantenimiento)
2. Diseñar el uso piedra bolón dentro de mallas hexagonales para evitar la socavación y el derrumbe de las laderas del cauce.
3. Diseñar un puente vehicular de estructura metálica.

# CAPITULO II. MARCO TEÓRICO.

## **Introducción.**

Las definiciones teóricas que se presentan en este documento fueron tomados de diversos libros de la ingeniería debido al gran número de ramas de la ingeniería que se ponen en aplicación en el diseño de un puente:

### **1. Estudio Topográfico**

#### **1.1. Topografía.**

La topografía es la ciencia que estudia el conjunto de principios y procedimientos que tienen por objeto la representación gráfica de la superficie de la Tierra, con sus formas y detalles, tanto naturales como artificiales. De *topos*, que significa "lugar", y *grafos* que significa "descripción". Esta representación tiene lugar sobre superficies planas, limitándose a pequeñas extensiones de terreno, utilizando la denominación de geodesia para áreas mayores. De manera muy simple, puede decirse que para un topógrafo la Tierra es plana, mientras que para un geodesta no lo es.

#### **1.2. Curvas de nivel.**

Las curvas de nivel, llamadas también isohipsas, son líneas que se trazan uniendo todos los puntos que se encuentran en la misma altura de un determinado nivel de referencia. Las curvas de nivel se calculan utilizando el método de interpolación de las cotas obtenidas en el terreno. Para calcular las curvas de nivel con cierta exactitud conviene disponer de una densidad de cotas suficiente de acuerdo con las características geográficas del terreno.

#### **1.3. Estación total.**

Se denomina estación total a un instrumento electro-óptico utilizado en topografía, cuyo funcionamiento se apoya en la tecnología electrónica. Consiste en la incorporación de un distanciómetro y un microprocesador a un teodolito electrónico.

## 2. Estudio hidrológico e hidráulico.

**2.1. Hidrología** – Ciencia que estudia la ocurrencia, distribución y circulación del agua en la tierra, incluyendo las precipitaciones, escorrentías y aguas subterráneas.

**2.2. Hidráulica** – Ciencia que estudia el comportamiento y flujo de los líquidos, especialmente en tuberías y canales.

### 2.3. Método racional.

De acuerdo a la experiencia este método se puede aplicar adecuadamente a cuencas con áreas menores de 5 millas cuadradas- aproximadamente 13 kilómetros cuadrados, 1300 hectáreas.

El concepto básico del método racional presume que el máximo caudal de escorrentía de una cuenca de drenaje ocurre cuando la cuenca entera está contribuyendo, y que este caudal de escorrentía es igual a una porción  $c$  de la precipitación promedio. En forma de ecuación:

$$Q = cia$$

Donde:

$Q$ : Es el caudal de escorrentía originalmente en acres-pulgada por hora o pies cúbicos por segundo

$c$  : Es la relación entre la escorrentía pico a la precipitación promedio.

$i$  : Es la intensidad promedio de lluvia en pulgadas por hora

$a$  : Es el área de drenaje en acres

En unidades métricas la ecuación resulta de la siguiente manera:

$$Q = \frac{cia}{360}$$

Q en metros cúbicos por segundo, i en milímetros por hora y a área de drenaje en hectáreas.

En la determinación de i, al estipularse que la cuenca entera está contribuyendo implícitamente es la determinación del tiempo de concentración,  $T_c$ . visualizando este como el tiempo de viaje de una partícula de agua desde el punto más remoto a la salida de la cuenca hidrográfica.

Para calcular el tiempo de concentración se han propuesto varias ecuaciones, Kirpich propone:

$$T_c = 0.0078 K^{0.770}$$

Donde:

$K = 3.28 \frac{L}{\sqrt{S}}$ , siendo L la longitud del punto más alejado de la cuenca al punto de salida, en metros, y  $S = H/L$ , donde H es la diferencia de elevación entre el punto más alejado al punto de la salida.

En el proyecto Hidrometeorológico centroamericano, a través de su director, Eduardo Basso en los años 70, realizaron estimaciones de crecidas en 33 cuencas en Centroamérica, de 3.5 a 249.2 kms<sup>2</sup> y encontraron que el tiempo de concentración puede ser estimado:

$$T_c = 0.0041 K^{0.770}$$

Donde:

K es igual que en la ecuación anterior.

El coeficiente de escorrentía para estos estudios que utilizo Basso fue recomendado por Bernard, para obtener el valor de c en función de la topografía, el tipo de suelo y la

cobertura. El valor de  $c$  es obtenido sumando los valores de  $c_i$  de cada uno de los tres factores de la tabla que se muestra a continuación y se resta de la unidad.

$$C = 1 - (C_1 + C_2 + C_3)$$

Deducciones de la unidad para obtener el coeficiente de escorrentía en áreas agrícolas.

<u>Tipo de área</u>	<u>Valores de <math>c_i</math></u>
Topografía	
Tierras planas, pendiente promedio de 0.2 a 0.6 m por km.	0.30
Tierras onduladas, pendiente promedio de 2.8 a 3.8 m por km.	0.20
Tierras montañosas, pendiente promedio de 28 a 47 m por km	0.10
Suelo	
Arcilla impermeable	0.10
Combinación de arcilla y barro	0.20
Arenoso	0.40
Cobertura	
Cultivos	0.10
Bosques	0.20

En la práctica es muy difícil su aplicación, especialmente para el tipo de suelo, poder caracterizarlo para obtener un valor para el coeficiente.

Valores de  $c$  para uso en la formula racional

**Tabla modificada de Bernard.**

Tipo de suelo	Cobertura de la cuenca		
	Cultivada	Pastos	Bosques
Con tasa de infiltración encima del Promedio; usualmente arenosos con gravas	0.20	0.15	0.10
Tasa de infiltración promedio; sin arcillas, Barro o suelos similares.	0.40	0.35	0.30
Tasa de infiltración bajo el promedio, Arcilloso, suelos poco profundos	0.50	0.45	0.40

Esta tabla permite tener una visión global de los rangos del coeficiente de escorrentía, dependiendo del tipo de suelo y de la cobertura. Mientras en la tabla anterior el coeficiente  $c$  puede variar desde 0.10 a 0.70, en esta tabla varía de 0.20 a 0.50, además es más sencillo reducir estos rangos, sobre la base de los tipos de suelos y cobertura, por tanto el procedimiento anterior sirve de guía inicial para orientar la obtención del valor de  $c$ .

Para la determinación de la intensidad de diseño se recurre a la estadística con la aplicación de distribuciones de VALORES EXTREMOS.

Generalmente los datos que se encuentran disponibles no tienen la suficiente duración para fines que se requieren en un diseño, se deben emplear distribuciones de valores extremos para estimar valores, ya sean caudales y lluvia para duraciones mayores que las registradas. Una de las más utilizadas es la del valor extremo tipo I donde:

$$F(x) = e^{\left[-e^{\left(\frac{x-\mu}{\alpha}\right)}\right]} \quad -\infty \leq x \leq \infty$$

Los parámetros se estiman a como se muestra:

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

s = Desviación estándar poblacional.

$$\mu = \bar{x} - 0.5772\alpha$$

$\mu$  es la moda de la distribución, es decir el punto de mayor densidad de probabilidad. La variable reducida y se define como:

$$y = \frac{x - \mu}{\alpha}$$

Sustituyendo la variable reducida en la ecuación anterior queda:

$$F(x) = e^{-e^{(-y)}}$$

de donde

$$y = -\text{Ln} \left[ \text{Ln} \left( \frac{1}{F(x)} \right) \right]$$

Recordando que:

$$\text{De donde: } F(x_T) = \frac{T-1}{T}$$

Sustituyendo obtenemos la relación de la variable reducida con el periodo de retorno:

$y_T - \text{Ln} \left[ \text{Ln} \left( \frac{T}{T-1} \right) \right]$  y  $x_T$  se relaciona con la variable reducida  $y_T$  mediante la ecuación:

$$x_T = \mu + \alpha y_T$$

En el estudio para relacionar datos de lluvia con caudales, se requiere desarrollar relaciones entre la intensidad de lluvia, la duración de la misma con la frecuencia de ocurrencia. Normalmente se desarrollan ecuaciones de Intensidad-Duración-Frecuencia, IDF. Estas ecuaciones tienen la forma:

$$I = \frac{A}{(T_r + d)^n}$$

Donde  $I$  es la intensidad de lluvia en milímetros por hora,  $T_r$  es el periodo de retorno y  $A$ ,  $d$  y  $n$  son coeficientes que se determinan con los datos de intensidades de lluvia, proporcionados por el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER).

#### 2.4. Flujo en canales abiertos.

Para la determinación del caudal de la sección se emplea la ecuación de MANNING para canales abiertos:

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

Donde:

$n$  = Coeficiente de Manning

$R$  = Radio Hidráulico (m)

$S$  = Pendiente media del cauce (m/m)

$A$  = Área de la sección transversal (m<sup>2</sup>)

## **2.5. SOCAVACIÓN.**

Es el fenómeno que produce el agua en el cauce al cambiar la forma de su sección transversal, debido al arrastre de las partículas que se encuentran en el lecho del cauce. A este fenómeno se le denomina como socavación y se presenta en distintas formas, entre las cuales se destacan la socavación general, socavación por constricción de la corriente, socavación en curvas del cauce y socavación local al pie de pilas y estribos.

### **2.5.1. SOCAVACION GENERAL.**

Es el descenso del fondo del cauce al presentarse una crecida, debido al aumento de la capacidad de arrastre del material sólido que en ese momento adquiere la corriente en virtud de su mayor velocidad.

### **2.5.2. SOCAVACION POR CONSTRICION DE LA CORRIENTE.**

Es la que se produce debido al aumento de la capacidad de arrastre de sólidos que adquiere una corriente cuando su velocidad aumenta por efecto de una reducción del área hidráulica en su cauce.

### **2.5.3. SOCAVACION EN CURVAS DEL CAUCE.**

En los cauces en curva la velocidad del agua es mayor en la zona exterior de la curva. La capacidad de arrastre aumenta produciéndose una mayor socavación. Del lado interior la velocidad es menor, siendo depositado material en esa zona.

### 2.5.4. SOCAVACION AL PIE DE DE ESTRIBOS.

Cuando se coloca un estribo que se encuentra dentro de la zona inundada se altera el flujo del agua y se aumenta la capacidad de arrastre y por tanto se produce una socavación local al pie del los estribos del puente. Estas son las socavaciones de interés desde el punto de vista de proyecto. La socavación general y por constricción de la corriente son las que condicionan la longitud que debe tener el puente. La socavación al pie de los estribos determina la profundidad de las cimentaciones.

### 3. Estudio geotécnico.

**3.1. Fundación profunda** – Fundación que deriva su apoyo transfiriendo las cargas al suelo o la roca a una cierta profundidad debajo de la estructura ya sea por resistencia de punta, adherencia o fricción, o ambas.

**3.2. Fundación superficial** – Fundación que deriva su apoyo transfiriendo la carga directamente al suelo o la roca a poca profundidad.

**3.3. Zapata aislada** – Apoyo individual para las diferentes partes de una unidad de la subestructura; la fundación correspondiente se denomina fundación mediante zapatas.

**3.4. Zapata combinada** – Zapata que soporta más de una columna.

**3.5. Ensayos para Suelos.** Los ensayos de suelos realizados en laboratorio pueden incluir:

- Contenido de agua - ASTM D 4643
- Gravedad específica - AASHTO T 100 (ASTM D 854)
- Distribución granulométrica - AASHTO T 88 (ASTM D 422)
- Límite líquido y límite plástico - AASHTO T 90 (ASTM D 4318)
- Ensayo de corte directo - AASHTO T 236 (ASTM D 3080)
- Ensayo de compresión no confinado - AASHTO T208 (ASTM D 2166)

- Ensayo triaxial no consolidado no drenado – ASTM D 2850
- Ensayo triaxial consolidado no drenado – AASHTO T 297 (ASTM D 4767)
- Ensayo de consolidación - AASHTO T 216 (ASTM D 2435 o D 4186)
- Ensayo de permeabilidad - AASHTO T 215 (ASTM D 2434)

### **3.6. Ensayos de Suelos Realizados In Situ.**

Los ensayos de suelos realizados in situ incluyen:

- Ensayo de Penetración Estándar - AASHTO T 206 (ASTM D 1586)
- Ensayo de Penetración Estática (Cono Estático) -ASTM D 3441
- Ensayo de Penetración Estática (Cono Estático) - ASTM D 3441
- Ensayo del Molinete - AASHTO T 223 (ASTM D 2573)
- Ensayo Presiométrico - ASTM D 4719
- Ensayo con Placa de Carga - AASHTO T 235 (ASTM D 1194)
- Ensayo de Pozo (Permeabilidad) - ASTM D 4750

## **4. Estudio de Tránsito.**

- 4.1.** Volumen de tránsito absoluto: volúmenes totales de vehículos que pasan en un determinado lapso de tiempo determinado.

Existen diferentes tipos de volúmenes de tránsito absolutos totales.

Tránsito anual (TA)

Tránsito mensual (TM).

Tránsito semanal (TS)

Tránsito diario (TD)

Tránsito horario (TH)

Taza de flujo ( $q$ ), total de vehículos que pasan durante un período inferior a una hora ( $T < 1$ ).

Volúmenes de tránsito promedios diarios (TPD)

Número total de vehículos que pasan durante un periodo dado (en días complementos) igual o menor a un año y mayor a un día dividido entre el número de días del periodo.

Existen diferentes tipos:

$$\text{Tránsito promedio diario anual (TPDA)} = \frac{TA}{365}$$

$$\text{Tránsito promedio diario mensual (TPDM)} = \frac{TM}{30}$$

$$\text{Tránsito promedio diario semanal (TPDS)} = \frac{TS}{7}$$

## 5. Diseño estructural.

### 5.1. Especificaciones AASHTO para diseño de puentes por factores de carga y resistencia (LRFD).

#### 5.1.1. Cargas permanentes.

##### **Cargas Permanentes: *DC*, *DW* y *EV***

La carga permanente incluye el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobre capas y ensanchamientos dentro de algunas descripciones mas importantes de tipos de cargas permanentes están:

*DC* = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.

*DW* = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

*EH* = empuje horizontal del suelo.

$EV$  = presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

### 5.1.2. Sobrecargas vivas.

#### Sobrecargas Gravitatorias: $LL$ y $PL$

• Cargas transitorias

$BR$  = fuerza de frenado de los vehículos

$EQ$  = fuerza sismica.

$IM$  = incremento por carga vehicular dinámica

$LL$  = sobrecarga vehicular

$LS$  = sobrecarga viva

$PL$  = sobrecarga peatonal

$WA$  = carga hidráulica y presión del flujo de agua

### 5.2. Filosofía del diseño.

$$Q = \sum^n \gamma_i Q_i$$

Donde:

$n_D$  = factor relacionado con la ductilidad

$n_R$  = factor relacionado con la redundancia

$n_I$  = factor relacionado con la importancia operativa

$n$  = modificador de carga

$Q_i$  = solicitaciones

$\gamma_i$  = factores de carga.

$n_I \geq 1.05$  para puentes importantes

$n_I = 1$  para puentes típicos

$n_I \geq 0.95$  para niveles excepcionales de redundancia

$n_I = 1$  para los demás estados límites

$$\sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi$$

$\phi$  =factor de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal

$$n_i = n_D n_R n_I \geq 0.95$$

$$n_i = \frac{1}{n_D n_R n_I} \leq 1$$

Para cargas para las cuales un valor máximo de  $\gamma_i$  es apropiada

$$n_i = n_D n_R n_I \geq 0.95$$

Para cargas para las cuales un valor mínimo de  $\gamma_i$  es apropiada:

$$n_i = \frac{1}{n_D n_R n_I} \leq 1$$

### Factores de carga y combinaciones de carga.

Resistencia I = combinación de carga básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

Evento Extremo I: Combinación de carga que representa el uso del puente con influencia de posibles sismos.

### Factores de presencia múltiples.

Nº carriles	Factor de presencia múltiple (m)
1	1.2
2	1
3	0.85
>3	0.65

La ductilidad, la redundancia y la importancia operativa son aspectos significativos que afectan el margen de seguridad de los puentes.

*Factor de Carga* – Factor que considera fundamentalmente la variabilidad de las cargas, la falta de exactitud de los análisis y la probabilidad de la ocurrencia simultánea de diferentes cargas, pero que también se relaciona con aspectos estadísticos de la resistencia a través del proceso de calibración.

### 5.3. Estados límites.

RESISTENCIA I – a como anteriormente se menciona corresponde a una combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

EVENTO EXTREMO I – Combinación de cargas que incluye sismos, cargas con períodos de recurrencia mayores que el período de diseño del puente. Aunque este estado límite incluye las cargas hidráulicas,  $WA$ , las solicitaciones provocadas por  $WA$  son considerablemente menos significativas que los efectos que la degradación provoca sobre la estabilidad de la estructura.

Los puentes se deben diseñar considerando los estados límites especificados a fin de lograr los objetivos de construibilidad, seguridad y servicio, considerando debidamente los aspectos relacionados con la inspección, economía y estética.

El Propietario puede declarar que un puente o cualquier conexión o elemento del mismo son de importancia operativa.

#### **Factor modificador de carga para Resistencia I.**

Para el estado límite de RESISTENCIA I:

$\eta \geq 1,05$  para puentes importantes

= 1,00 para puentes típicos

$\geq 0,95$  para puentes de relativamente poca importancia.

En la aplicación de cargas permanentes, las solicitaciones provocadas por cada uno de los dos tipos de cargas especificados se deberían calcular de forma independiente. No

es necesario asumir que un tipo de carga varía según el tramo, longitud o componente del puente.

#### 5.4. Factores de distribución.

Toma en cuenta de que el factor de distribución para viga exterior no debe ser menor que el que se obtiene si la sección transversal del puente se deforma y rota como una sección transversal rígida. AASTHO C4.6.2.2.d-1

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \sum_{N_L} e}{\sum_{N_b} x^2}$$

Donde:

R= relación de la viga exterior en términos de los carriles.

N<sub>L</sub>= número de carriles cargados considerado.

e = excentricidad de un camión de diseño o una carga de carril de diseño respecto del centro de gravedad del conjunto de vigas (mm).

x= distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta cada viga (mm).

X<sub>ext</sub>= distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta la viga exterior (mm).

N<sub>b</sub>= número de vigas.

#### Distribución de las sobrecargas por carril para el momento en vigas interiores AASTHO 4.2.2.

##### Un carril de diseño cargado:

$$0.06 + \left( \frac{S}{4300} \right)^{0.4} \left( \frac{S}{L} \right)^{0.3} \left( \frac{Kg}{Lt^3} \right)^{0.1}$$

S = separación entre vigas

L =longitud de la viga

Kg =Rigidez longitudinal

Lt= espesor de la losa

### Dos o más carriles de diseño cargados

$$0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{Kg}{Lt^3}\right)^{0.1}$$

S = separación entre vigas

L =longitud de la viga

Kg =Rigidez longitudinal

Lt= espesor de la losa

### Para cortante en vigas interiores

#### Para un carril de diseño.

$$DF = 0.36 + \frac{S}{7600} \quad \text{AASTHO 4.6.2.3a-1}$$

S = separación entre vigas

#### Para dos carriles de diseño.

$$DF = 0.20 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0} \quad \text{AASTHO 4.6.2.3a-1}$$

S = separación entre vigas

### 5.5. Diseño de muros de contención.

El diseño de los muros se realiza para resistir, vuelco, deslizamiento y presiones de contacto entre la base del muro y del suelo.

Muchas veces se suele omitir o minorar el empuje pasivo a causa de la incertidumbre que pudiere existir en lo relativo a su magnitud. Observe que está es una fuerza estabilizadora.

El diseño del muro se hace suponiendo un metro lineal del mismo.

#### 5.5.1. Diseño por Vuelco.

Diseñar el muro por vuelco significa calcular el factor de seguridad (FS), bajo este efecto, el cual debe ser igual o superior a 1.5.

$$FS = \frac{\Sigma \text{ momentos de las fuerzas estabilizadoras}}{\Sigma \text{ momentos de las fuerzas motoras}} \geq \begin{bmatrix} 1.5 \text{ suelo friccional} \\ 2.0 \text{ suelo cohesivo} \end{bmatrix}$$

#### 5.5.2. Diseño por deslizamiento.

Diseñar el muro por deslizamiento significa calcular el factor de seguridad (FS) bajo el efecto, el cual debe ser igual o superior a 1.5 en suelos friccionales y 2.5 en suelo cohesivos.

$$FS = \frac{\Sigma \text{ fuerzas horizontales resistentes}}{\Sigma \text{ fuerzas horizontales motoras}} \geq \begin{bmatrix} 1.5 \text{ suelo friccional} \\ 2.0 \text{ suelo cohesivo} \end{bmatrix}$$

En el caso de suelos cohesivos:

$$C' = 2/3 C \text{ a } 3/4 C$$

$$F_R = C' * B$$

Donde:

C : Cohesión obtenida en un ensayo rápido.

En el caso de los suelos friccionales.

$$F_R = W * f$$

Donde:

f = coeficiente de fricción entre el suelo y la base del muro.

Se puede tomar como valor de f los siguientes:

Suelo	f
Suelo granular grueso sin limo	0.55
Suelo granular grueso con limo	0.45
Limo	0.35

Otros autores recomiendan tomar  $f = \tan \phi$

### 5.5.3. Determinación de las presiones de contacto en el cimiento de un muro de contención.

La presión bruta de contacto máxima y mínimo (por metro lineal de muro) que se producen en la base de un muro de contención se puede calcular con la siguiente expresión.

$$q_{\min}^{\max} = \frac{\Sigma V}{B} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

Estas formulas sirven siempre que  $q_{\min} \geq 0$ , si  $q_{\min} < 0$  (tracción) la solución sería la mostrada:

$$U = \frac{B}{2} - e$$

$$\Sigma V = \frac{1}{2} \times q_{\max} \times 3U \times 1.0$$

$$q_{\max} \frac{2\Sigma V}{3U} = \frac{2\Sigma}{3(B/2 - e)}$$

Se recomienda que  $\frac{q_{\min}}{q_{\max}} \geq 0$ , bajo la acción de cargas ordinarias permanentes, es

decir, que no existan tracciones pudiendo existir valores de  $q_{\min}$  de tracción durante el proceso constructivo o durante la actuación de cargas extraordinarias no permanentes, siempre que los factores de seguridad al vuelco, al deslizamiento y estabilidad sean iguales o superiores al mínimo permisible.

### 5.6. Teoría de Coulomb.

Coulomb publicó en 1776 la primera teoría racional para calcular los empujes en muros de retención. En la teoría se considera que el empuje sobre el muro se debe a una cuña de suelo limitada por el parámetro del muro, la superficie de relleno y una superficie de falla desarrollada dentro del relleno, a la que se supone falla.

La teoría de Coulomb está basada en las siguientes suposiciones:

6. El suelo es isotrópico y homogéneo.
7. El suelo posee tanto fricción interna como cohesión.
8. La superficie de falla es una superficie plana.
9. Las fuerzas de fricción son distribuidas uniformemente a lo largo de la superficie plana de ruptura.
10. La cuña de falla es un cuerpo rígido.

Formula general para el cálculo del empuje máximo "Calculo de la cuña crítica".

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \omega)}{\cos^2 \omega \cos(\delta + \omega) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \omega) \cos(\omega - \beta)}} \right]^2}$$

Ea: Empuje activo máximo, según teoría de Coulomb.

$\gamma$ : Densidad del suelo

$\phi$ : Ángulo de fricción interna de la arena.

$\omega$ : Ángulo formado entre el respaldo del muro y la vertical.

$\beta$ : Ángulo formado entre la superficie plana del relleno y la horizontal.

Caso particular.

Muro de respaldo vertical,  $\omega = 0$ .

Relleno horizontal,  $\beta = 0$ .

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi)}{\cos \delta}} \right]^2}$$

### 5.7. Análisis de Mononobe y Okabe.

El método más utilizado para calcular los esfuerzos sísmicos del suelo que actúan sobre un estribo de puente es un enfoque estático desarrollado en la década de 1920 por Mononobe (1929) y Okabe (1926). El análisis de Mononobe-Okabe es una ampliación de la teoría de la cuña deslizante de Coulomb que toma en cuenta las fuerzas inerciales horizontales y verticales que actúan sobre el suelo, Los trabajos de Seed y Whitman (1970) y Richards y Elms (1979) describen en detalle el procedimiento de análisis.

El enfoque adopta las siguientes hipótesis:

1. El estribo se puede desplazar lo suficiente para permitir la movilización de la resistencia total del suelo o permitir condiciones de empuje activo.
2. El relleno detrás del muro es no cohesivo y tiene un ángulo de fricción  $\Phi$ .

3. El relleno detrás del muro esta en condiciones no saturadas, de modo que no surgirán problemas de licuefacción.

Considerando el equilibrio de la cuña de suelo detrás del estribo, se puede obtener un valor  $E_{AE}$  de la fuerza activa que ejerce el estribo sobre la masa de suelo y viceversa. Cuando el estribo está en el punto de falla  $E_{AE}$  se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\Psi \cos \theta \cos(\delta + \theta)}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{Kb}{1 - Kv} \right)$$

$$\Psi = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos \beta}} \right]^2$$

$$E_{AH} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_V) K_{AE}$$

$\gamma$  = densidad del suelo (kg/m<sup>3</sup>)

$H$  = altura del suelo (m)

$\Phi$  = ángulo de fricción del suelo (°)

$\delta$  = ángulo de fricción entre el suelo y el estribo (°)

$kh$  = coeficiente de aceleración horizontal (adimensional)

$k_v$  = coeficiente de aceleración vertical (adimensional)

$i$  = ángulo de inclinación de la superficie del relleno (°)

$\beta$  = inclinación del muro respecto de la vertical (°)

Seed y Whitman han sugerido que  $h$  se podría obtener suponiendo que la componente estática del esfuerzo del suelo actúa a  $H/3$  de la base del estribo, mientras que se podría considerar que el esfuerzo dinámico adicional actúa a una altura de  $0,6H$ .

Elms y Martin (1979) demostraron que un valor de  $K_h = A/2$  es adecuado para la mayoría de los propósitos de diseño,  $A$  = coeficiente de aceleración,  $\delta = \Phi / 2$ .

### 5.8. Métodos de diseño.

Hay dos filosofías para el diseño del hormigón armado que han prevalecido por mucho tiempo. El Diseño por Tensiones de Trabajo (WSD / Working Stress Design) fue el método más usado desde principios de siglo hasta principios de los años 60. A partir de la publicación de la edición 1963 del Código ACI, se ha dado una rápida transición hacia el Diseño por Resistencia Última, en gran parte por su enfoque más racional. El diseño por resistencia última, que en el código se denomina Método de Diseño por Resistencia (SDM / Strength Design Method) aborda la seguridad estructural con un enfoque conceptualmente más realista.

Antes de la edición 1956 del código, el método de diseño por tensiones de trabajo, muy similar al método de diseño alternativo del Apéndice A, era el único método disponible para diseñar elementos de hormigón armado. El método de diseño por resistencia se introdujo en el código por primera vez en 1956, en forma de un apéndice. En la siguiente edición (1963), el diseño por resistencia se trasladó al cuerpo principal del código como una alternativa al método de diseño por tensiones de trabajo. Debido a la gran aceptación que tuvo el método por resistencia, el código 1971 dedicó apenas una página al método de las tensiones de trabajo. Luego el método de las tensiones de trabajo se trasladó del cuerpo principal del código a un apéndice de la edición 1983. A partir de entonces el método comenzó a llamarse "método de diseño alternativo," y permaneció en un apéndice hasta el código 1999.

El método de diseño alternativo presentado en el Apéndice A del código 1999 es un método que intenta lograr seguridad estructural y un comportamiento adecuado de la estructura bajo condiciones de servicio limitando las tensiones bajo cargas de servicio a ciertos valores especificados. Estas "tensiones admisibles" están dentro del rango de comportamiento elástico del hormigón en compresión y del acero en tracción (y compresión). Se asume que el hormigón se fisura y que por lo tanto no proporciona ninguna resistencia a la tracción. Las tensiones en el hormigón se representan mediante una distribución elástica lineal. El acero generalmente se transforma en un área de hormigón equivalente. El método de diseño alternativo es idéntico al "método

de diseño por tensiones de trabajo" utilizado hasta 1963 para elementos solicitados a flexión sin carga axial. Los procedimientos para el diseño de elementos solicitados a compresión y flexión, diseño al corte y diseño para adherencia y anclaje de las armaduras siguen los procedimientos del método de diseño por resistencia del cuerpo principal del código, en el cual se aplican diferentes factores para reflejar el diseño bajo cargas de servicio. Los procedimientos del método de diseño alternativo no han sido actualizados tan exhaustivamente como el resto del código.

El reemplazo del método de diseño por tensiones admisibles y el método de diseño alternativo por el método de diseño por resistencia se puede atribuir a diversos factores, entre los cuales se pueden mencionar:

- El tratamiento uniforme de todos los tipos de cargas, lo que significa que todos los factores de carga son iguales a la unidad. No se considera la diferente variabilidad de los diferentes tipos de cargas (cargas permanentes y sobrecargas).
- Se desconoce el factor de seguridad contra la falla
- Los diseños típicamente son más conservadores y, para un mismo conjunto de momentos de diseño, generalmente requieren más armadura o mayores dimensiones que las requeridas por el método de diseño por resistencia.

En la actualidad el método de diseño alternativo prácticamente ha caído en desuso, excepto para algunos tipos de estructuras especiales o por parte de diseñadores no familiarizados con el diseño por resistencia. Las zapatas son los elementos más frecuentemente diseñados usando el método de diseño alternativo.

### **5.8.1. Método de Diseño por Resistencia**

El Método de Diseño por Resistencia requiere que en cualquier sección la resistencia de diseño de un elemento sea mayor o igual que la resistencia requerida calculada mediante las combinaciones de cargas mayoradas especificadas en el código. De forma generalizada,

Resistencia de Diseño  $\geq$  Resistencia Requerida (U)

Donde:

Resistencia de Diseño = Factor de Reducción de la Resistencia ( $\phi$ )  $\times$  Resistencia Nominal

$\phi$  = Factor de reducción de la resistencia que toma en cuenta (1) la probabilidad de que la resistencia de un elemento sea menor que la supuesta debido a las variaciones en las resistencias de los materiales y sus dimensiones, (2) las imprecisiones de las ecuaciones de diseño, (3) el grado de ductilidad y la confiabilidad requerida del elemento cargado, y (4) la importancia del elemento dentro de la estructura.

Resistencia Nominal = Resistencia de un elemento o sección transversal calculada usando las hipótesis y ecuaciones de resistencia del Método de Diseño por Resistencia, antes de aplicar cualquier factor de reducción de la resistencia.

Resistencia Requerida (U) = Factores de carga  $\times$  Solicitaciones por cargas de servicio.

Factor de Carga = Factor que incrementa la carga para considerar la probable variación de las cargas de servicio.

Carga de Servicio = Carga especificada por el código de construcción (no mayorada)

Simbología:

Resistencia requerida:

$M_u$  = momento flector mayorado (resistencia a la flexión requerida)

$P_u$  = carga axial mayorada (resistencia a la carga axial requerida) para una excentricidad dada

$V_u$  = fuerza de corte mayorada (resistencia al corte requerida)

$T_u$  = momento torsor mayorado (resistencia a la torsión requerida)

Resistencia nominal:

$M_n$  = resistencia nominal al momento flector

$M_b$  = resistencia nominal al momento flector en condiciones de deformación balanceada

$P_n$  = resistencia nominal a la carga axial para una excentricidad dada

$P_o$  = resistencia nominal a la carga axial para excentricidad nula

$P_b$  = resistencia nominal a la carga axial en condiciones de deformación balanceada

$V_n$  = resistencia nominal al corte

$V_c$  = resistencia nominal al corte provista por el hormigón

$V_s$  = resistencia nominal al corte provista por el acero de la armadura

$T_n$  = resistencia nominal a la torsión

Resistencia de diseño:

$\phi M_n$  = resistencia al momento flector de diseño

$\phi P_n$  = resistencia a la carga axial de diseño para una excentricidad dada

$\phi V_n$  = resistencia al corte de diseño =  $\phi (V_c + V_s)$

$\phi T_n$  = resistencia a la torsión de diseño

En el diseño de secciones rectangulares que sólo tienen armadura de tracción (Fig. 1), las condiciones de equilibrio son las siguientes:

1. Equilibrio de fuerzas:

$$C = T \quad (1)$$

$$0,85 f'c ba = Asfy = \rho bdfy$$

$$a = \frac{Asfy}{0,85f'cb} = \frac{\rho dfy}{0,85f'c}$$

2. Equilibrio de momentos:

$$Mn = (C \text{ ó } T) \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn = \rho b d f_y \left( d - \frac{0,5 \rho d f'_c}{0,85 f_y} \right) \quad (2)$$

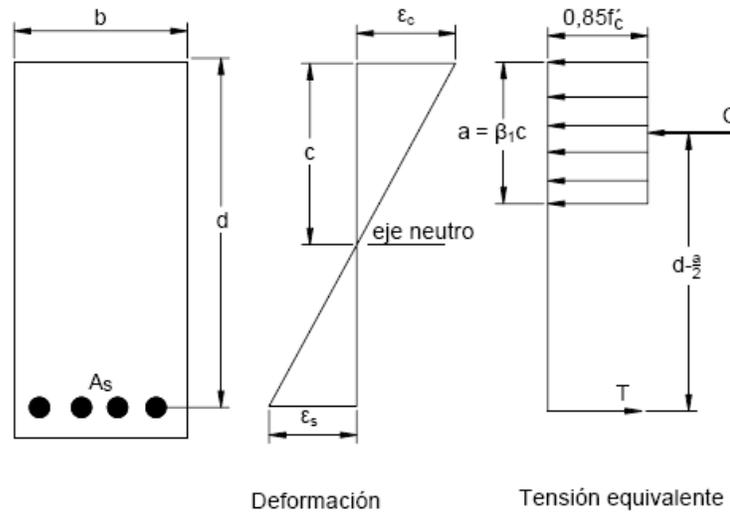


Figura 1

Deformación específica y distribución equivalente de tensiones en una sección rectangular

Dividiendo ambos lados de la Ec. (2) por  $bd^2$  se obtiene un coeficiente de resistencia nominal  $R_n$ :

$$R_n = \frac{Mn}{bd^2} = \rho f_y \left( 1 - \frac{0,5 \rho f'_c}{0,85 f_y} \right) \quad (3)$$

Si  $b$  y  $d$  están prefijados,  $\rho$  se obtiene resolviendo la ecuación cuadrática para  $R_n$ :

$$\rho = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f'_c}} \right) \quad (4)$$

La Ecuación (3) se puede usar para determinar la cuantía de acero  $\rho$  conociendo  $M_u$  o viceversa si se conocen las propiedades de la sección  $b$  y  $d$ . Reemplazando  $M_n = M_u / \phi$  en la Ecuación (3), y dividiendo ambos lados de la ecuación por  $f'_c$ :

$$\frac{M_u}{\phi f'_c b d^2} = \rho f_y \left( 1 - \frac{0,5 \rho f'_c}{0,85 f_y} \right)$$

Se define

$$\omega = \frac{\rho f'c}{fy}$$

Reemplazando  $\omega$  en la ecuación anterior:

$$\frac{Mu}{\phi f'cbd^2} = \omega(1 - 0,59\omega) \quad (5)$$

# **CAPITULO III.**

# **ESTUDIO TOPOGRÁFICO.**

## 1. Introducción.

El levantamiento topográfico del sitio donde se proyecta la construcción del puente contemplará tanto la planimetría como la altimetría del cauce principal, así como la planimetría y altimetría de las calles de accesos. La información recopilada de estos permitirá elaborar los planos y brindar la información de base para los estudios de hidrología e hidráulica, suelo y sus efectos en el medio ambiente.

La obtención de datos de campo posibilitará la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales y establecerá los puntos de referencia para el replanteo durante la ejecución del puente.

## 2. Finalidad de la topografía del sitio.

Entre la información más importante obtenida por el levantamiento topográfico esta:

- El perfil del lecho del cauce.
- Las secciones transversales aguas arriba y aguas abajo del cruce.
- Curvas de nivel para el estudio del curso del agua.
- Distancia y niveles con respecto a la rasante actual de la carretera o camino a unir.
- Modelos digitales del terreno en estudios (DTM).

Con respecto a la información anterior es posible conocer:

- Geomorfología del curso del agua.
- La ubicación del cruce favorable tomando en cuenta su forma.
- Curso del agua y su zona de inundación en relación con la configuración general de su superficie y los cambios que ocurren debido a la erosión y a la acumulación de arrastres erosivos.
- Efecto de cualquier cambio propuesto en el cauce.

### **3. Trabajo de campo.**

El levantamiento de los datos se realizo utilizando métodos topográficos terrestres con equipos electrónicos de precisión. Para la elaboración del levantamiento topográfico se utilizo como instrumento topográfico una estación total, dos prismas, una libreta de anotación.

El levantamiento topográfico de la zona del proyecto consistió en el trazo de secciones transversales del cauce principal a cada 10 metros en una longitud de 100m aguas arriba identificado en campo como banda sur y secciones transversales a cada 10 metros en una longitud 100m aguas abajo identificado en campo como banda norte ambos en dirección paralela al cauce.

El levantamiento topográfico de las calles de acceso al cruce principal (caminos de todo tiempo) forma parte del trabajo de campo, el levantamiento se realizo asumiendo como coordenadas de partida X (5000), Y (3000) y Z (100).

La topografía de las calles de acceso comprende los lineamientos centrales de calles, borde derecho e izquierdo, límites de viviendas y el levantamiento de detalles de marcada trascendencia.

El plano de ubicación del puente indicara tanto los accesos como casas aledañas al proyecto, el cual se observara en los anexos topográficos al final de la tesina.

### **4. Trabajo de gabinete.**

El inicio de trabajo de gabinete consiste en la recepción de datos crudos y la preparación de los mismos para la obtención de las coordenadas ajustadas definitivas del proyecto. El trabajo de gabinete se llevo a cabo auxiliándose de la herramienta que ofrece el programa computacional "AUTOCAD LAND DESKTOP" en la versión 2007, referenciado principalmente al modulo topográfico (SURVEY) y al modulo de diseño de carreteras (CIVIL DESIGN).

A continuación se presenta una descripción bastante generaliza del funcionamiento del programa y su utilización en el procesamiento de la información topográfica levantada para este proyecto:

#### **4.1. La creación de un proyecto nuevo.**

En el programa corresponde a la definición específica o nombre del proyecto al cual el programa asociara toda la información que se procese, a si mismo corresponde a las configuraciones iniciales específicas para el proyecto (escalas, precisión de los datos y precisión de los cálculos etc.).

Para el caso particular el proyecto es identificado como proyecto “puente vehicular zona 9 y 10” las escalas definidas son para la horizontal 1:1000 y la vertical 1:100 los datos fueron considerados hasta la tercera cifra decimal y los azimut medidos desde el norte.

#### **4.2. La importación de los puntos a la base de datos del programa.**

Generalmente los puntos topográficos son bajados de la estación total y formateados en programas como MICROSOFT EXCEL para posteriormente ser importados a la base de datos del programa y finalmente ser apreciados en un dibujo de AUTOCAD.

La base de datos para el cauce está conformada aproximadamente de 170 puntos (170 COGOS) y fueron importados en formato (PNEZ).

#### **4.3. Representación y dibujo de las condiciones existentes de campo.**

Esta actividad consiste en dibujar en auto cad toda la información que el topógrafo anoto en la libreta de campo (arboles, cunetas, postes etc.).

#### **4.4. La creación de la superficie digital y la agregación de los puntos a la superficie.**

El programa crea una malla de triángulos irregulares en tres dimensiones que identifica como (TIN) estos sirven para definir los accidentes topográficos y la forma del terreno, están basados principalmente en la idea de triangulación de puntos más cercanos.

#### **4.5. Creación del DTM topográfico y su respectiva corrección.**

Esta actividad corresponde al editado y modelado de la superficie construida, esto se realiza con la finalidad de corregir los errores de interpolación realizados por el programa, es aquí donde se pueden definir los accidentes del terreno.

#### **4.6. Creación de las curvas de nivel.**

Se crearon curvas de nivel a partir de la superficie, las curvas mayores a intervalos de 1m y las curvas menores a intervalos de 0.5m, esto se realiza con el comando (CREATE COUNTORS) las curvas representan a los puntos con iguales elevaciones en el terreno.

#### **4.7. Secciones transversales del cauce.**

Las secciones transversales pueden ser calculadas y visualizadas cuando se tiene un alineamiento del cauce definido, el programa dibuja las secciones transversales a partir de las curvas de nivel.

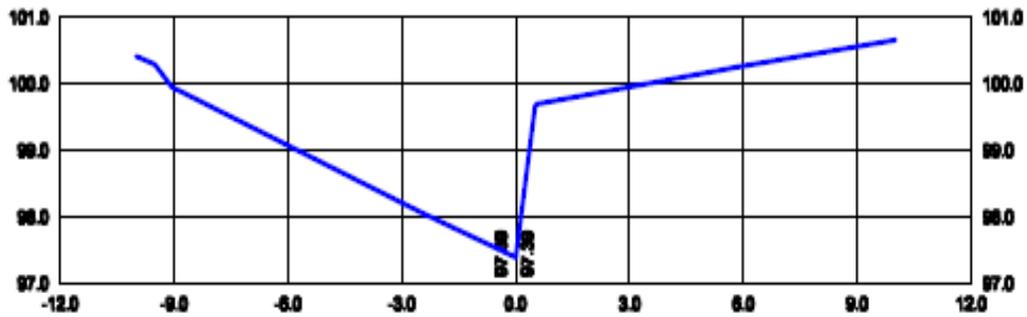
#### **4.8. Perfiles longitudinales del cauce.**

Los perfiles longitudinales para el proyecto se obtuvieron del programa al realizar una lectura del terreno natural para el modelo del terreno establecido, esto se logra una vez calculada las secciones transversales y los alineamientos definidos.

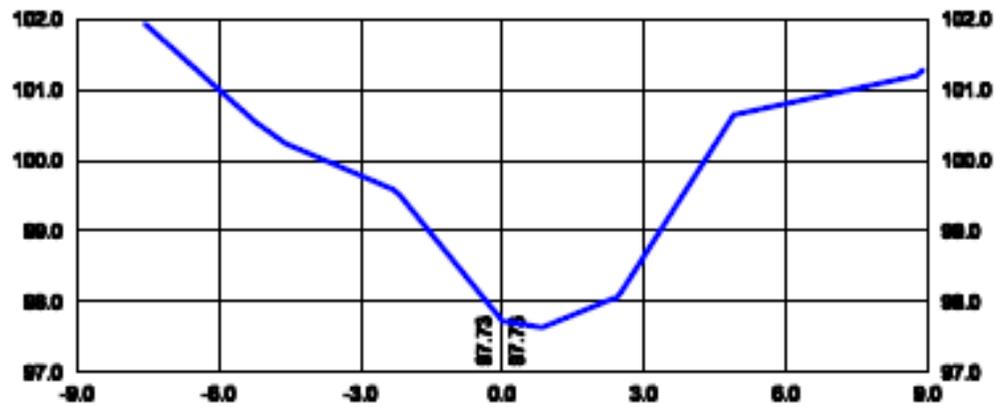
## 5. Perfiles transversales.

### 5.1. Perfiles aguas arriba.

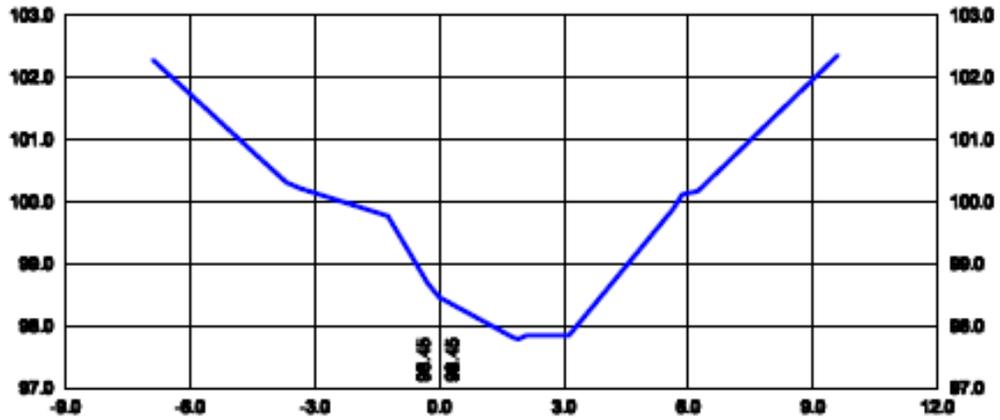
Estación 0 + 100 aguas arriba



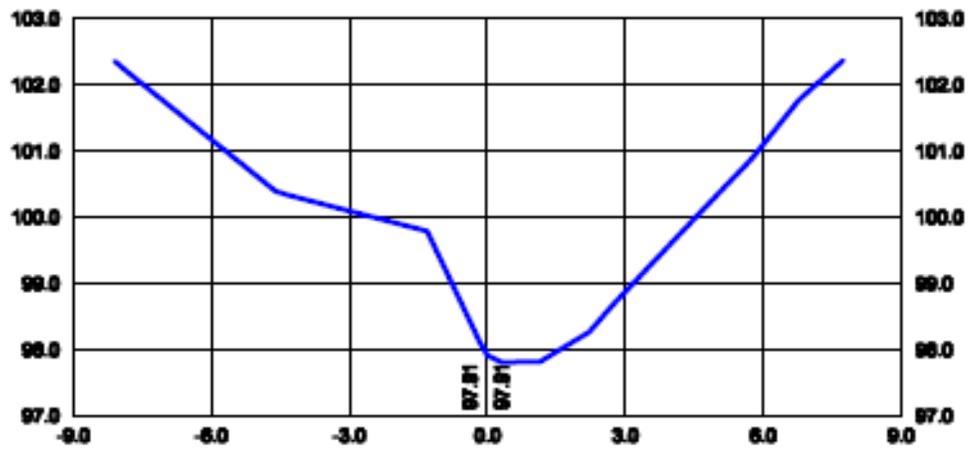
Estación 0 + 90 aguas arriba



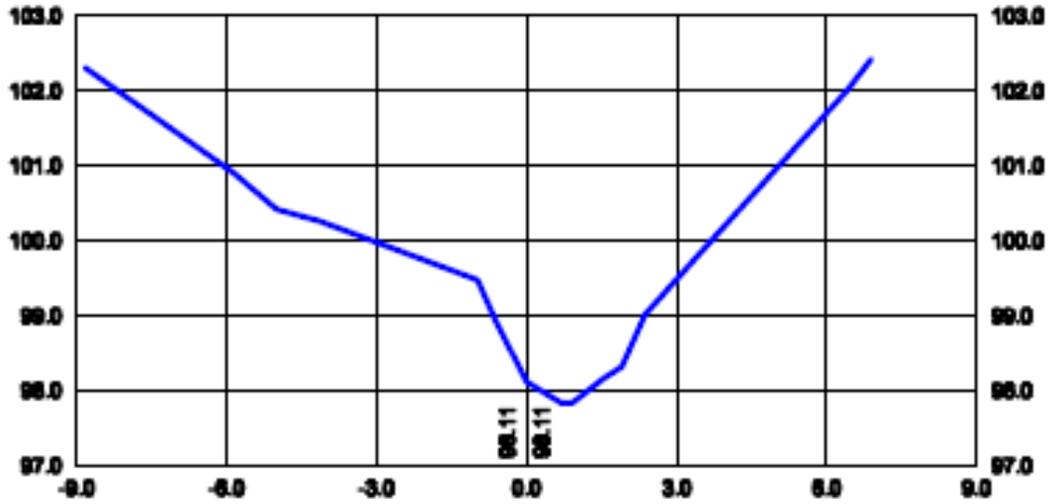
Estación 0 + 80 aguas arriba



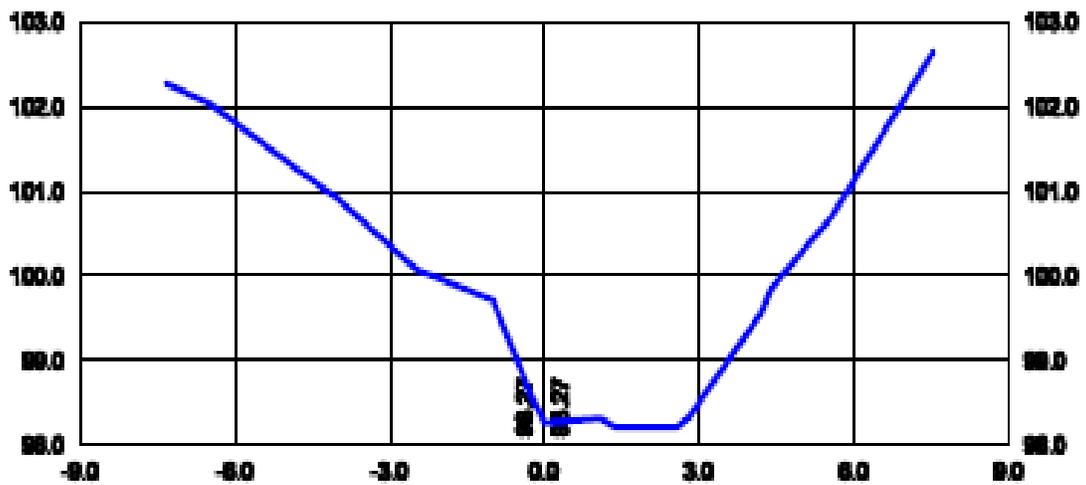
Estación 0 + 70 aguas arriba



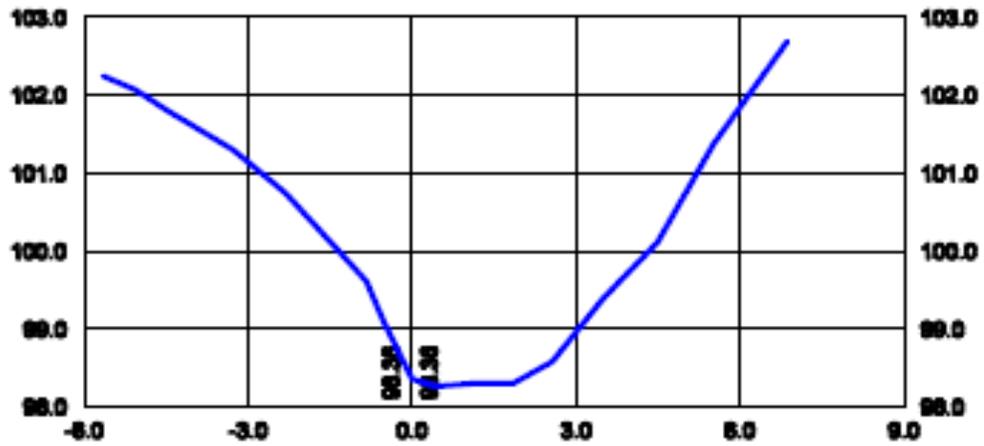
Estación 0 + 60 aguas arriba



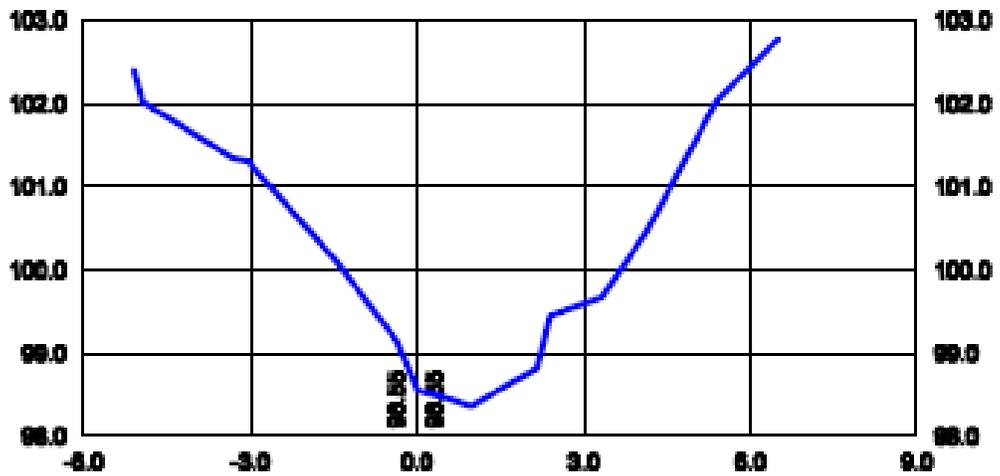
Estación 0+ 50 aguas arriba



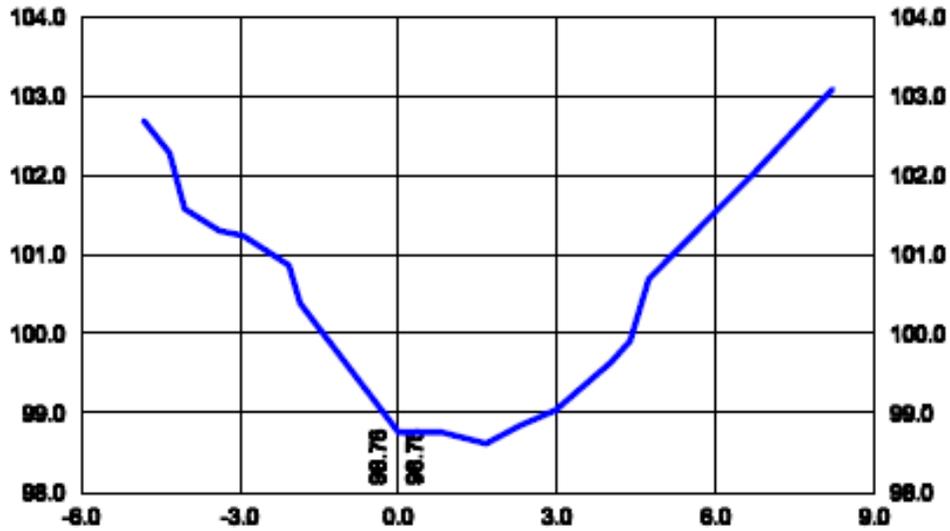
Estación 0 + 40 aguas arriba



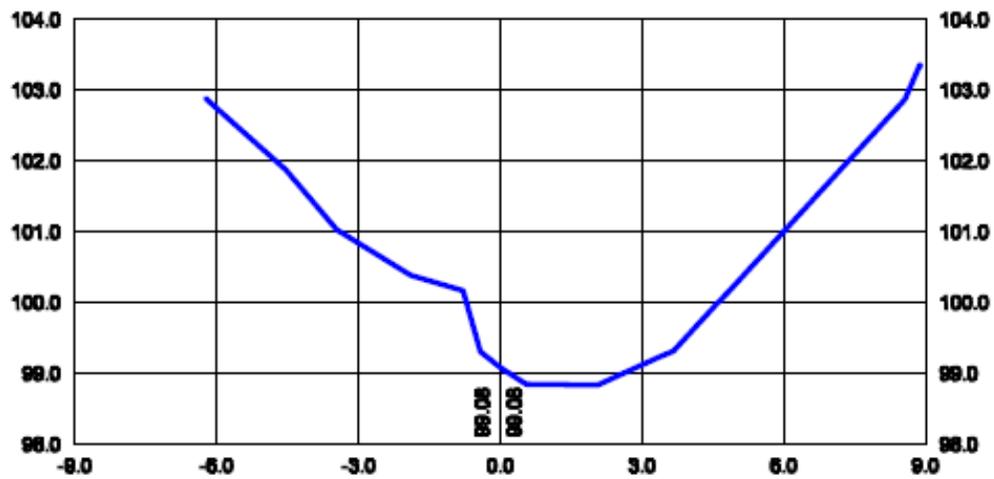
Estación 0 + 30 aguas arriba



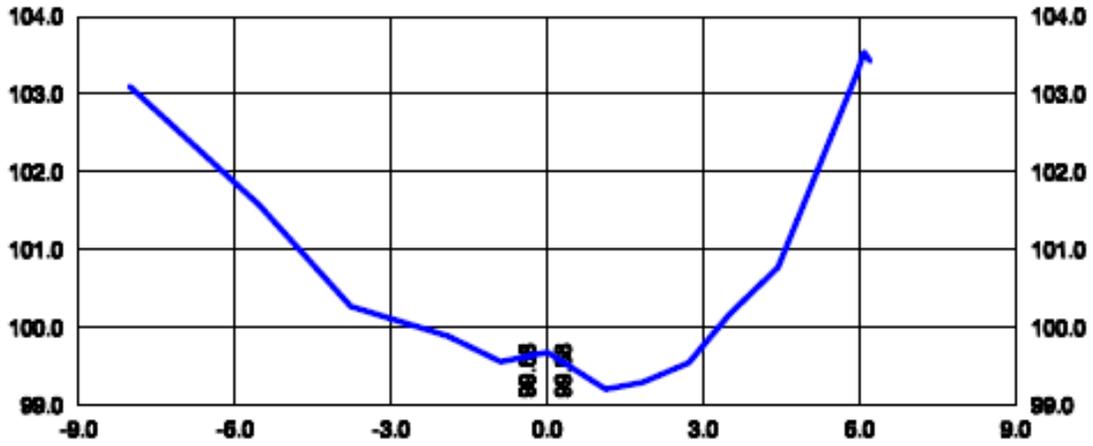
Estación 0 + 20, aguas arriba



Estación 0+10, aguas arriba

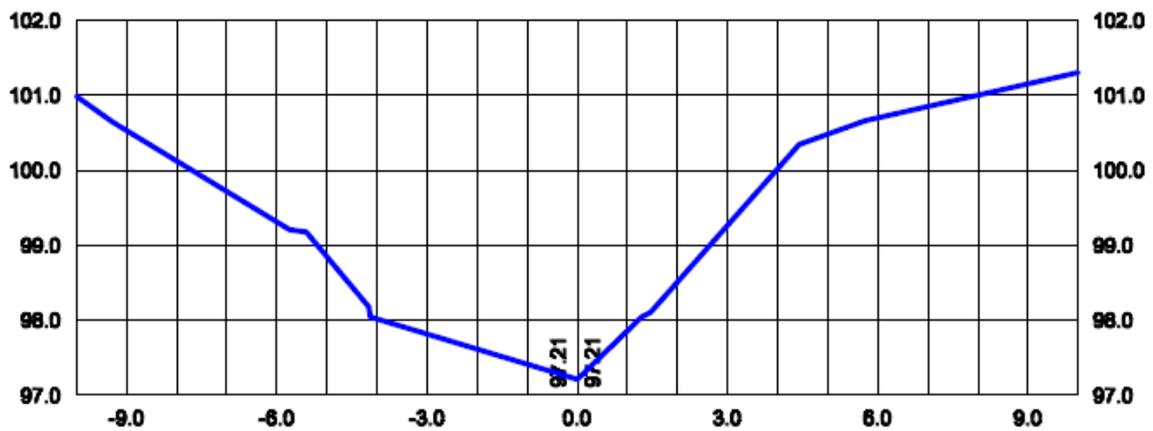


Estación 0+00, sección más cercana al cruce

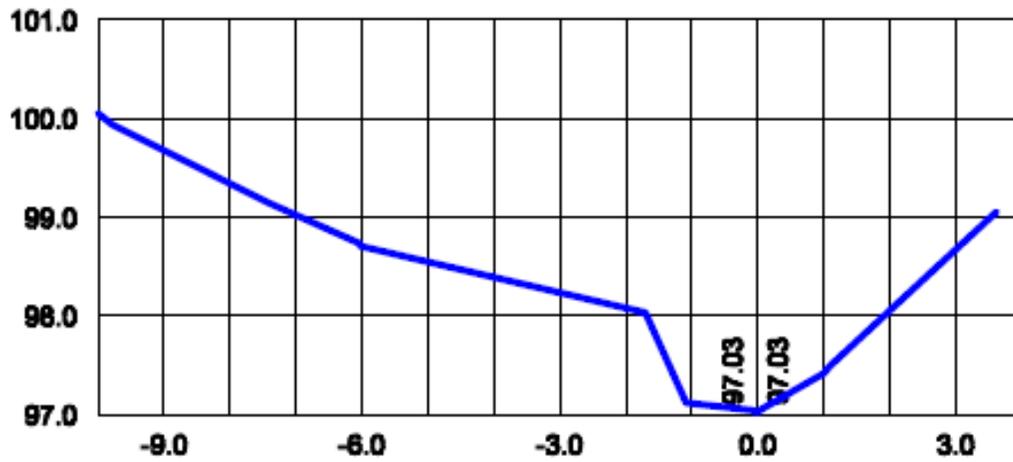


5.2. Perfiles aguas abajo.

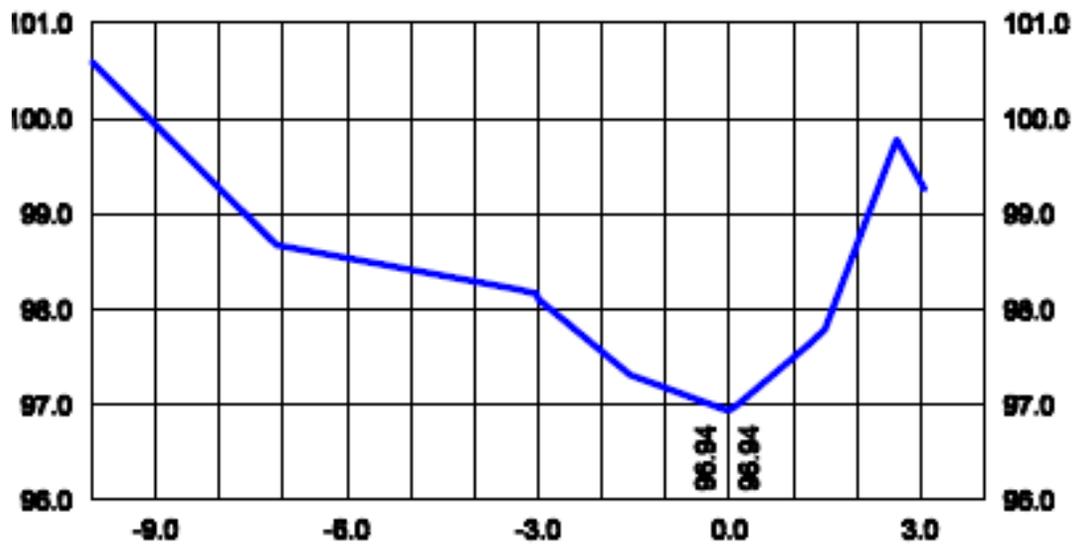
Estación 0 + 10 aguas abajo



Estación 0 + 20 aguas abajo



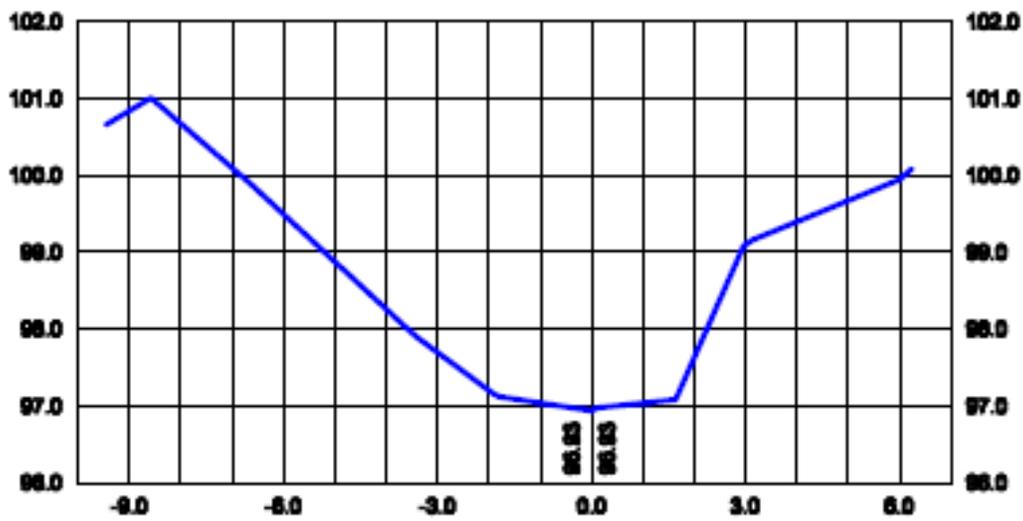
Estación 0 + 30 aguas abajo



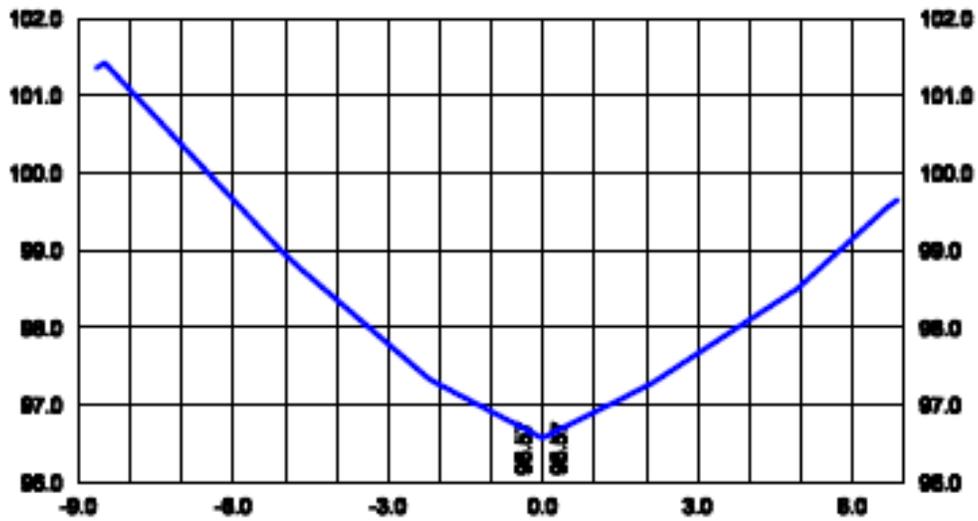
Estación 0 + 40 aguas abajo



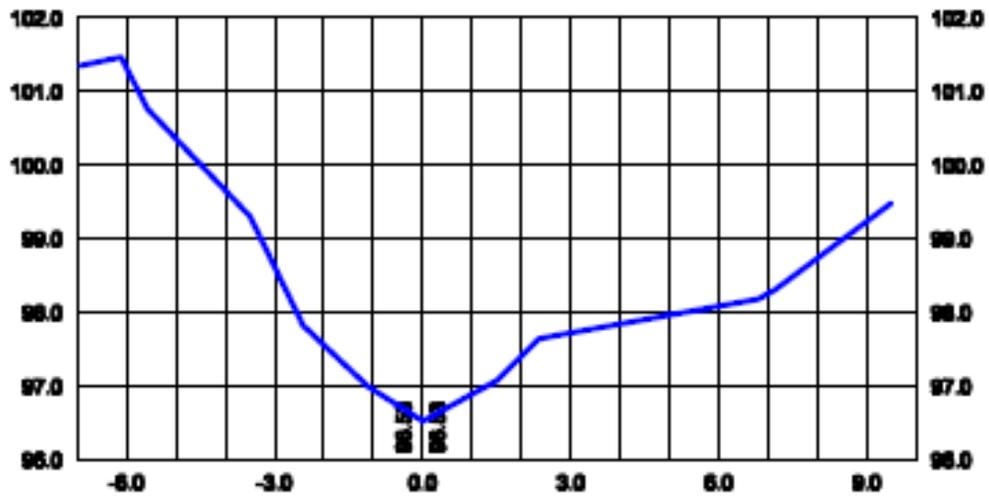
Estación 0 + 50 aguas abajo



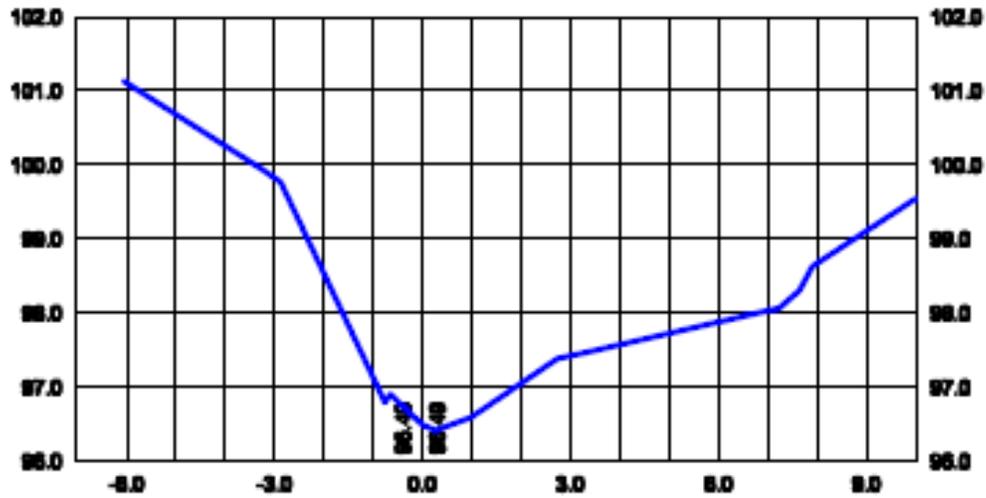
Estación 0 + 60 aguas abajo



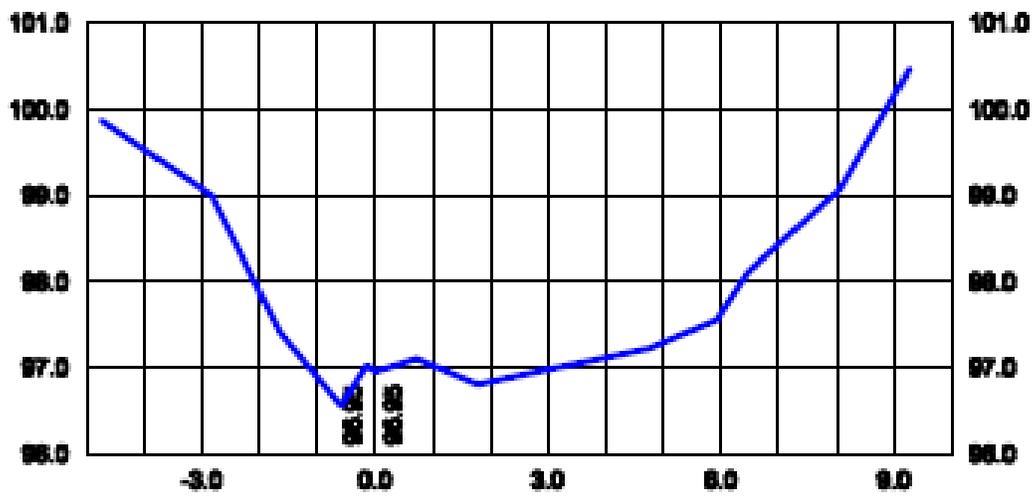
Estación 0 + 70 aguas abajo



Estación 0 + 80 aguas abajo



Estación 0 + 90 aguas abajo



# CAPITULO IV. ESTUDIO HIDROLÓGICO.

## 1. Introducción.

Para determinar el funcionamiento hidráulico del cauce y de la obra a proyectarse se realizaron estudios de hidrología e hidráulica con la finalidad de definir el caudal de diseño, área hidráulica, en la obra proyectada, que permitirán evacuar las diferentes posibles avenidas y mitigar sus probables impactos negativos, como corte de acceso, a las áreas poblacionales de la zona 9 y zona 10 de Ciudad Sandino.

### 1.1. Estudio Hidrológico.

El estudio hidrológico tiene como principal objetivo la determinación del caudal máximo de diseño hasta la ubicación de la obra a proyectarse. Para poder determinar el caudal de diseño máximo es necesario conocer algunos parámetros de interés, como son:

- Área de drenaje de la cuenca del cauce hasta el punto donde se proyecta la obra.
- Intensidad promedio de lluvia.
- Coeficiente de escorrentilla (Relación entre la precipitación promedio y la escorrentilla pico).

La determinación del área de drenaje de la cuenca se logra a través del análisis hidrográfico de la cuenca, este análisis se realiza con ayuda del mapa cartográfico de la zona de interés y programas computacionales.

Para este trabajo el análisis hidrográfico se realizó con el programa computacional AUTO CAD versión 2008 y con el mapa de la zona (este se obtuvo en el Instituto Nicaragüense de Estudios territoriales), a como se indica:

- En el mapa cartográfico de la zona con el programa computacional AUTO CAD se trazó una línea azul sobre la trayectoria que tiene el cauce para así tener una visión global del mismo.
- Se trazó el parte aguas del cauce, con la ayuda de las curvas de nivel del mapa, cerrando este en el punto de cruce de la obra a proyectarse.

- A través del programa Computacional AUTO CAD se calculó el área de drenaje de la cuenca y la longitud de la trayectoria del cauce. Para este proyecto resultaron ser de 309 Hectáreas y de 3856 m respectivamente.
- Mediante el mapa cartográfico se calculó la cota máxima y la cota mínima de la cuenca, las cuales resultaron ser 195 msnm y 120 msnm respectivamente.

Para la determinación de la intensidad promedio de lluvia se realizaron las curvas IDF (intensidad, duración y frecuencia) debido a que la intensidad promedio de lluvia se necesita para obtener el caudal de diseño que depende del tiempo que toma la cuenca entera en estar contribuyendo.

Los datos necesarios para la obtención de estas curvas son las intensidades de lluvias registradas por la estación meteorológica más cercana al lugar donde se efectuara la obra. En este proyecto los datos meteorológicos fueron obtenidos en el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales los cuales se muestran en la tabla 1.

**Tabla 1. Intensidades de lluvia registradas del año 1971 a 2006 suministrada por el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER)**

AÑOS	5	10	15	30	60	120	360
1971	199.2	112.8	106.4	69.4	41.7	30.2	-
1972	212.4	123.6	86.8	58.8	29.5	18.1	-
1973	200.4	137.4	121.2	89.2	77.7	44.7	-
1974	198.0	115.2	84.0	59.0	44.4	30.9	-
1975	126.0	125.4	118.4	100.0	90.0	65.6	-
1976	123.6	118.2	113.6	72.4	41.6	22.8	-
1977	187.2	142.2	118.4	79.2	52.1	29.2	-
1978	126.0	125.6	90.8	77.0	49.0	30.2	-
1979	121.2	111.6	92.8	57.8	42.4	26.8	-
1980	180.0	178.2	158.4	99.0	63.8	37.3	-
1981	153.6	109.2	104.8	59.6	36.7	23.0	-
1982	155.6	122.4	95.6	68.0	57.7	33.6	-
1983	133.2	102.0	80.8	55.8	35.4	18.1	-
1984	151.2	150.0	123.2	112.8	63.2	32.7	-
1985	150.0	134.4	109.6	106.4	77.3	67.9	-
1986	158.4	103.8	88.0	54.4	28.5	8.9	-
1987	200.4	151.8	119.2	84.4	47.1	17.4	-
1988	212.4	168.8	134.4	93.2	64.2	21.2	-

1989	150.1	120.7	98.0	36.4	25.2	14.8	-
1990	106.2	86.4	72.4	62.5	36.9	14.8	-
1991	238.8	204.0	159.6	82.2	33.8	23.0	-
1992	123.6	111.0	98.0	69.0	39.3	21.5	-
1993	150.0	111.0	87.2	66.0	49.3	29.1	-
1994	122.4	108.6	90.0	60.6	54.3	32.8	-
1995	115.2	114.0	113.0	76.0	76.0	45.8	-
1996	124.8	121.8	120.0	69.6	43.5	23.3	-
1997	120.0	120.0	80.0	64.0	33.4	14.9	-
1998	230.4	141.6	110.4	76.6	43.1	24.5	-
1999	126.0	109.8	84.0	62.4	32.6	22.7	-
2000	124.8	116.4	125.2	89.2	51.2	19.8	-
2001	230.4	164.0	119.2	76.8	46.0	30.6	9.9
2002	126.0	120.0	114.0	90.0	66.5	62.7	27.0
2003	165.6	130.8	120.8	110.0	95.1	58.9	4.6
2004	132.0	104.4	82.0	64.0	36.4	17.3	-
2005	132.0	120.0	108.0	88.0	77.0	42.7	19.0
2006	110.4	108.0	74.8	53.4	41.8	11.0	-

En el presente documento se realizaron las curvas IDF correspondientes a 25, 50 y 100 años cuya aplicación se detallada de la siguiente manera.

Para la realización de las curvas IDF se aplico el método estadístico de valores extremos de la siguiente manera:

1. Calcular el valor promedio de las intensidades para los tiempos de 5, 10, 15, 30, 60, 120, 360 minutos, (tabla 2).
2. Calcular la desviación estándar (S) de cada uno de los tiempos antes mencionados, (tabla 2).
3. Determinar el valor alfa ( $\alpha$ ) el cual depende de la desviación estándar, para cada uno de los tiempos, (tabla 2).
4. Calcular la moda de distribución para cada uno de los tiempos, (tabla 2).
5. Con los periodos de retornos establecidos con anterioridad se calculó el valor de  $Y_t$  (tabla 3).
6. Calcular el valor de  $X_t$  para cada una de los tiempos, (tabla 4).

7. Una vez obtenidos los valores de  $Y_t$  y  $X_t$  se calculan las ecuaciones de la intensidad (regresión logarítmica). Estas ecuaciones depende de coeficientes A, d y n que se calcularon de la siguiente manera:

De la ecuación:  $I = \frac{A}{(Tc + d)^n}$ , se puede ver que

$\text{Ln } I = \text{Ln } A - n \text{Ln } (Tc + d)$ , y tiene la forma  $Y = b + ax$  por lo que el valor de a y b se

pueden calcular así:  $a = \frac{n \sum XY - \sum X \sum Y}{n \sum X^2 - (\sum X)^2}$ ,  $b = \frac{\sum Y - a \sum X}{n}$

De donde:

$$Y = \text{Ln } (X_t)$$

$$X = \text{Ln } (Y+d)$$

n = número de datos.

7.1 Los valores de X para el periodo de retorno deseado se calcularon con el valor “d” que ajustaba mejor la ecuación a las intensidades de lluvia, este valor “d” estadísticamente se encuentra comprendido entre 1 y 10 por lo que se realizo el análisis para cada uno de estos valores. El valor “d” que mejor se ajusta es el valor para el cual el coeficiente de correlación es aproximadamente igual al Valor absoluto 1. Estos cálculos son mostrados en las tablas 5.

7.2 Una vez obtenido el valor “d” que mejor ajusta las ecuaciones a las intensidades se calculan los coeficientes A y n, tablas 6.

Una vez obtenido los coeficientes para la determinación de las curvas de intensidades se plantean las ecuaciones.

Las ecuaciones que se obtuvieron para cada uno de los periodos de retorno que se propusieron son las siguientes:

Periodo de retorno de 25 años:

$$I = \frac{647,505}{(tc + 3)^{0,5}}$$

Periodo de retorno de 50 años:

$$I = \frac{669,325}{(tc + 3)^{0,4829}}$$

Periodo de retorno de 100 años:

$$I = \frac{644,316}{(tc + 2)^{0,4547}}$$

.

Tabla 2. Cálculos para la obtención de las curvas IDF.

TIEMPO (Minutos)	5	10	15	30	60	120	360
$PROMEDIO = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}$	156.042	126.253	105.639	74.808	50.658	29.689	15.125
$DES\ V. \ STA. \ P(s)$ $= \sqrt{\frac{\sum(x - \bar{x})^2}{n}}$	38.305	23.420	20.748	17.429	17.535	14.868	8.575
$\alpha = \frac{\sqrt{6}s}{\pi}$	29.867	18.261	16.177	13.589	13.672	11.592	6.686
$\mu = \bar{x} - 0.5772\alpha$	138.952	115.804	96.382	67.033	42.835	23.056	11.299

Tabla 3. Valores de  $Y_t$ .

Periodo de Retorno	Valores de $Y_t$
25 años	3,199
50 años	3,902
100 años	4,600

Tabla 4. Valores de  $X_t$ .

Periodos de Retorno ( $Y_t$ )	Valores de $X_t$						
	5	10	15	30	60	120	360
25 años	234,48	174,21	148,12	110,50	86,57	60,13	32,68
50 años	255,49	187,06	159,50	120,06	96,18	68,29	37,39
100 años	276,34	199,81	170,80	129,54	105,73	76,38	42,05

Tablas 5. Calculo del valor "d" para cada uno de los periodos de retorno.

Tabla 5.1

Periodo de retorno 25 años	Valores "d"									
Valores Y (LN X <sub>t</sub> )	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5,46	1,79	1,95	2,08	2,20	2,30	2,40	2,48	2,56	2,64	2,71
5,16	2,40	2,48	2,56	2,64	2,71	2,77	2,83	2,89	2,94	3,00
5,00	2,77	2,83	2,89	2,94	3,00	3,04	3,09	3,14	3,18	3,22
4,70	3,43	3,47	3,50	3,53	3,56	3,58	3,61	3,64	3,66	3,69
4,46	4,11	4,13	4,14	4,16	4,17	4,19	4,20	4,22	4,23	4,25
4,10	4,80	4,80	4,81	4,82	4,83	4,84	4,84	4,85	4,86	4,87
3,49	5,89	5,89	5,89	5,90	5,90	5,90	5,91	5,91	5,91	5,91
COEF. DECORR.	-0,9978	-0,9982	-0,9984	-0,9984	-0,9982	-0,9979	-0,9976	-0,9972	-0,9968	-0,9963

Tabla 5.2

Periodo de retorno 50 años	Valores "d"									
Valores Y (LN X <sub>t</sub> )	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5,54	1,79	1,95	2,08	2,20	2,30	2,40	2,48	2,56	2,64	2,71
5,23	2,40	2,48	2,56	2,64	2,71	2,77	2,83	2,89	2,94	3,00
5,07	2,77	2,83	2,89	2,94	3,00	3,04	3,09	3,14	3,18	3,22
4,79	3,43	3,47	3,50	3,53	3,56	3,58	3,61	3,64	3,66	3,69
4,57	4,11	4,13	4,14	4,16	4,17	4,19	4,20	4,22	4,23	4,25
4,22	4,80	4,80	4,81	4,82	4,83	4,84	4,84	4,85	4,86	4,87
3,62	5,89	5,89	5,89	5,90	5,90	5,90	5,91	5,91	5,91	5,91
COEF. DE CORR.	-0,9973	-0,9976	-0,9976	-0,9974	-0,9971	-0,9968	-0,9963	-0,9958	-0,9953	-0,9948

TABLA 5.3

Periodo de retorno 100 años	Valores "d"									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Valores Y (LN X <sub>t</sub> )										
5,62	1,79	1,95	2,08	2,20	2,30	2,40	2,48	2,56	2,64	2,71
5,30	2,40	2,48	2,56	2,64	2,71	2,77	2,83	2,89	2,94	3,00
5,14	2,77	2,83	2,89	2,94	3,00	3,04	3,09	3,14	3,18	3,22
4,86	3,43	3,47	3,50	3,53	3,56	3,58	3,61	3,64	3,66	3,69
4,66	4,11	4,13	4,14	4,16	4,17	4,19	4,20	4,22	4,23	4,25
4,34	4,80	4,80	4,81	4,82	4,83	4,84	4,84	4,85	4,86	4,87
3,74	5,89	5,89	5,89	5,90	5,90	5,90	5,91	5,91	5,91	5,91
COEF. DECORR.	-0,9967	-0,9968	-0,9966	-0,9963	-0,9959	-0,9955	-0,9950	-0,9944	-0,9938	-0,9933

Tablas 6. Determinación de las ecuaciones de intensidad para cada uno de los periodos de retorno.

Tabla 6.1 Periodo de retorno de 25 años.

	Y (25)	X(3)	X <sup>2</sup>	X*Y	a	b	e <sup>^b</sup>
1	5,457	2,079	4,324	11,348	-0,5002	6,4731	647,5050
2	5,160	2,565	6,579	13,236			
3	4,998	2,890	8,354	14,446			
4	4,705	3,497	12,226	16,451			
5	4,461	4,143	17,166	18,482			
6	4,097	4,812	23,157	19,713			
7	3,487	5,894	34,744	20,553			
SUMATORIA	32,365	25,881	106,550	114,230			

Tabla 6.2 Periodo de retorno 50 años.

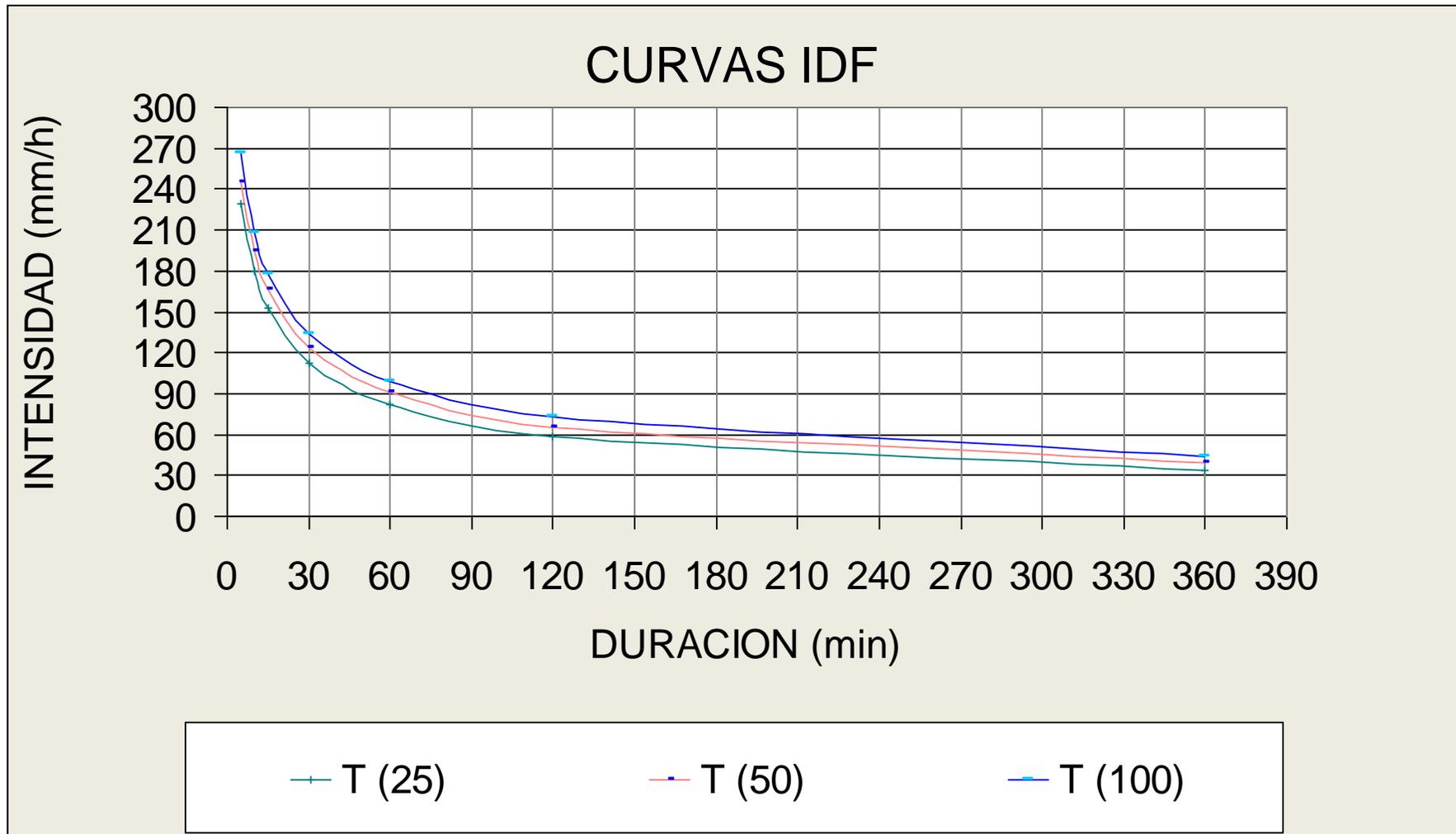
	Y (50)	X(3)	X <sup>2</sup>	X*Y	a	b	e <sup>b</sup>
1	5,543	2,079	4,324	11,527	-0,4829	6,5063	669,3252
2	5,231	2,565	6,579	13,418			
3	5,072	2,890	8,354	14,660			
4	4,788	3,497	12,226	16,741			
5	4,566	4,143	17,166	18,919			
6	4,224	4,812	23,157	20,325			
7	3,621	5,894	34,744	21,345			
SUMATORIA	33,046	25,881	106,550	116,936			

Tabla 6.3 periodo de retorno 100 años.

	Yt (100)	X(2)	X <sup>2</sup>	X*Y	a	b	e <sup>b</sup>
1	5,622	1,946	3,787	10,939	-0,4547	6,4682	644,3160
2	5,297	2,485	6,175	13,163			
3	5,140	2,833	8,027	14,564			
4	4,864	3,466	12,011	16,857			
5	4,661	4,127	17,033	19,236			
6	4,336	4,804	23,079	20,829			
7	3,739	5,892	34,711	22,029			
SUMATORIA	33,659	25,553	104,823	117,618			

## 1.2. Representación gráfica de las ecuaciones.

Grafica de curva IDF



### 1.3. Introducción para cálculo hidrológico.

El coeficiente de escorrentillas es un valor que se calcula en dependencia del lugar en donde se desea llevar el proyecto a cabo debido a que este coeficiente va en dependencia de parámetros como son:

- La topografía.
- Tipo de suelo de la zona.
- La cobertura de la zona.

La determinación de los coeficientes en el presente trabajo se realizó de la siguiente forma:

El coeficiente  $C_1$  correspondiente a la topografía se considero con el valor de 0.10 debido a que la pendiente promedio del terreno oscilaba entre el valor de 28-47 m/Km.

El coeficiente  $C_2$  correspondiente al tipo de suelo se tomo de la tabla modificada de Bernad como 0.15 tomando como referencia el estudio de suelo.

El coeficiente  $C_3$  correspondiente a la cobertura se eligió como 0.10 (cultivo), este valor fue criterio propio fundamentado en visitas al sitio donde se proyecta la obra.

#### 1.3.1. Determinación del caudal de diseño.

El caudal de diseño será el correspondiente a un periodo de retorno de 25 años el cual se considera correcto para este tipo de obra:

Área de la cuenca: 309.01 hectáreas

Cota máxima (H): 195 m

Cota mínima (h): 120 m

Longitud de cuenca (L): 3856 m

**1.3.2. Calculo de la pendiente.**

$$S = \frac{H - h}{L}$$

$$S = \frac{195 - 120}{3856}$$

$$S = 0.01945 \approx 1.9\%$$

**1.3.3. Factor de forma de la cuenca.**

$$K = 3.28 \frac{L}{\sqrt{S}}$$

$$K = 3.28 \frac{3856 \text{ m}}{\sqrt{0.01945}}$$

$$K = 90,688.259$$

**1.3.4. Tiempo de concentración.**

$$T_c = 0.0041(K)^{0.77}$$

$$T_c = 0.0041 (90,688.259)^{0.77}$$

$$T_c = 26.92 \text{ min}$$

**1.3.5. Coeficiente de escorrentillas.**

$$C = 1 - (C_1 + C_2 + C_3)$$

C1=0.10 (Topografía "terreno montañoso").

C2=0.15 (Tipo de suelo "arena con grava").

C3=0.10 (Cobertura "cultivo").

$$C = 1 - (0.10 + 0.15 + 0.10) = 0.65$$

Por lo tanto C = 0.65

**1.3.6. Intensidades de lluvia calculadas en las curvas para el tiempo de concentración.**

$$I = \frac{A}{(t + d)^n}$$

Para 25 años

$$I = \frac{647.50}{(26.92 + 3)^{0.5}} = 118.27 \text{ mm/h}$$

Para 50 años

$$I = \frac{669.33}{(26.92 + 3)^{0.48}} = 129.68 \text{ mm/h}$$

Para 100 años

$$I = \frac{644.32}{(26.92 + 2)^{0.46}} = 139.55 \text{ mm/h}$$

### 1.3.7. Caudales de diseño.

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

$$Q = \frac{0.65 * 118.27 * 309.01}{360} = 65.98 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q = \frac{0.65 * 129.68 * 309.01}{360} = 72.35 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q = \frac{0.65 * 139.55 * 309.01}{360} = 77.86 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

### 1.3.8. Factor de seguridad de "1.2."

$$Qd = FsQ$$

$$Qd = 1.2(65.98)$$

$$Qd = 79.18 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Qd = 1.2(72.35)$$

$$Qd = 86.82 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Qd = 1.2(77.86)$$

$$Qd = 93.43 \text{ m}^3/\text{s}$$

El caudal de diseño que se ocupara para el proyecto será el correspondiente a un periodo de retorno de 25 años con un factor de seguridad prudente en caso de algún imprevisto:

$$\mathbf{Qd = 79.18 \text{ m}^3/\text{s}}$$

# CAPITULO V. ANÁLISIS HIDRÁULICO.

## 1. Análisis hidráulico.

A partir del caudal de diseño obtenido mediante el estudio hidrológico ( $Q_d = 79.18 \text{ m}^3/\text{s}$ .) y de la sección natural real del cauce determinada por el estudio topográfico, se determino el tirante que puede producirse en el cauce durante una avenida.

El procedimiento para el cálculo del tirante hidráulico de la sección se efectuó mediante aproximaciones sucesivas, este método consiste en proponer un nivel de agua y calcular el caudal que se produce para éste y luego se compara con el caudal de diseño, si este caudal es menor se eleva el nivel de agua pero si es mayor se disminuye. Este proceso iterativo se detiene hasta ajustarlo al caudal de diseño con una aproximación de  $\pm 5\%$  de error.

Como las secciones transversal del cauce son irregulares lo recomendado es obtener una sección media que represente la sección real del cruce, esto se obtiene al superponer por lo menos 3 de las secciones más cercanas al punto de cruce ,manteniendo sus niveles respecto a un mismo datum.

Al proponer diversos niveles de agua se obtienen distintas áreas hidráulicas y por ende distintos perímetros mojados, debido a la forma accidental de la sección se torna complicado la determinación del perímetro y área hidráulica sin embargo trazando líneas verticales en ciertos puntos de la sección transversal representativa donde hay cambios de pendiente se obtienen sub-secciones cuyas áreas son más sencillas de calcular (Triángulos, cuadriláteros y trapecios).

Con el perfil longitudinal del cauce determinado en el levantamiento topografico se obtiene la pendiente media del cauce. Después de haber obtenido todos estos parámetros se procede a la estimación del gasto correspondiente al nivel de agua propuesto.

### 1.1. Cálculos Hidráulicos.

Para obtener una sección representativa se superpusieron las secciones más cercanas al cruce cuya estación son 0+010,0+000 y 0+010, con lo que se obtuvo la siguiente sección representativa (Figura 1).

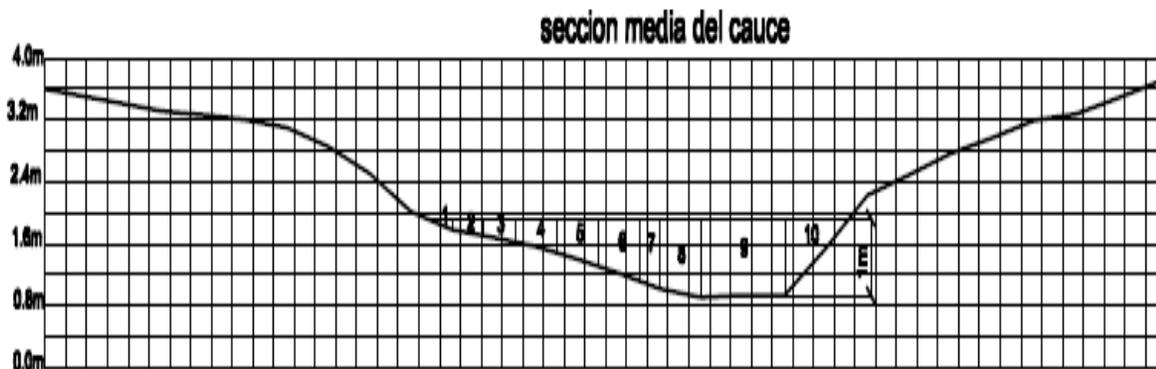


Figura 1

Datos:

La pendiente media (S) obtenida del levantamiento topográfico es de 0.03 m/m (S = 3%) se pueden apreciar en los perfiles longitudinales ubicados en los anexos del presente trabajo.

El coeficiente de Manning utilizado es de 0.025 el cual corresponde a cauces de tierra natural.

Para la primera estimación de caudal se propuso un nivel de agua de 1.00 metros ( $y = 1$ ), con lo que se obtuvieron 10 sub-secciones (tabla 1) las secciones se pueden apreciar en el figura 1.

**Tabla 1. Nivel de agua 1 metro.**

Sub-sec.	$A_i(m^2)$	$P_i(m)$	$R_i = A_i/P_i$ (m)	$R_i^{(2/3)}$	$1/n$	$S^{(1/2)}$	$Q_i$ ( $m^3/s$ )
1	0.05	0.66	0.076	0.179	40.000	0.173	0.062
2	0.14	0.77	0.182	0.321	40.000	0.173	0.311
3	0.2	0.74	0.270	0.418	40.000	0.173	0.579
4	0.38	1.01	0.376	0.521	40.000	0.173	1.372
5	0.53	1.02	0.520	0.646	40.000	0.173	2.373
6	0.72	1.02	0.706	0.793	40.000	0.173	3.955

Sub-sec.	Ai(m <sup>2</sup> )	Pi(m)	Ri= Ai/Pi (m)	Ri <sup>(2/3)</sup>	1/n	S <sup>(1/2)</sup>	Qi (m <sup>3</sup> /s)
7	0.44	0.51	0.863	0.906	40.000	0.173	2.763
8	0.97	1.01	0.960	0.973	40.000	0.173	6.542
9	2.02	1.99	1.015	1.010	40.000	0.173	14.135
10	0.79	1.86	0.425	0.565	40.000	0.173	3.093
Total	6.24						35.185

$$Q_d = 79.18 \text{ m}^3/\text{s} > 35.185 \text{ m}^3/\text{s}$$

Debido a que el caudal es menor que el caudal de diseño se propone un nivel de agua mayor, para la segunda estimación de caudal se propone un nivel de agua de 1.50 metros ( $y = 1.5$ ), con lo que se obtuvieron 10 sub-secciones. Ver tabla 2 y figura 2.



Figura 2

**Tabla 2. Nivel de agua 1.5 metro.**

Sub-secc	Ai(m <sup>2</sup> )	Pi(m)	Ri= Ai/Pi (m)	Ri <sup>(2/3)</sup>	1/n	S <sup>(1/2)</sup>	Qi (m <sup>3</sup> /s)
1	0.18	0.94	0.191	0.332	40.000	0.173	0.414
2	0.54	1.03	0.524	0.650	40.000	0.173	2.432
3	1.4	1.87	0.749	0.825	40.000	0.173	7.997
4	1.07	1.15	0.930	0.953	40.000	0.173	7.065
5	1.76	1.53	1.150	1.098	40.000	0.173	13.387
6	0.69	0.51	1.353	1.223	40.000	0.173	5.848
7	1.47	1.07	1.374	1.236	40.000	0.173	12.586
8	3.02	2	1.510	1.316	40.000	0.173	27.539
9	1.71	2.38	0.718	0.802	40.000	0.173	9.504
10	0.08	0.8	0.100	0.215	40.000	0.173	0.119
Total	11.92						86.892

$$Q_d = 79.18 \text{ m}^3/\text{s} < 86.892 \text{ m}^3/\text{s}$$

Debido a que el caudal es mayor que el caudal de diseño se propone un nivel de agua menor, sin embargo para proponer un nivel de agua bastante cercano al tirante máximo de agua se puede interpolar entre los dos valores de caudal obtenidos.

Con la interpolación de los tirantes propuestos y caudales obtenidos se obtuvo un nivel de agua de 1.47 metros ( $y = 1.47$ ), para tener idea de la aproximación obtenida se procedió a realizar el cálculo del gasto para este nivel de agua obteniéndose los resultados según la tabla 3.

**Tabla 3. Nivel de agua 1.47 metro**

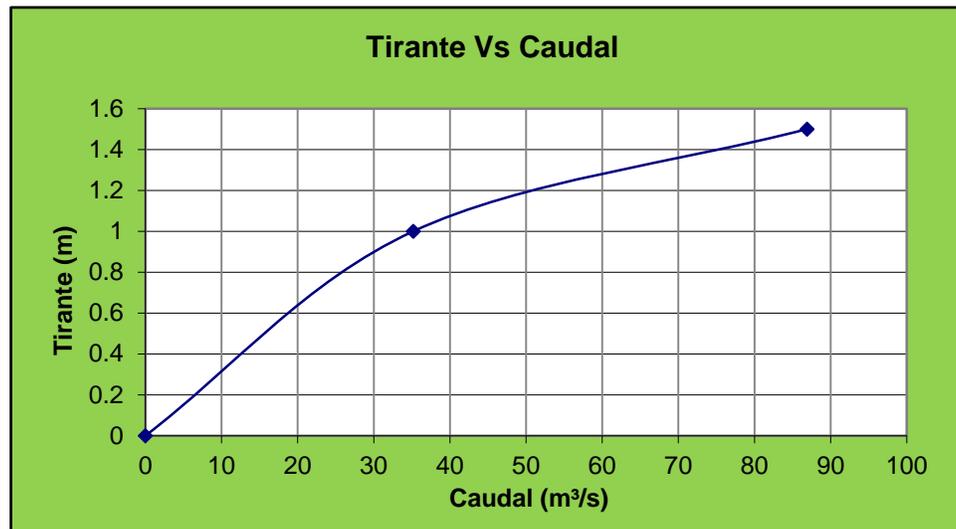
Sub-secc	Ai(m <sup>2</sup> )	Pi(m)	Ri= Ai/Pi (m)	Ri <sup>(2/3)</sup>	1/n	S <sup>(1/2)</sup>	Qi (m <sup>3</sup> /s)
1	0.13	0.82	0.159	0.293	40.000	0.173	0.264
2	0.48	1.03	0.466	0.601	40.000	0.173	1.999
3	1.4	2.01	0.697	0.786	40.000	0.173	7.621
4	1.41	1.52	0.928	0.951	40.000	0.173	9.292
5	1.83	1.53	1.196	1.127	40.000	0.173	14.286
6	1.42	1.01	1.406	1.255	40.000	0.173	12.347
7	2.92	2	1.460	1.287	40.000	0.173	26.036
8	1.6	2.3	0.696	0.785	40.000	0.173	8.703
9	0.04	0.59	0.068	0.166	40.000	0.173	0.046
	11.23						80.594

$$\text{Error del Gasto} = \frac{Q_d - Q_i}{Q_d}$$

$$\text{Error del Gasto} = \frac{79.18 - 80.594}{79.18} = 0.03 = 3.05\%$$

Como el error del gasto obtenido para el nivel de agua de 1.47 metros es menor que  $\pm 5\%$ , se detiene la iteración y se toma como Tirante máximo este nivel de agua.

### Grafico auxiliar para la interpolación del tirante.



Debido a la forma irregular del cauce se recomienda modificar su sección transversal para así poder asegurar un mejor funcionamiento hidráulico, a demás así se tendrá un mejor conocimiento del comportamiento que seguirá el flujo durante las avenidas.

En el lugar de ubicación del puente se propone una sección transversal conformada, la sección conformada se calculó hidráulicamente con ayuda del programa Microsoft Excel versión 2007 (Con el programa HCANAL se realiza de manera más sencilla el cálculo del tirante hidráulico y demás propiedades del canal abierto sin embargo no se cuenta con el programa por lo que no se realizo con este programa) , esto se realiza con la intención de evitar iterar nuevamente y aprovechar la herramienta "solver" que ofrece el programa, cuya finalidad es resolver ecuaciones relativamente complicadas

Los cálculos son realizados a partir del caudal de diseño obtenido del análisis hidrológico. y demás datos conocidos a como presenta la tabla siguiente

Dimensiones de la sección propuesta	
B(Fondo del cauce)	8.50 metros
H (Profundidad del cauce)	1.50 metros
Z (Taludes del cauce)	30 grados
S (Pendiente del cauce)	0.03 m/m
n (Coeficiente de Manning)	0.025 (Canales de tierra)
Galibo con dimensiones propuesta	0.57 metros.

El **caudal de estiaje** que circula por el cauce corresponde a una contribución mínima debida a viviendas aledañas, este caudal para fines prácticos se considera nulo ( $Q_{\text{estiaje}}=0.00 \text{ m}^3/\text{s}$ )

La determinación del **Nivel de Aguas Máximo Ordinario (NAMO)**, se realizo con el caudal que se obtuvo para un periodo de retorno de 25 años ( $Q_{\text{diseño}} = 79.18 \text{ m}^3/\text{s}$ ) con lo que se obtuvo con ayuda de Microsoft Excel versión 2007:

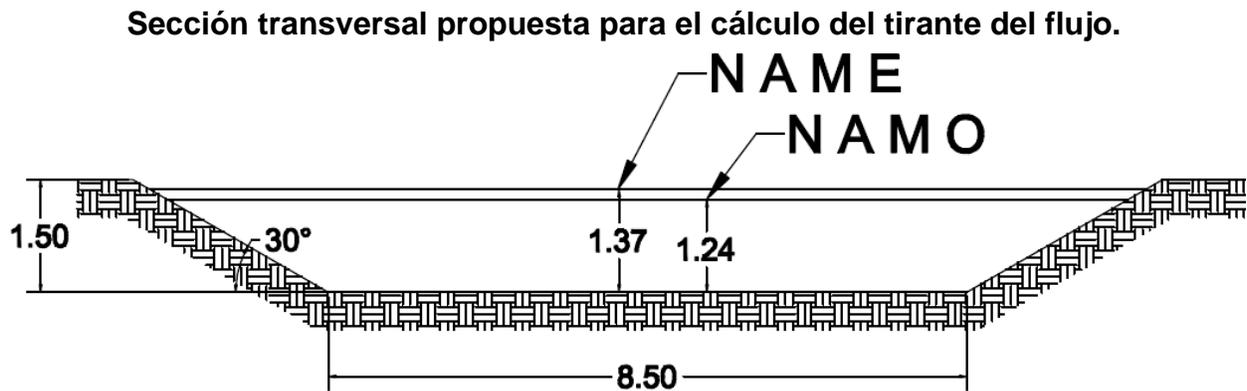
B (Fondo del cauce)	8,500	Metros
Z (talud__grados)	30,000	Grados
n (Coeficiente de Manning)	0,025	adimensional
Pendiente (S)	0,030	m/m
A (Área)	11,400	m <sup>2</sup>
P (Perímetro mojado)	11,357	Metros
R (Radio Hidráulico)	1,004	Metros
T (Espejo de agua)	12,299	Metros

Caudal	79,180	m <sup>3</sup> /s
Velocidad (m/s)	6,946	m/s
<b>Y (tirante)</b>	<b>1,237</b>	<b>Metros</b>

La determinación del **Nivel de Aguas Máximo Extraordinario (NAME)**, se realizo con el caudal que se obtuvo para un periodo de retorno de 100 años ( $Q_{\text{inundación}} = 93.43 \text{ m}^3/\text{s}$ ) con lo que se obtuvo con ayuda de Microsoft Excel versión 2007:

B (Fondo del cauce)	8.500	Metros
Z (talud__grados)	30.000	Grados
n (Coeficiente de Manning)	0.025	adimensional
Pendiente (S)	0.030	m/m
A (Area)	12.725	m <sup>2</sup>
P (Perimetro mojado)	11.663	Metros
R (Radio Hidráulico)	1.091	Metros
T (Espejo de agua)	12.705	Metros

Caudal (m <sup>3</sup> /s)	93.430	m <sup>3</sup> /s
Velocidad (m/s)	7.342	m <sup>3</sup> /s
<b>Y (tirante)</b>	<b>1.370</b>	<b>Metros</b>



## 2. Socavación del puente.

Debido a que el tipo de suelo del lecho del cauce es propenso a socavarse se recomienda colocar obras de protección para proteger las fundaciones del puente, éstas obras pueden ser gaviones cajas de mallas hexagonal de 1.50m\*1.00m\*1.00m con piedra bolón y para mantener el equilibrio del perfil cauce usar gavión colchón reno de malla hexagonal de 4m\*2m\*0.30m.

Debido a que los estribos del puente estarán ubicados fuera del flujo del agua y dado que el puente no tiene pilas intermedias no se considera constricciones de la corriente que podrían provocar un aumento en el tirante del flujo (remanso).

La socavación por efectos de curvas del cauce no son consideradas ya que la ubicación donde se proyecta construir no se encuentra en curva, el esviaje del puente respecto a la corriente es mínimo.

En base al análisis hidráulico de la sección del cauce se recomienda que la longitud del puente del puente sea 17m.

### 3. Diseño hidráulico del drenaje pluvial de las calles de acceso.

Es necesario realizar un análisis hidráulico para el drenaje pluvial de las calles de acceso del puente con la finalidad de evitar que esta agua se acumule en la calzada del puente.

En la topografía de las calles de acceso se puede observar que en una avenida el agua de las calles de acceso corre en dirección al puente por lo que es necesario realizar una obra de drenaje en esta calle de acceso.

Lo primero que se necesita saber es el caudal que escurriría sobre la calle de acceso durante una avenida para posteriormente diseñar la obra de drenaje.

#### 3.1. Determinación del caudal.

Las calles de acceso tiene una longitud de 100 m, las viviendas ubicadas en esta calle de acceso tienen un área aproximada de 10 m x 25 m con 10 viviendas aproximadamente. La calzada tiene un ancho de 4.00 metros, una pendiente promedio de 1.5% y andenes peatonal de 1.50 m.

Con esta información se puede utilizar el método racional para obtener el caudal de diseño. Para el cálculo de la intensidad se utilizara la curva IDF para un periodo de retorno de 25 años.

El coeficiente de escorrentillas será:

$$C1 = 0.30 \text{ Topografía}$$

$$C2 = 0.10 \text{ Suelo}$$

$$C3 = 0.10 \text{ Cobertura}$$

$$C = 1 - (0.30 + 0.10 + 0.10) = 0.50$$

Se tomara como consideración que el mismo caudal se obtendrá de las viviendas del costado Norte que las viviendas del costado Sur por lo que solamente se diseñara una vez.

El área de drenaje será igual a la suma del área que drenan las viviendas más el área que drena la calzada con lo que se obtiene:

$$a = 10 * (10 * 25) + 100 * (2 + 1.5) = 2800 \text{ m}^2$$

$$a = 0.28 \text{ ha.}$$

La intensidad de lluvia es:

$$k = 3.28 * \frac{100}{\sqrt{0.015}} = 2678.11$$

$$tc = 0.0041 * (2678.11)^{0.770} = 1.79 \text{ minutos}$$

Con la ecuación de intensidad para un periodo de retorno de 25 años se obtiene:

$$I = \frac{647.50}{(1.79 + 3)^{0.5}} = 295.85 \frac{\text{mm}}{\text{hrs}}$$

El caudal de diseño de la obra de drenaje es:

$$Q = \frac{0.5 * 295.85 * 0.28}{360} = 0.115 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con un factor de seguridad de 1.2

$$Qd = 1.2 * 0.115 = 0.138 \text{ m}^3/\text{s}$$

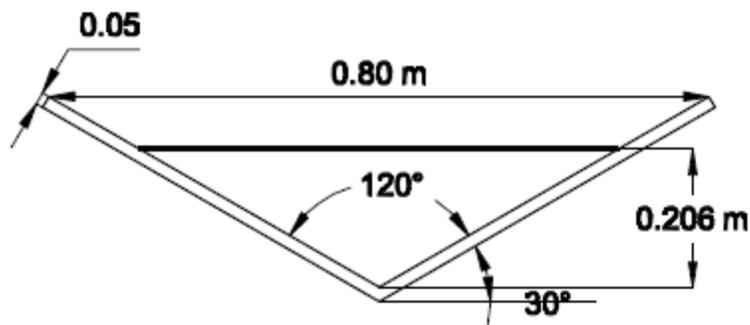
### 3.2. Dimensionamiento de la obra de drenaje.

Como obra de drenaje se propone un canal triangular de concreto con las siguientes dimensiones..

Descripción	Valor	Unidades
Angulos externos	30.000	grados
Angulo interno	120.000	grados
Tirante	0.206	m
Coef. Manning	0.013	adimensional
Pendiente	0.015	
Area	0.073	m <sup>2</sup>
Perimetro mojado	0.823	m

Radio Hidraulico	0.089	m
Espejo de agua	0.713	m
<b>Velocidad</b>	<b>1.880</b>	<b>m/s</b>
<b>Caudal</b>	<b>0.138</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>

Con la dimensión del espejo de agua se puede observar que el ancho del canal triangular es de 0.713 m por lo que se propone un ancho de 0.80 metros.



**Obra de drenaje.**

Esta obra de drenaje se colocara en las calles de acceso en ambos lados de la calzada.

#### **4. Diseño hidráulico del drenaje pluvial de la calzada del puente.**

La Calzada del puente tiene un ancho de 8 metros, por el bombeo se considera que la mitad drena hacia un lado y la otra mitad hacia el otro lado, y una longitud de 17 m. Con estos datos se puede determinar el caudal que fluirá sobre esta.

Para el drenaje se propone utilizar drenes a una separación de 8 metros con lo que se puede determinar el área tributaria para cada dren y determinar el caudal que tendrá que evacuar cada uno.

**4.1. Determinación del caudal.**

$$A = 4m * 8m = 32 m^2 = 0.0032 Ha$$

$$K = 3.28 * \frac{8}{\sqrt{0.010}} = 262.4$$

$$Tc = 0.0041 * (262.4)^{0.770} = 0.30 min$$

En la determinación de la intensidad se considerara un periodo de retorno de 25 años:

$$I = \frac{647.505}{(0.30 + 3)^{0.50}} = 356.44 \frac{mm}{hrs}$$

Con la finalidad de simular la condición más crítica se considerara un coeficiente de escorrentilla igual a la unidad (C= 1) por lo que el caudal sería el siguiente:

$$Q = \frac{1 * 356.44 * 0.0032}{360} = 3.17 \frac{Lts}{seg}$$

**Para el drenaje se propone usar una tubería de PVC de Diámetro 4 pulgadas.**

En el análisis se considera que la tubería va a estar trabajando a media capacidad por lo que se trabajara como que si fuera un canal abierto.

$$Am = \frac{\pi r^2}{2} ; Pm = \pi r ; RH = \frac{Am}{Pm}$$

$$RH = \frac{0.0508}{2} = 0.0254$$

$$V = \frac{1}{0.009} * (0.0254)^{\frac{2}{3}} * (0.01)^{\frac{1}{2}} = 1.175 \frac{m}{seg}$$

$$Q = 1.175 * \frac{\pi * (0.0508)^2}{2} = 4.76 \frac{lts}{seg} > 3.17 \frac{lts}{seg}$$

# CAPITULO VI.

## ESTUDIO DE SUELO.

## 1. Introducción.

El estudio de suelo detallado a continuación corresponde a un estudio facilitado por la Alcaldía de Ciudad Sandino, el estudio del suelo a diferencia de todos los otros estudios realizados en la presente tesina es el único estudio elaborado por una institución en particular.

### Estudio de suelo.

Los trabajos de campo comprendieron: sondeos mecanizados muestreo alterado e investigación del nivel freático. A continuación se presenta una descripción de dichas actividades.

#### 1.1. Sondeos mecanizados.

En el sitio donde se proyecta construir el puente, se realizó 2 sondeos de 5.00m de profundidad.

En la tabla 1 se indica la identificación y profundidad de la superficie de los sondeos mecanizados.

**Tabla 1**

Identificación del sondeo	Profundidad investigada (m)	Ademado (m)	Perforación (m)	
			En suelo (percusión y/o presión) (m)	Material consolidado y/o roca (rotación) (m)
Sp-1	5.00		3.15	1.85
Sp-2	5.00		2.70	2.30
Total	10.00		5.85	4.15

Las profundidades indicadas en la tabla 1 se consideran con respecto a la superficie del terreno al momento de realizar los sondeos. Estos sondeos se realizaron el periodo comprendido del 3 al 6 Octubre del 2008.

Las actividades de los sondeos fueron realizadas por una cuadrilla de campo asignada al proyecto, compuesta por un técnico calificado en perforación y dos (2) ayudantes clasificados para estas actividades fueron dirigidas por un Ingeniero Civil. Los sondeos

mecanizados se ejecutaron con una perforadora marca ACKER de doble acción (Percusión y Rotación) modelo N5W.

Durante la ejecución de los sondeos se aplicó el ensayo de penetración Estándar en suelo, siguiendo el procedimiento indicado en la designación ASTM D-1586 y en roca de acuerdo al procedimiento indicado en la designación ASTM D-2113. Además se tomaron muestras alteradas en forma continua que fueron calificadas en el campo por procedimientos de vista y tacto principalmente; luego fueron almacenadas en cajas de madera y recipientes plásticos para su adecuado traslado al laboratorio.

En el anexo 1 “Registros de Sondeos Mecanizados”, se presentan para los sondeos realizados los siguientes:

- Profundidad de perforación
- Cantidad y tamaño de las muestras recuperadas
- Número de golpes aplicados durante el ensayo de SPT
- Resistencia con el penetrómetro de mano
- Descripción de muestra
- Color del material
- Consistencia o compacidad del sub-suelo
- Columna estratigráfica del sub-suelo en el sitio del sondeo
- Distribución granulométrica de los materiales
- Gráfico de resistencia a la penetración estándar
- Límite Plástico
- Límite Líquido
- Humedad natural

## **1.2. Investigación del Nivel Freático.**

La investigación del nivel freático con respecto a la superficie natural del terreno, se realizó por medio de la introducción de una sonda eléctrica en cada uno de los sitios investigados con los sondeos mecanizados. El resultado de esta investigación se presenta en el inciso 1.5 de este informe.

### 1.3. Ensayos de Laboratorio.

Las muestras alteradas obtenidas de los sondeos mecanizados se sometieron a los siguientes tipos y procedimientos designación de los Ensayes de Laboratorio.

Tabla 2.- Ensayos de Laboratorio Realizados

No.	Tipo de Ensayo	Designación Estándar de Ejecución
01	Granulometría	ASTM D – 422
02	Limite liquido	ASTM D – 423
03	Limite e índice de plásticidad	ASTM D – 424
04	Humedad Natural	ASTM D – 3282

Las muestras obtenidas por medio de los sondeos mecanizados, se realizaron de acuerdo al método S.U.C.S descrito en el estándar ASTM D – 2487

### 1.4. Nivel Freático.

En el sitio de ubicación de los sondeos realizados para este proyecto, el nivel freático no se detecto a las profundidades investigadas.

### 1.5. Estratigrafía y características físico – Mecánicas del subsuelo.

#### 1.6. Sondeos Mecanizado.

##### 1.6.1. Sondeos SP-1.

En general, el subsuelo del sitio del sondeo SP-1 está definido por estratos conformados por suelos arena ligeramente limosa (SM) y por un estrato de toba. A continuación se presenta una descripción de los estratos investigados.

- El estrato arena ligeramente limosa (SM) se ubica entre la superficie del terreno natural y 3.15m profundidad relativamente variable entre suelta y muy densa (N varía entre 10 y 106 golpes por pie de penetración del ensaye SPT).
- De 3.15m a 5.00m se encontró un estrato de toba areno limosa. Debido a que en estos estratos se aplico más de 50 golpes por pie se tuvo que perforar a rotación.

### **1.6.2. Sondeo SP-2.**

En general, el subsuelo del sitio del sondeo SP-2 está definido por estratos conformados por suelos limoso (MH), arena ligeramente limosa (SM) y por un estrato de toba. A continuación se presenta una descripción de los estratos investigados.

- El estrato limo con rastro de arena (MH) se ubica entre la superficie del terreno natural y 1.80m de profundidad. Esta capa presenta una consistencia relativamente variable entre blanda y dura. (resistencia a la compresión simple varía entre 0.3 y 1.6 kg/cm<sup>2</sup>) la humedad natural de esta capa es mayor que el limite plástico.
- El estrato arena ligeramente limosa (SM) se ubica entre 1.80 y 2.70m de profundidad. Esta capa presenta una compacidad relativamente variable entre medio densa y muy densa. (N varía entre 23 y 105 golpes por pie de penetración del ensaye SPT).
- De 2.70m a 5.00m se encontró un estrato de toba areno limosa. Debido a que en estos estratos se aplico más de 50 golpes por pie se tuvo que perforar a rotación.

En las áreas de las construcciones donde se vayan a hacer excavaciones, se recomienda previamente la remoción de la superficie del terreno de materiales tales como: malezas, raíces, tierra vegetal, césped, vegetal, basura y materiales vegetales descompuestos. Estos materiales se deben retirar del sitio del proyecto para evitar la contaminación de los materiales a usar en la construcción de las obras.

Se recomienda no colocar tubería de fluido a presión debajo de los cimientos del puente para evitar filtraciones puedan producir socavaciones, reblandecimiento y pérdida de resistencia del subsuelo.

Se recomienda que un ingeniero calificado y con experiencia, verifique que todas las actividades descritas anteriormente sean ejecutadas adecuadamente.

### **1.7. Alternativa de cimiento.**

Para las recomendaciones presentadas a continuación, se usa como punto de referencia el nivel superficial del terreno donde se ejecutaron los sondeos (ver tabla 1 de este informe).

Debido a que las condiciones estratigráficas y característica físico – mecánica del subsuelo encontradas durante la investigación son variables de un lugar a otro, por la naturaleza misma de los depósitos que lo forman. Es por ello que se recomienda que una persona calificada con experiencia en la materia verifique que el fondo de una de las excavaciones para los cimientos de esta obra esté constituido por materiales adecuado.

De acuerdo a la información del diseñador estructural, en este puente se tiene proyectado cimentar por medio de zapatas corridas.

De acuerdo a las investigaciones realizadas en el área del proyecto, información del diseñador estructural y las características físicos mecánicas encontradas en el subsuelo donde se realizaron los sondeos, se recomienda excavar luego rellenar y finalmente cimentar el puente proyectado por medio de zapatas aisladas corridas en cada estribo. En la tabla 3 se presenta la profundidad mínima de desplante, profundidad de desplante, carga admisible recomendada y tipo de cimiento.

**Tabla 3 Datos de Cimentación**

Profundidad de desplante (m)	Carga admisible del subsuelo (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tipo de cimiento
2.25	2.20	Zapata corrida de 4.00 m de ancho máximo
2.70	3.57	Zapata corrida de 4.00 m de ancho máximo

El suelo cemento o concreto pobre se recomienda tenga características presentadas en el inciso 1.13 de este informe.

### **1.8. Recomendaciones para la cimentación.**

Basándose en los resultados obtenidos de las investigaciones de campo, ensayos de laboratorio, conclusiones y análisis de ingeniería se presentan las siguientes recomendaciones para cimientos:

### **1.9. Preparación del sitio.**

El terreno donde se van a construir los estribos deberán ser despejado previamente de todos los objetos superficiales, arboles, troncos, raíces, obstrucciones (incluyendo mampostería, piedras y cosas similares que sobresalgan del mismo).

Se recomienda revisar la profundidad del desplante de los cimientos contra el efecto de socavación por efecto de las corrientes de agua y en caso de que exista peligro se recomienda diseñar y construir obras adecuadas de protección, se recomienda que esto lo realice un especialista hidráulico (ver inciso 2).

Inmediatamente después de realizar cada una de las excavaciones y antes de construir los cimientos, se recomienda que un ingeniero especialista en la materia inspeccione el fondo de las mismas, y en caso de observar alteraciones, basuras, material orgánico, sonso cuité, raíces, escoria volcánica, pómez, suelos agrietados, suelos blandos y

suelos sueltos; evalúe y de las instrucciones correspondientes para que se excave y retire todo el espesor del material inestable y luego se rellene dicho espesor.

Se recomienda que el relleno de los cimientos se realice de una manera controlada, con el material selecto, lodo, cemento, suelo-cemento, o concreto pobre, teniendo las características del material de acuerdo a como se recomienda más adelante en el inciso 1.10 “material de relleno”, también se recomienda que el fondo de excavación y la superficie del relleno se protejan e inspeccionen para prevenir que su estado optimo haya sido alterado.

Se recomienda tomar todas las medidas preventivas necesarias para evitar que en la superficie de apoyo del relleno y/o debajo de los cimientos a construirse se presenten alteraciones del suelo por saturación o remoldeo durante la construcción. la superficie de desplante deberá estar libre de cuerpos extraños e inestables.

No se deberá permitir el empozamiento de aguas en las excavaciones para los cimientos a construirse. se recomienda en caso de ser necesario aplicar un sistema adecuado de drenaje y/o bombeo. Evitar que las aguas se filtren en el fondo de la excavación.

En caso de que la profundidad de desplante no contrarreste el efecto de volteo sobre la estructura se recomienda, diseñar y construir anclaje de muro contrafuerte y otra alternativa que el estructural considere adecuada. Además se recomienda diseñar y construir drenes para evitar la presión hidráulica del agua sobre el estribo.

### **1.10. Material de relleno.**

Como material de relleno para colocar debajo de los cimientos, se recomienda utilizar material selecto, lodo cemento, suelo cemento o cemento pobre o concreto pobre, se recomienda escoger la más económica para el proyecto.

Los materiales a utilizarse como el rellenen la obra deben de ser debidamente clasificados y sus características fisico-mecánicas, determinadas previamente en un laboratorio clasificado, para confirmar que son de adecuada calidad. A continuación,

se presentan recomendaciones para uso de material selecto, lodo concreto, suelo-concreto, concreto pobre, y piedra triturada con lechada de cemento.

#### **1.11. Material selecto.**

El material selecto a utilizar deberá estar conformado de materiales bien graduados, con partículas angulares, equidimensiones, duras y durables, estos materiales no deben tener sobre tamaños de un tercio de espesor de la capa a compactar. También es usual que el material tratado no tenga más de 35% pasando por la maya #200, que se limite liquido no sea mayor de 40% y que su índice de plasticidad no exceda de un 12% además estos materiales deben de ser colocados en forma controlada, a un mínimo del 100% proctor estándar y con su humedad optima.

Se recomienda que los materiales a utilizar se encuentren libres de materiales deletéreos perjudiciales, escoria volcánica, pómez, bolsones de arcilla, bolsones de limo, materia orgánica o de alguna materia extraña que afecte adversamente sus propiedades físicos –mecánicas, para este propósito se recomienda que una persona calificada inspeccione previamente la calidad de los materiales a utilizar y durante su colocación para evitar la contaminación.

Se recomienda que antes de proceder a la explotación del banco, de retamo de material selecto durante su colocación, se haga el muestreo y los ensayos del laboratorio necesarios para su actualización, y certificación.

#### **1.12. Lodo cemento.**

Si se selecciona lodo cemento para mejorar el subsuelo, se propone la utilización de una mezcla de cemento portland y suelo de tipo arena limosa del sitio o proveniente de una fuente debidamente aprobada.

Antes de andar el proyecto se recomienda reproducir la formula de trabajo, para verificar su calidad o hacer un ajuste en caso de ser necesario se recomienda que la mezcla tenga una resistencia de 20 kg/cm<sup>2</sup>.

El suelo limoso a utilizar deberá estar conformado, de materiales bien gradados con partículas angulares, equidimensionales, duras y durables, estos materiales no deben tener sobre tamaños mayores de un tercio de espesor de la capa a compactar. También es usual especificar que el material tratado tenga más de 50%, que pasa la

mallas #4, no tenga más de el 35%, pasando por a la malla #200, que su límite líquido no sea mayor del 40%, y que su índice no exceda de un 12%.

La mezcla de la arena limosa con el cemento deberá efectuarse inicialmente, en seco hasta lograr una buena homogenización, y para el revenimiento recomendado.

El lodo en capas no mayores de 20cm. Y cada se compactara manualmente, utilizando cuartones de madera de sección transversal 2"x4", o un equipo mecánico equivalente que se introducirán en la capa hasta lograr una baja penetración de la punta del equipo de compactación para que exista una trabazón adecuada entre capa y capa la superficie de la capa inferior deberá ser rugosa una vez alcanzado el nivel de desplante se procederá a nivelar la ultima capa de lodo cemento.

Se permitirá colar las fundaciones de las obras el día siguiente de haber finalizado de lodo cemento.

Se recomienda que los materiales a utilizar se encuentren libres de materiales deletéreos perjudiciales o de alguna materia extraña que afecte adversamente sus propiedades fisico-mecánicas. Para este propósito, se recomienda que una persona calificada inspeccione la pureza de los materiales a utilizar.

### **1.13. Suelo Cemento.**

El suelo cemento deberá estar constituido por una mezcla de arena limosa del sitio u otro material selecto proveniente de otra fuente aprobada con cemento Portland. La calidad de los materiales a usar para elaborar la mezcla se recomienda sean previamente certificados por un laboratorio de suelos y materiales.

Se recomienda que el suelo cemento tenga una resistencia mínima la compresión simple de 30kg/cm<sup>2</sup> a los 7 días de edad. Antes de iniciar el proyecto se recomienda reproducir la formula de trabajo para verificar su calidad o hacer ajuste en caso de ser necesario.

El material selecto a utilizar deberá estar conformado de materiales bien graduados, con partículas angulares, equidimensionales, duras y durables. Estos materiales no

deben tener sobre materiales mayores de un tercio de espesor de la capa a compactar. También es usual especificar que el material tratado no tenga más de un 50% que pasa la malla No. 4, no tenga más de un 35% por la malla No. 200, que su límite líquido no sea mayor de 40% y que su índice de plasticidad no exceda de un 12%.

La capa de suelo cemento debe ser compactada a un mínimo del 100% del peso volumétrico seco máximo obteniendo por el método de prueba AASHTO T-134.

Las operaciones constructivas de una capa de suelo cemento consta de las siguientes etapas:

- ❖ Pulverización del Suelo
- ❖ Mezclado de los Materiales
- ❖ Aplicación del Agua
- ❖ Compactación
- ❖ Acabado
- ❖ Curado

Se recomienda que el suelo que vaya a procesarse se pulverizara de tal modo que el 100% el suelo referido al peso seco de este pase por la malla de 1" y el 80% pase por la malla No. 4, excluyendo la grava o piedras retenidas en estas mallas.

Entre el inicio del mezclado húmedo de la compactación del suelo cemento, no deberán transcurrir más de 60 minutos.

Una vez completado el mezclado in situ, el porcentaje de humedad de la mezcla referida al peso seco de la misma, no deberá diferir en más del 2% del contenido de humedad óptima especificada.

La compactación y el acabado de la superficie, deberán completarse en un plazo no mayor de 2 horas, después de haber agregado el agua a la mezcla.

La capa de suelo-cemento terminada en la forma especificada y expuesta directamente al sol o ambiente, deberá de protegerse contra el secado mediante riego de agua que después de concluido el vibrado y acabado y no más de 24 horas después de haber completado estas operaciones. La superficie deberá conservarse húmeda.

Se pueden colocar las fundaciones de las obras al día siguiente de haber acabado y compactado a la última capa del suelo cemento.

Se recomienda que los materiales a utilizar se encuentren libres de materiales deletéreos perjudiciales, bolones de limos y arcillas o de alguna materia extraña que afecte adversamente sus propiedades físico-mecánicas. Para este propósito, se recomienda que una persona calificada inspeccione la calidad de los materiales a utilizar.

#### 1.14. Concreto Pobre.

El concreto pobre a utilizar deberá estar constituido de una mezcla de agregados en estado árido (grava y arena) con cemento portland. La calidad de los materiales a usar para elaborar la mezcla se recomienda sean previamente certificados por un laboratorio de materiales.

Se recomienda usar la siguiente dosificación de materiales para un metro cubico de concreto.

	Materiales	Kg
•	Cemento	286
•	Agua	208
•	Arena	833
•	Grava $\frac{3}{4}$	794

Se recomienda que el concreto pobre tenga una resistencia mínima a la compresión simple de 1,000 PSI a los 28 días de edad. Se recomienda con revenimiento entre 4" y 6". Antes de iniciar el proyecto se recomienda reproducir la formula de trabajo para verificar su calidad o hacer ajuste en caso de ser necesario.

Se recomienda tener sumo cuidado en prevenir la incorporación de terrenos de arcilla, materia orgánica, aceites o cualquier materia extraña que pueda afectar la resistencia y durabilidad del concreto.

El cemento a utilizar en la mezcla deberá ser preferiblemente de fabricación reciente. Todo cemento que haya estado almacenado por más de 60 días no podrá ser usado sin previa aprobación.

El almacenamiento del cemento deberá de realizarse de forma adecuada para ser protegido de la lluvia y humedad. El cemento que por alguna causa hubiese llegado a fraguar parcial o contenga terrones de cemento aglutinado deberá ser rechazado. Se recomienda evitar el uso de cemento con temperaturas mayores de 35°C.

La mezcla de concreto se deberá realizar con agua limpia (preferiblemente potable) y exenta de aceites, sales, ácidos u otras sustancias perjudiciales utilizando una mezcladora apropiada o un método equivalente para homogenizar la mezcla. El tiempo de mezclado no deberá ser menor de 90 segundos para un volumen menor de 3m<sup>3</sup>. Si se usa una mezcladora con volumen entre 3 y 9m<sup>3</sup> se deberá dar un tiempo de mezclado de 3 a 5 minutos, el cual debe ser medido después de la introducción de todos los materiales en el tambor.

El vibrado de concreto y el acabado de la superficie, deberán realizarse inmediatamente después de la colocación y completarse en un plazo no mayor de 1 hora, después de haber agregado el agua a la mezcla.

La capa de concreto pobre terminada en la forma especificada y expuesta directamente al sol o ambiente, deberá de protegerse contra el secado mediante riego de agua que después de concluido el vibrado y acabado y no más de 24 horas después de haber completado estas operaciones. La superficie deberá conservarse húmeda.

Se pueden colocar las funciones las obras al día siguiente de haber dado el acabado y compactado a la última capa del suelo cemento.

Durante la construcción se recomienda controlar la resistencia de la mezcla y controlar su revenimiento.

## **2. Erosión y Socavación.**

En el lugar donde se van a construir el puente, se recomienda realizar un estudio hidráulico para revisar la erosión de los taludes próximos al puente y la socavación de los cimientos.

Diseñar y construir obras de protección adecuadas para evitar la erosión y socavación que se pueda producir en las paredes laterales del cauce y los cimientos del puente proyectado.

Se recomienda efectuar riguroso control de calidad durante la ejecución de cada una de estas actividades.

### **2.1. Relleno de Estribos de Acceso.**

Para el relleno de los estribos en los accesos, se recomienda como mínimo lo siguiente:

- a) Descapotar (donde exista cobertura de tierra vegetal) el terreno evitando que debajo del fondo del descapote se presenten alteraciones del suelo por saturación o remoldeo. Se recomienda un mínimo de 0.15 m de descapote.
- b) Una vez realizado el descapote, se recomienda inspeccionar la superficie del fondo de descapote y verificar que dicha superficie esté libre de inestabilidad tales como la existencia de capa vegetal, materia orgánica, basura, alteraciones por saturación o remoldeo, suelos expansivos, suelos agrietados, suelos blandos, suelos sueltos o suelos extraños que afecten la resistencia del subsuelo.
- c) En caso de observarse las inestabilidades referidas en el párrafo anterior, se deberá evaluar y luego excavar y retirar toda el área y espesor de suelo inadecuado indicado por el especialista, y finalmente realizar la terraza hasta el nivel final proyectado con un material adecuado y debidamente compactado.

Para el relleno de los estribos se recomienda una arena limosa del sitio que cumpla las características de terraplén (ver tabla) debidamente controlados por un laboratorio de suelos y materiales calificados. El material de relleno de los estribos debe estar libre de sobre tamaños mayores de 1/3 de espesor de la capa a compactar, bolsones de arcilla o limo, basura, cuerpos deletéreos o extraños que puedan afectar la calidad requerida para esta obra. En general, se recomienda que el material a usar en el relleno sea

previamente aprobado y controlado rigurosamente durante su explotación y colocación por un laboratorio de suelos y materiales.

**Tabla 4 Especificaciones para los materiales de Terraplenes.**

Ítem	Propiedades	Terraplenes	Designación
1	% que pasa malla de 3 in.	100	AASTHO T 27
2	% que pasa malla No 200.	40% máximo	AASTHO T 11
3	Limite Liquido	40% máximo	AASTHO T 89
4	Índice Plástico	15% máximo	AASTHO T 90
5	CBR	12% mínimo	AASTHO T 193
6	Expansión	02% máximo	AASTHO T 193
7	Compactación, % de su densidad proctor estándar (AASTHO T-99)	95% mínimo	AASTHO T 191 Y T 238

Se recomienda compactar el relleno de los estribos en los accesos a un mínimo del 95% Próctor Estándar. El espesor de la capa a compactar deberá estar en función de la capacidad del equipo de compactación.

### **3. Estabilidad de las Excavaciones y Seguridad.**

Durante la realización de las excavaciones para construir los cimientos de la obra, se deberán tomar las medidas de seguridad necesarias para evitar derrumbes que puedan poner en peligro la vida de los trabajadores, producir retrasos en la obra o afectar la estabilidad de propiedades vecinas. En caso de encontrarse construcciones vecinas próximas a la excavación (menos de 3.00 m de la corona del talud de excavación para el caso de excavaciones de 3.00 m de profundidad) y con niveles de cimientos mayores que los niveles del fondo de la excavación proyectada, se recomienda antes de realizar

las excavaciones, diseñar y construir obras adecuadas de retención para evitar inestabilidad los cimientos de las obras existentes. Estas obras deberán ser diseñadas por una persona experimentada y especialista en la materia.

De manera temporal y en aquellos casos donde los cimientos de las construcciones vecinas se encuentren retiradas como mínimo 5.00 m de la corona del talud de excavación, se pueden realizar excavaciones de 1.50 m de profundidad máxima con taludes sin encofrar de 55° máximo con respecto a la horizontal. Si durante la realización de las excavaciones con dicho ángulo de talud se observan algunos sectores con suelos inestables, se recomienda disminuir la pendiente de los taludes hasta lograr la estabilidad o encofrar y arriostrar estos adecuadamente para dar seguridad al personal y la obra.

Cuando no se encofre y arriostren las paredes de la excavación temporal, se deberá proteger el talud de la excavación por medio de un recubrimiento plástico u otra alternativa que evite la pérdida de humedad natural del material del sitio y su socavación. La pérdida del agua natural del suelo tiende a hacer perder su estabilidad. Este tipo de obra se deberá drenar adecuadamente, evitando la circulación de agua hacia los taludes e interiores de la excavación con el objeto de evitar la inestabilidad.

Alrededor de la excavación se debe de establecer un retiro mínimo de 2.5 m para evitar accidentes o deterioros a la propiedad. Se recomienda establecer los señalamientos y medidas de seguridad necesarias para evitar accidentes. En ese retiro se debe evitar la acumulación de materiales de la excavación.

Cuando el ingeniero supervisor lo considere necesario, las excavaciones deberán ser encofradas y arriostradas a fin de prevenir cualquier movimiento de tierra, evitar daños a obras cercanas a la excavación, edificios, etc. Y proteger a los trabajadores en la excavación.

#### **4. Drenaje.**

Se recomienda dotar a la superficie de los accesos al puente con un adecuado drenaje y así evitar empozamientos de agua e infiltración perjudiciales que puedan disminuir la resistencia y aumentar la compresibilidad o expansibilidad del sub-suelo, induciendo daños en la estructura y los cimientos del pavimento de este proyecto. Estas obras de drenaje deberán ser diseñadas por una persona experimentada y especialista en la materia.

Diseñar y construir drenes en los estribos del puente para evitar presión hidráulica sobre dicha estructura.

##### **4.1. Instrumentación.**

Se recomienda que una vez construido el puente, se establezcan niveles en distintos puntos distribuidos en la superficie de los cimientos de las mismas y además se establezcan B.M. para evaluar periódicamente dichos niveles y detectar cualquier asentamiento que se pudiera estar produciendo en el tiempo de vida útil de estas obras.

La ubicación de los puntos de nivelación y B.M. deberá ser bien definida topográficamente y el B.M. deberá estar alejado de los sitios de zapatas para evitar influencias en caso de producirse inestabilidad de estas.

#### **5. Asesoría Geotécnica y Control de Calidad.**

Se recomienda aplicar una asesoría geotécnica permanente durante el periodo de realización de las excavaciones y de la construcción de cimientos de estas obras, para aclarar, asesorar, complementar y/o hacer ajustes a las recomendaciones de este informe ante cualquier variación que se pueda dar con respecto a las características presentadas en el Estudio.

Durante la construcción de esta obra se recomienda controlar rigurosamente la calidad de la superficie de apoyo, los materiales, la compactación, lodo cemento, concreto pobre, concreto estructural y los procedimientos constructivos. Se recomienda que una persona calificada mantenga el control de calidad mencionada y se hagan investigaciones geotécnicas complementarias durante la etapa de construcción.

# CAPITULO VII.

# IMPACTO AMBIENTAL

## 1. Impacto ambiental.

### Términos e interpretación de aspectos ambientales.

### Términos utilizados en las matrices de análisis ambiental.

#### 1.1. Definición.

#### **Geología y geomorfología**

Se define en función del trazado y de los procesos y riesgos que puedan desencadenarse por el trazado de la infraestructura. Ello indica que este ancho puede ser variable, pero por lo general siempre se encuentra como máximo hasta 50 m a ambos lados de la obra de drenaje.

**Hidrología:** El de las cuencas que tributan al sistema de drenaje del área.

**Hidrogeología:** El de las cuencas de los acuíferos afectadas por las obras en función de su vulnerabilidad y del trazado.

**Ruidos:** Hasta la línea isofónicas dB (A), que se determina de acuerdo con las características de intensidad de circulación y de la cobertura de los terrenos circundantes por donde va a transmitirse el ruido.

**Vegetación:** Según la distribución espacial de las formaciones afectadas por el trazado.

**Fauna:** El ámbito vital de las poblaciones afectadas por el trazado.

**Paisaje:** El de la cuenca visual.

**Social y Económico:** Estará definido en función de la envergadura del proyecto y la características de las comunidades humanas que van a alterarse. La intensidad se valora por el grado de deterioro o daño ambiental según el nivel de percepción que tiene la persona que efectúa la valoración ya sea observada en el sitio o la que pueda ocasionar un proyecto.

El programa de mitigación tiene por objeto prevenir los efectos adversos de los impactos ambientales negativos generados por el proyecto, así como definir el o los responsables en la ejecución de las medidas y determinar el costo en que se incurre por prevenir ese efecto adverso.

El programa de contingencia ante riesgos tiene el propósito de definir las acciones que deben realizarse para prevenir los efectos adversos de los desastres ante la presencia de un alto riesgo en el sitio.

### **1.2. Especificaciones de seguridad ambiental.**

Estas especificaciones técnicas son generales y se refieren a todos los aspectos de la construcción, en el caso que algún tipo de actividad no esté incluida en estas especificaciones, es deber que el contratista hacer la obra de manera técnicamente correcta y sin ninguna mala intención, es decir no debe valerse del hecho que no esté incluida en las especificaciones. Se recomienda a todos los contratistas que visiten el proyecto antes de participar en la licitación. El contratista debe incluir todos los costos que sean necesarios, sin omitir ninguna actividad, para evitar que sus costos presenten errores y sean los más correctos. Así mismo se consideran como especificaciones técnicas generales las especificaciones ambientales generales.

### **1.3. Especificaciones técnicas ambientales generales.**

La reparación, reemplazo, ampliación y construcción de cualquier infraestructura pueden producir efectos adversos sobre el medio ambiente si no se toman en consideración las medidas de mitigación necesarias. Los impactos ambientales comúnmente asociados a los proyectos son la contaminación del aire por generación de polvo, contaminación de cuerpos de agua por arrastre de sedimentos y mala disposición de excretas del personal y producción de desechos sólidos de construcción y en nuestro caso el ruido por el uso de maquinarias y equipo de construcción.

Estos efectos son generalmente de carácter temporal con un área de influencia puntual o local de intensidad variable, mitigables y prevenibles con la aplicación de normas y medidas sencillas. El contratista debe tomar todas las precauciones necesarias para evitar la contaminación ambiental durante la ejecución del contrato. Tomara en consideración lo establecido en el programa de mitigación de los impactos ambientales generados por el proyecto, que son parte de los términos de referencia. La violación de las siguientes normas es causa suficiente para la cancelación del contrato y el retiro o descalificación del contratista.

### **1.4. Disposición de excretas.**

Si el sitio de la obra no dispone el sistema sanitario que pueda ser utilizado por los trabajadores del contratista, el contratista deberá construir una letrina para este fin. El tipo de letrina a construir dependerá de la zona donde se ubicara.

### **1.5. Disposición de materiales y residuo sólidos.**

Los residuos de construcción o fabricación, materiales removidos, los escombros sobrantes de materiales, empaques de sementó, plástico, madera, lata de pintura, varilla de hierro, ladrillo, bolsines fracturado, solventes de pintura, tejas y laminas de zinc, colochos y aserrín. Para disponer adecuadamente de los materiales y residuos sólidos se seguirán los siguientes pasos:

- Se recomienda en separar el papel y la madera que pueda ser utilizado como combustible, la tierra sobrante de excavación que se pueda disponer como relleno, los metales y los plásticos que se puedan reciclar.
- Los materiales y escombros reciclables deben ser enviados al botadero municipal, o bien los desechos sólidos pueden ser enterrados en sitios aprobados por el ingeniero supervisor o quemados con autorización previa del supervisor.
- El contratista no podrá directamente o a través de terceras personas, disponer estos residuos en sitios diferentes a los establecidos para ellos y autorizados por el supervisor.
- Por ningún motivo se permitirá botar los residuos en ríos o quebradas, calzadas, canales de agua pluviales o cauces, cuerpos de agua o cualquier otro sitio donde puedan ser causa de contaminación del ambiente o deterioro del paisaje.

### **1.6. Residuos líquidos.**

- Los residuos líquidos como grasas, aceites y pintura con base de aceite se le deberá dar una disposición final de acuerdo a las siguientes recomendaciones, las grasas y aceites se deberán almacenar en recipientes apropiados y podrán quemarse utilizándolos como combustible. Esto produce emisiones de partículas como óxidos de azufre e hidrocarburo en forma temporal, pero es preferible que enterrarla por que pueden contaminar los acuíferos y fuente de agua potable. Las pinturas con base de agua se pueden botar sobre los escombros y dejar evaporar el agua.

- Por ninguna motivo se permitirá verter los residuos en ríos o en quebradas, calzadas, canales de agua pluviales o cauces, cuerpo de agua o cualquier otro sitio donde pueda ser causa de contaminación del ambiente o deterioro del paisaje.
- Las pinturas con base de agua se pueden botar sobre los escombros y dejar evaporar el agua. Por ninguna motivo se permitirá verter los residuos en ríos o en quebradas, calzadas, canales de agua pluviales o cauces, cuerpo de agua o cualquier otro sitio donde pueda ser causa de contaminación del ambiente o deterioro del paisaje.

### **1.7. Residuos de tierra sobrante.**

Los residuos de tierra sobrante deben utilizarse cuando sea disponible como relleno de lo contrario deberá disponerse como material solido. Por ningún motivo se permitirá botar los residuos en ríos o quebradas, calzadas, canales de agua pluviales o cauces, cuerpos de agua o cualquier otro sitio donde puedan ser causa de contaminación del ambiente o deterioro del paisaje.

### **1.8. Apertura de zanja.**

Las zanjas que se excaven, deberán señalizarse con cinta de color naranja internacional para evitar accidente. El material excavado se deberá depositar al lado de la misma y cubrir con plástico durante de la época lluviosa, para evitar el arrastre de material por la esorrentía. En época de sequia se deberá humedecerse el material para minimizar la producción de polvo si el material es inestable, se deberá entibar las zanjas independiente de la altura. Si el material es estable se entibara a partir de 2.50m.

### **1.9. Aguas residuales y servidas.**

Por ningún motivo se permite el estancamiento deliberado de aguas o el vertido de estas directamente a cuerpo de agua.

### 1.10. Talas de arboles y remplazo de estos.

Si la tala de árboles es requerida para la construcción del proyecto el contratista deberá contar con el permiso respectivo del MARENA, por cada árbol derribado, se extraerá el tronco y raíz. Se rellenara el hueco provocado por la eliminación del árbol. De acuerdo a la reglamentación del MARENA por cada año que tenga el árbol derribado se deberá sembrar 3 árboles hasta un máximo. Si el contratista da negligencia en la ejecución del proyecto talar mas árboles diferentes a los contemplados en los planos y diseños del proyecto deberá asumir la reposición de dicho árbol y cumplir con la normativa establecida por MARENA la comisión ambiental del municipio. Si la condiciones del terreno no permite la siembra del numero de arboles requeridos, el contratista podrá disminuir el número de esta con previa autorización del supervisor.

### 2. Las características del área del proyecto son.

1. No existen establecimientos industriales, talleres u otros que puedan afectar el proyecto.
2. No existen problemas de humo, malos olores o ruidos que puedan afectar la actividad de salud.
3. El tipo de cobertura vegetal en el terreno es ralo un poco denso con áreas muy pobladas por ambas zonas.

### Impactos Ambientales que Genera el Proyecto

ACCIONES IMPACTANTES	EFFECTOS	FACTOR AMBIENTAL
Trabajos preliminares	Producción de polvo	CALIDAD DEL AIRE
	Producción de excretas humanas	
	Producción de ruidos	RUIDO
	Producción de desechos orgánicos e inorgánicos	CANTIDAD Y CALIDAD DE LAS AGUAS SUPERFICIALES

	Producción de excretas humanas	
	Producción de excretas humanas	CANTIDAD Y CALIDAD DE LAS AGUAS SUBTERRANEAS
	Producción de desechos orgánicos e inorgánicos	
	Producción de excretas humanas	SUELOS
Trabajos de movimiento de tierra	Producción de polvo	AIRE
	Producción de ruidos	RUIDOS
	Riesgo de Erosión	SUELOS
	Riesgo de inestabilidad de taludes	
	Alteración de geomorfología	
	Riesgo de inundación o alteración régimen hidrológico	CANTIDAD Y CALIDAD DE LAS AGUAS SUPERFICIALES
		CANTIDAD Y CALIDAD DE LAS AGUAS SUBTERRANEAS
	Riesgo de contaminación grasas y combustibles	CANTIDAD Y CALIDAD DE LAS AGUAS SUBTERRANEAS
	Cambios a la forma de escorrentía	CANTIDAD Y CALIDAD DE LAS AGUAS SUPERFICIALES
	Posible aumento de arrastres de sedimentos	SUELOS
	CANTIDAD Y CALIDAD DE LAS AGUAS SUPERFICIALES	
	Intrusión visual en el paisaje	MEDIO CONSTRUIDO
Obras de construcción	Cambios a la forma de escorrentía	CANTIDAD Y CALIDAD DE LAS AGUAS SUPERFICIALES
	Producción de polvo	CALIDAD DE VIDA
	Producción de ruidos	
	Riesgo de Erosión	SUELOS
Funcionamiento de obras de drenaje	Riesgo de inundaciones	POBLACION
	Deterioro de las obras ante una eventual falta de mantenimiento	MEDIO CONSTRUIDO

### Medidas de Mitigación de los Impactos Ambientales

<b>ACCIONES IMPACTANTES</b>	<b>EFFECTOS</b>	<b>MEDIDAS DE MITIGACION</b>
Trabajos preliminares	Producción de polvo	Humedecimiento de la tierra
	Producción de desechos orgánicos e inorgánicos	Selección del sitio receptor de los desechos Recolección, transporte y disposición de los desechos
	Producción de ruidos	Colocación de barreras
	Producción de excretas humanas	Alquilar letrina para los trabajadores
Trabajos de movimiento de tierra	Producción de polvo	Humedecimiento de la tierra
	Producción de ruidos	Colocación de barreras
	Riesgo de Erosión	Recubrir el suelo con tierra vegetal y plantas de cobertura al concluir los trabajos
	Riesgo de inestabilidad de taludes en banco de material	Realizar el corte de taludes con el ángulo de reposo adecuado
	Alteración de geomorfología	Disponer en el sitio la corteza vegetal.
	Riesgo de inundación o alteración régimen hidrológico	Realizar corte según ángulos de reposos Nivelar el terreno Restituir capa vegetal
	Mala Calidad de Material de Préstamo	Utilizar material selecto según especificaciones técnicas
	Riesgo de contaminación grasas y combustibles	Selección de sitios para mantenimiento de la maquinaria y recolectar residuos grasas y combustibles
	Riesgo de daño a la infraestructura pública o privada	Realización de sondeos para localizar red de cables, tuberías, etc Reparación de daños causados a la propiedad pública y/o privada.
	Cambios a la forma de escorrentía	Respetar los diseños del proyecto durante la ejecución de los trabajos
	Posible aumento de arrastres de sedimentos	Mantener adecuada compactación y protección contra el arrastre de materiales
Intrusión visual en el paisaje	Cercado provisional del sitio	

Obras de construcción	Cambios a la forma de escorrentía	Realizar un adecuado drenaje del sitio durante la ejecución de los trabajos
	Producción de polvo	Humedecimiento de la tierra
	Producción de ruidos	Colocación de barreras
	Riesgo de Erosión	Recubrir el suelo con tierra vegetal y plantas de cobertura al concluir los trabajos
Funcionamiento	Riesgo de inundaciones	Construcción de las obras según diseño
	Deterioro de la infraestructura ante la falta de mantenimiento	Mantenimiento sistemático y labor de apoyo comunitario

# CAPITULO VIII.

## ESTUDIO DE TRÁNSITO.

## 1. Introducción.

El presente estudio de tráfico tiene como fin justificar la selección de la sección transversal del puente vehicular al igual que determinar el tipo de carga vehicular predominante, auxiliándose del aforo semanal que realizó La Alcaldía de Ciudad Sandino en el mes de Noviembre del 2008 (Tabla 1). El mismo presenta la composición vehicular al igual que su proyección a 20 años.

La Alcaldía de Ciudad Sandino realizó el siguiente conteo vehicular durante una semana con el fin de establecer los volúmenes absolutos y proyectados que justifiquen el diseño del puente vehicular. El conteo de tráfico para el estudio de red vial se apreciar en la tabla 3

Tabla 1. Resumen semanal mixtos

TIPO DE VEHICULO	TOTALES	COMPOSICION %
Carros particulares	1,885	10.00
Microbuses	375	3.15
Camionetas	1,410	11.89
Buses intramunicipales	1733	14.61
Taxis	2,087	17.59
Moto Taxis	1,645	13.87
Motos particulares	753	6.35
Carretones de caballos	400	3.37
Bicicletas	1,664	14.03
Equipos de construcción	75	0.63
Camiones	535	4.51
Totales	11,862	

Según el aforo real actual:

El resumen de la composición del tipo de vehículos según el INV (Instituto Nacional de Vías) de México es:

A: Vehículos liviano (Vehículos menores a 5 toneladas)

En este grupo están: automóviles, camperos, camionetas, microbuses y otros.

B: Vehículos comerciales (Vehículos mayores a 5 toneladas)

En este grupo están: busetas y buses.

C: Camiones.

En este grupo está: Tipos C2, C3, C4, T2-S1, T2-S2, T2-S3, T3-S1, T3-S2, T3-S3, C2-R2, C3-R2 Y C3-R3.

Tabla 2 composición y clasificación de transito

Clasificación	%
A	80.25
B	14.61
C	5.14

El mayor porcentaje lo reflejan los vehículos livianos (menores a 5 toneladas), sin embargo con la construcción de un puente vehicular esta composición puede variar, debido al desarrollo económico que el municipio tiene en la actualidad.

***Para el diseño del puente es recomendable trabajar con cargas tipo AASHTO tipo HS-20.***

El tránsito semanal es: TS = 11,862 Vehículos

Debido a que no se cuenta con un aforo anual, con el TS se puede calcular proporcionalmente el:

$$TA = TS \times 52 \text{ Por lo que:}$$

$$TA = 11,862 \times 52 \text{ semanas} = 616824 \text{ vehículos al año.}$$

Las variables relativas son:

$$TPDA = \frac{TA}{365} = \frac{616824}{365} = 1690 \text{ Vehículos/ día.}$$

## 2. Proyección futura de transito.

El TPDA obtenido del aforo se deberá proyectar, hacia el futuro. Para esta proyección se utilizara el modelo exponencial, expresado mediante la siguiente formula de interés, utilizada a nivel mundial.

$$T_n = T_i \times (1 + r)$$

Donde:

$T_n$ : Tránsito en cualquier año, n.

$T_i$ : Tránsito en el año inicial.

r: Taza de crecimiento anual de transito.

Según indicadores del MTI entre el periodo del primer semestre del 2005 y el primer semestre del 2006 el promedio de crecimiento vehicular, en los diferentes subsistemas de transporte terrestre es de 3.66%.

Por tal razón  $r = 3.66\%$

El tráfico se proyectara para  $n = 20$  años.

$$T_n = 616824 \times (1 + 0.0366) = 1,265,859.06 \text{ Vehículos.}$$

El TPDA proyectado:

$$\text{TPDA} = \frac{TA}{365} = \frac{1,265,859.06}{365} = 3468 \text{ Vehículos / día.}$$

### 3. Sección transversal de la vía.

Según, fuentes de SCT, normas de servicio técnicos, proyectos geométricos, carreteras, México 1984.

Para un TPDA	: mayor de 3000 vehículos. (TPDA = 3468)
Tipo de terreno	: Plano (Verificado en el sitio).
Para una velocidad	: 60 Km. / h (Medida en el punto del aforo)
Visibilidad de parada	: 75 metros.

En base a los datos anteriores estas normas recomiendan un ancho de calzada de 7 metros, 2 carriles (3.50 metros por carril), con un ancho de corona de 12 m.

La calle de acceso al puente es de 8 metros y las normas AASTHO sección 2.3.3.2 recomienda que el ancho del puente no debe de ser menor que el ancho de la sección de carretera de acceso, por tal razón un ancho de rodamiento de 8 metros (4.00 metros por carril), es la adecuada.

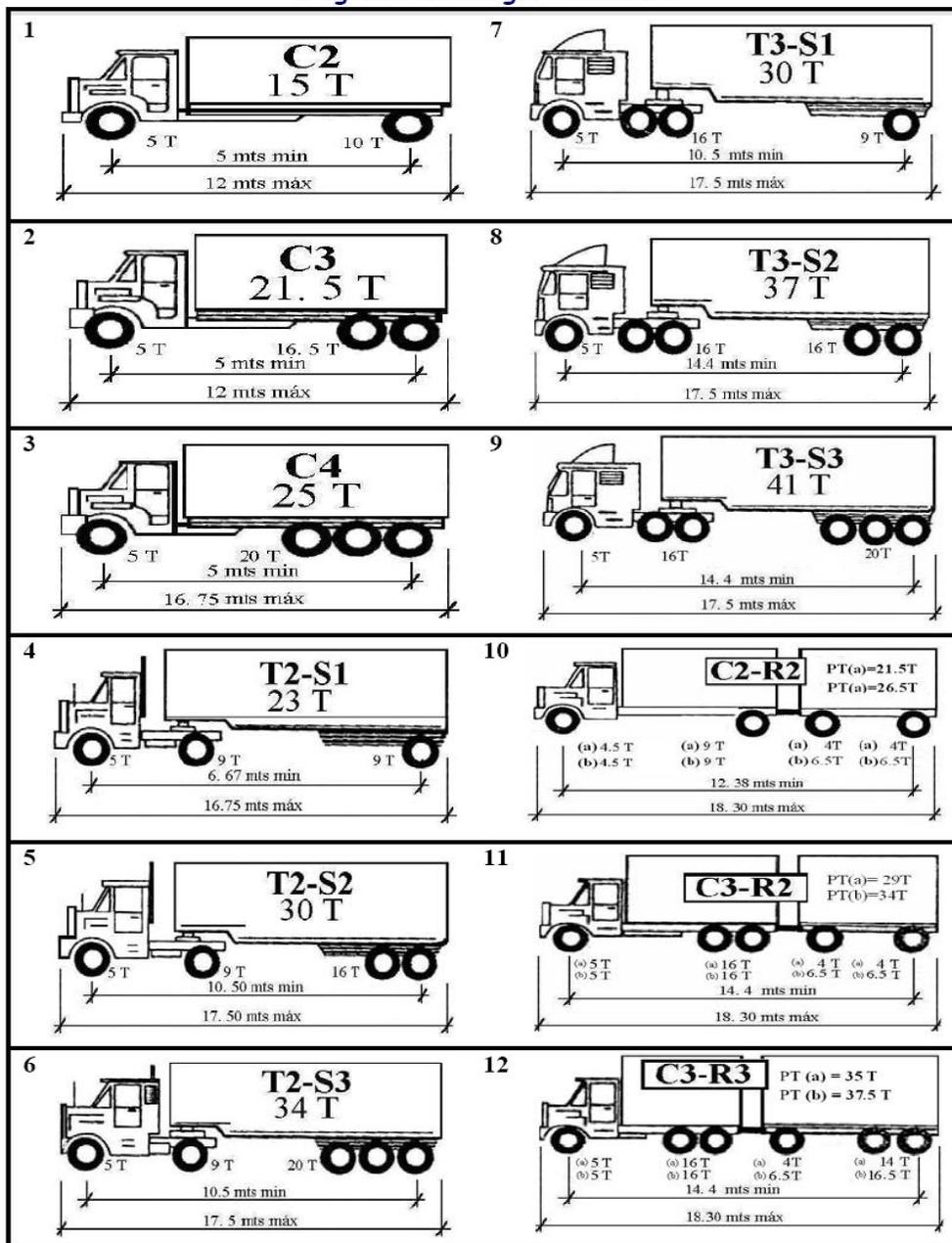
**Tabla 3.**  
**CONTEO DE TRÁFICO PARA EL ESTUDIO DE RED VIAL.**  
**FECHA: NOVIEMBRE 2008.**  
**UBICACIÓN: DATOS LEVANTADOS EN LA INTERSECCIÓN MANUALMENTE.**

Tipo de vehículo	LUNES	LUNES	MARTES	MARTES	MIERCOLES	MIERCOLES	JUEVES	JUEVES	VIERNES	VIERNES	SABADO	TOTALES.
	6:00 AM. 12:00 M	1:00 PM. 6:00 PM	6:00 AM. 1:00 PM									
Carros particulares	127	116	118	98	121	105	109	104	110	89	88	1,185
Microbuses	47	39	45	39	35	40	32	26	19	18	35	375
Camionetas	143	164	139	150	122	98	127	158	88	97	124	1,410
Buses intr. Municipales	168	159	157	160	165	162	147	151	163	154	147	1,733
Taxis	224	198	209	215	180	225	194	255	103	140	144	2,087
Moto taxis	164	148	153	162	145	159	159	144	147	121	143	1,645
Motos particulares	82	60	79	63	64	75	68	57	67	56	82	753
Carretones de caballo	56	28	45	38	49	25	49	30	26	18	36	400
Bicicletas	213	182	191	127	145	202	197	121	101	107	78	1,664
Equipos de construcción	8	5	11	6	3	7	9	4	8	6	8	75
Camiones	31	43	55	38	63	47	45	65	43	54	51	535
<b>Totales</b>	<b>1,263</b>	<b>1,142</b>	<b>1,202</b>	<b>1,096</b>	<b>1,092</b>	<b>1,145</b>	<b>1,136</b>	<b>1,115</b>	<b>875</b>	<b>860</b>	<b>936</b>	<b>11,862</b>

En la siguiente figura se mostrará un diagrama de cargas permisible con las que se puede diseñar el puente

**MINISTERIO DE TRANSPORTE E INFRAESTRUCTURA**  
**DIRECCIÓN GENERAL DE VIALIDAD**  
 Departamento de Pesos y Dimensiones

**Diagrama de Cargas Permisible**



*Nota:* El Pesos máximo permisible será el menor entre el especificado por el fabricante y el contenido en esta columna.

- (a): Eje sencillo, llanta sencilla.
- (b): Eje sencillo, llanta doble

\* Según vehículo cargado o descargado excederá en: Ancho: 2.60 mts, Alto 4.15 mts, Largo: 2 ejes 12 mts, 3 ejes 12 mts, semiremolque 17.50 mts, otras combinaciones desde 18.30 mts hasta 23 mts máximo.

\* Para los ejes dobles (tandem) y triple la separación de centros comprendidos entre las ruedas es entre 1.0 y 1.30 mts.

# **CAPITULO IX**

# **ANALISIS Y DISEÑO**

# **ESTRUCUTRAL**

**1. Diseño de la superestructura**

**Datos Generales**

Normas de diseño AASHTO de 2004  
 Carga Móvil :HS - 20 - 44 + 30% Para dos vías de transito

**1.1. Propiedades y esfuerzos permisibles.**

**1.1.1. Acero de refuerzo:** ASTM - grado 40 para refuerzo de losa.

a) Limite de fluencia	F <sub>y</sub>	40.00ksi
b) Esfuerzo permisible por flexión	0.55F <sub>y</sub>	22.00ksi
c) Esfuerzo permisible por corte	0.33F <sub>y</sub>	13.20ksi

**1.1.2 concreto estructural clase "A"(AASHTO 5.4.2.1)**

a) Peso del concreto	P <sub>c</sub>	150.00pcf
b) Resistencia a la compresión	F <sub>c</sub>	4000.00psi
c) Esfuerzo permisible por compresión	0.40 F <sub>c</sub>	1600.00psi
d) Peso del asfalto	P <sub>a</sub>	140.00pcf

**1.1.2. Datos complementarios.**

		Unidad
L	Longitud del claro del puente	55.76 ft
N	Numero de vigas	8
C	Ancho del puente	36.08 ft
E	Espesor de carpeta asfáltica	3 in
A	Ancho de calzada	26.24 ft
S	Ancho entre vígas (alma - alma)	3.28 ft

**2. Diseño de losa entre vigas.**

**2.1. Diseño estructural de la losa.**

Longitud de la losa

$$s = 3.28 \text{ ft}$$

Espesor de losa AASHTO 8.9.2

$$t = (s + 10) * 12 / 30$$

$$t = 5.312 \text{ in} \dots \dots \dots \text{ se usara } 9.0000 \text{ in}$$

**2.1.1. Peso propio de la losa.**

$$W_s = (9/12) * (1) * (150/1000)$$

$$W_s = 0.113 \text{ kip/ft}$$

**2.1.2. Peso propio de la carpeta rodamiento.**

$$W_a = (3/12) * (1) * (140/1000)$$

$$W_a = 0.035 \text{ kip/ft}$$

**2.1.3. Carga muerta.**

$$W_d = (W_s + W_a)$$

$$W_d = (0.113 + 0.035) = 0.148 \text{ kip/ft}$$

**2.1.4. Momento por carga muerta.**

$$M_d = (W_d * S^2) / 10$$

$$M_d = (0.148 * 3.28^2) / 10$$

$$M_d = 0.1586864 \text{ kip/ft}$$

**2.1.5. Momento por carga viva.**

$$M_I = ((s+2)/32) * (P16)$$

En losas de más de tres apoyos puede aplicarse un factor de continuidad de 0.80 tanto para momento positivo como para momento negativo.

$$M_I = 0.8 * ((s+2)/32) * (P16)$$

$$M_I = 2.112 \text{ kip/ft}$$

**2.1.6. Calculo del factor de impacto.**

$$I = 50 / (L + 150)$$

$$I = 0.326 > 0.30 \text{ por lo tanto se usará } I = 0.30$$

$$M_L = M_I + 30\% * I$$

$$M_L = (2.112) + (0.30)(0.30)$$

$$M_L = 3.56928 \text{ kip/ft}$$

$$M_T = M_d + M_L$$

$$MT = 3.7279664 \text{ kip/ft}$$

**2.1.7. Calculo del Momento Último.**

$$Mu = 1.4Md + 1.7 ML$$

$$Mu = 6.2899 \text{ kip/ft}$$

**2.1.8. Revisión del Peralte Mínimo.**

$$Fc = f'c \cdot 0.4$$

$$Fc = 4000 \cdot 0.4 = 1600$$

**Valor del radio modular n,**

AASHTO 10.38.1.3

$$n = 9$$

$$Fs = 0.5Fy = 20 \text{ KSI}$$

$$r = FS/Fc$$

$$r = (20)/(1600/1000)$$

$$r = 12.5$$

$$k = n/(n+r)$$

$$k = 9/(9+12.5)$$

$$k = 0.4186$$

$$j = 1 - k/3$$

$$j = 1 - (0.4186/3)$$

$$j = 0.8605$$

**2.1.9. Calculo del peralte mínimo.**

$$d_{min} = ((2MT)/(Fc \cdot k \cdot j \cdot b))^{0.5}$$

$$d_{min} = ((2 \cdot 3.728 \cdot 12000)/(1600 \cdot 0.4186 \cdot 0.8605 \cdot 12))^{0.5}$$

$$d_{min} = 3.60 \text{ in}^2$$

Asumiendo refuerzo # 5

$$d' = h - (\text{rec} + (dv/2))$$

$$d' = 9.0 - (0.625/2) - 2 \text{ (recubrimiento en la parte superior de la losa)}$$

$$d' = 6.6875 \text{ in}^2 \quad d' > d \text{ Ok. Cumple.}$$

Asumiendo refuerzo # 6

$$d' = 9.0 - (0.75/2) - 2.0$$

$$d' = 6.625 \text{ in} \quad d' > d \text{ Ok. Cumple.}$$

**2.1.10. Cálculo del área de acero.**

**Cálculo del área de acero (Método de las cargas de servicio)**

Cálculo del refuerzo principal

$$A_s = \frac{M_T}{(F_s \cdot j \cdot d')}$$

$$A_s = \frac{3.728 \cdot 12000}{(20 \cdot 1000 \cdot 0.8605 \cdot 6.6875)}$$

$$A_s = 0.3887 \text{ in}^2$$

$$A_v \# 5 = 0.31 \text{ in}^2$$

$$S_s = (0.31 / 0.3887) \cdot 12$$

$$S_s = 9.471 \text{ in}$$

**Usar refuerzo principal #5 @ 9 in**

**2.1.11. Cálculo del refuerzo longitudinal**

$$\%A_s = \frac{220}{(s)^{0.5}}$$

$$\%A_s = \frac{220}{(3.28)^{0.5}}$$

$\%A_s = 121.47 > 67\%$ ; Usar el 67% de refuerzo principal perpendicular al tráfico

AASHTO 3.24.10.2  $A_s = 0.67 \cdot 0.3887$

$$A_s = 0.2604 \text{ in}^2$$

$$A_v \# 4 = 0.20 \text{ in}^2$$

$$S_s = (0.20 / 0.2604) \cdot 12$$

$$S_s = 9.05 \text{ in}$$

**Usar refuerzo #4 @ 9 in**

**2.1.12. Cálculo del refuerzo por temperatura**

AASHTO 8.20.2

$$A_s = 0.002 \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0.1605 \text{ in}^2$$

$$A_v \# 4 = 0.20 \text{ in}^2$$

$$S_s = (0.20 / 0.1605) \cdot 12$$

$$S_s = 14.68 \text{ in}$$

**Usar refuerzo # 4 @ 14 in**

**3. Diseño de losa en voladizo con el método de los Factores de Carga.  
(andenes peatonales)**

	<b>AASHTO 3.24.5.1.1a</b>
$S = (S/2)$	$X = s-1$
$S = (7/2) \text{ ft (se propone máximo 7 ft)}$	$X = 3.5-1$
$S = 3.5 \text{ ft}$	$X = 2.5$
$E = 0.8X + 3.75$	
$E = 0.8*2.5 + 3.75$	
$E = 5.75$	

**3.1. Momento de Carga Muerta**

$$M_d = Wd*s^2/2$$

$$M_d = 0.226*3.5^2/2$$

$$M_d = 0.31008 \text{ Kip-ft}$$

**3.2. Momento de Carga Viva**

$$M_I = P*x/E$$

$$M_I = 16*2.5/5.75$$

$$M_I = 6.956522 \text{ Kip-ft}$$

$$I = 50/(L+125)$$

$$I = 50/(3.5+125) = 0.3891$$

Por lo tanto usaremos un factor de impacto  $I = 0.30$

$$ML+30\%+I = (6.9565)(1.30)(1.3)$$

$$ML+30\%+I = 11.75652174 \text{ Kip-ft}$$

**3.2. Calculo del momento último.**

$$M_u = 1.4M_d + 1.7 M_L$$

$$M_u = 20.4202 \text{ kip/ft}$$

**3.3. Calculo del área de acero (Método de los Factores de Carga).**

$M_u/(\phi b d^2) = p F_y (1 - 0.6(p F_y / f' c))$	AASHTO 8.16.3.2.1
$(0.6 F_y^2 / f' c) p^2 - F_y p + M_u / (\phi b d^2) = 0$	

$p = (-b \pm (b^2 - 4ac)^{1/2}) / 2a$	
$a = 0.6 F_y^2 / f' c$	
$a = 0.6 * (40 * 1000)^2 / 3000$	$a = 320000$
$b = (-F_y)$	
$b = -40000$	$b = -40000$
$c = M_u * 12000 / (\phi b d^2)$	
$c = 20.3291 * 12000 / (0.9 * 12 * 5.6875^2)$	$c = 701.414$
$P1 = (40000 + ((-40000)^2 - 4 * 320000 * 701.414)^{1/2}) / (2 * 320000)$	

$$P2 = (40000 - ((-40000)^2 - (4 * 320000 * 701.4142))^{1/2}) / (2 * 320000)$$

$$P2 = 0.0211$$

$$A_s = p * b * d$$

$$A_s = 0.020 * 12 * 5.6875$$

$$A_s = 1.44 \text{ in}^2$$

$$A_v \# 6 = 0.44 \text{ in}^2$$
  

$$S_s = (0.442 / 1.44) * 12$$

$$S_s = 3.68 \text{ in}^2$$

**Usar refuerzo # 6 @ 3.5 in**

**3.4. Calculo del refuerzo longitudinal.**

$$\%A_s = 220 / (s)^{0.5} \%A_s$$

$$\%A_s = 220 / (3.28)^{0.5}$$

$$\%A_s = 121.47 > 67\%; \text{ Usar el 67\% de refuerzo principal perpendicular al tráfico}$$

$$A_s = 0.67 * 1.44$$

$$A_s = 0.96 \text{ in}^2$$
  

$$A_v \# 5 = 0.31 \text{ in}^2$$
  

$$S_s = (0.31 / 0.96) * 12$$

$$S_s = 3.82 \text{ in}$$

**Usar refuerzo # 5 @ 3.5 in**

**3.5. Calculo del refuerzo por temperatura**

AASHTO 8.20

$$A_s = 0.002 * b * d$$

$$A_s = 0.1365 \text{ in}^2$$
  

$$A_v \# 4 = 0.20 \text{ in}^2$$
  

$$S_s = (0.20 / 0.1365) * 12$$

$$S_s = 17.26 \text{ in}$$

**Usar refuerzo # 4 @ 17 in**

#### 4. Diseño de vigas.

##### Cargas actuantes sobre la viga (Cargas permanentes)

Número de vigas: 8

Área: 0.3084 m<sup>2</sup>

##### Consideraciones:

Para el cálculo de cargas sobre la viga se considera que toda la carga de la superestructura es uniformemente distribuida a las vigas.

Para calcular la carga muerta de los elementos continuos, es decir corridos sobre todo el claro del puente (losa, asfalto.etc) se obtiene al considerar un análisis de sección transversal de cada elemento por la densidad del elemento y la carga obtenida es repartida a todas las vigas.

Para los elementos no continuos ejemplo:(dados de concreto, diafragmas etc.), se puede concentrar la carga debida a su peso , luego distribuirla a lo largo del claro y posteriormente repartirla proporcionalmente entre el numero de vigas.

Los siguientes cálculos están basados en la idea anteriormente expuesta y se indica si el elemento considerado se tomo en cuenta como continuo o discontinuo:

##### 4.1. Determinación de la carga.

Elementos no estructurales.

##### 4.2. Datos de concreto (elemento discontinuo).

$$D_{w1} = \frac{1.1m * 0.20m * 0.20m * 2.4ton / m^3 * 14dados}{17m * 8}$$

$$D_{w1} = 0.011ton / m$$

**4.3. Barandas peatonales (continuo).**

$$Dw2 = \frac{\pi \phi t_{esp} * \#tubos * \gamma_{hierro}}{\#vigas}$$

$$Dw2 = \frac{3.1416 * 0.0508 * 0.003175 * 6 * 7.2}{8}$$

$$Dw2 = 0.003ton / m$$

**4.4. Guarniciones (continuo).**

$$Dw3 = \frac{0.20 * 1.5 * 2 * 2.4}{8}$$

$$Dw3 = 0.18ton / m$$

**4.5. Asfalto (continuo).**

$$Dw4 = \frac{8 * 0.0762 * 2.2}{8}$$

$$Dw4 = 0.167ton / m$$

$$Dw4' = 10\% \text{ futuro recarpeteo} = 0.017ton / m$$

**4.6. Cálculo del Dw total.**

$$Dwt = Dw1 + Dw2 + Dw3 + Dw4 + Dw4'$$

$$Dwt = 0.011 + 0.003 + 0.18 + 0.167 + 0.017$$

$$Dwt = 0.378ton / m$$

Elementos estructurales.

**4.7. Losa (continua).**

$$Dc1 = \frac{0.23 * 11 * 2.4}{8} = 0.759 \text{ton} / m$$

**4.8. Vigas (Continua).**

$$Dc2 = \frac{0.3048 * 2.4 * 8}{8} = 0.74 \text{ton} / m$$

**4.9. Diafragmas (discontinuos).**

$$Dc3 = \frac{[9 - (0.20 * 8)] * 0.60 * 0.30 * 5 * 2.4}{17 * 8} = 0.118 \text{ton} / m$$

**4.10. Cálculo del DC total.**

$$DCt = Dc1 + Dc2 + Dc3$$

$$DCt = 0.759 + 0.74 + 0.118 = 1.617 \text{ton} / m$$

Cálculo del momento por carga muerta.

$$M_{DC} = \frac{w_{DC} l^2}{8} = \frac{1.617 * 17^2}{8} = 58.41 \text{ton} * m$$

$$M_{DW} = \frac{W_{DW} l^2}{8} = \frac{0.378 * 17^2}{8} = 13.66 \text{ton} * m$$

I. “Cargas Transitorias”

Efecto de carga viva.

Para el cálculo del efecto de carga viva se tomaron en cuenta las siguientes indicaciones:

1. La carga viva corresponde: HL-93 “según AASTHO LRFD” HL-93 = carga carril + camión de diseño El camión de diseño HS-20-44+30% .
2. El porcentaje de carga viva transmitido a las vigas se calculó según factores de distribución.
3. Los factores de distribución varían según la ubicación de la viga, el tipo de viga (sección y material).
4. El incremento por carga de impacto se aplica solo al camión de diseño y no a la carga distribuida del camión de diseño.
5. El cortante máximo se calculara con la línea de influencia para el camión de diseño.
6. La carga de carril para un HS-20-44 corresponde a 0.96 ton/m distribuida en un ancho de 3 metros.

### 5. Cálculo de los factores de distribución.

Para aplicar las formulas que determinan los factores de distribución se deben cumplir ciertos rangos de aplicabilidad (AASTHO 4.6.2.2).

#### 5.1. Para vigas “T”.

1)  $0.11\text{m} \leq t_s \leq 0.30\text{m}$        $t_s =$  Espesor de la losa  
 $t_s = 0.23\text{ m}$  Verifica.

2)  $6\text{ m} \leq L \leq 73\text{ m}$        $L =$  Longitud del claro  
 $L = 17\text{ metros}$  Verifica.

3)  $N_b \geq 4$        $N_b =$  Número de vigas  
 $N_b = 8$  Verifica

$$4 \cdot 10^9 \leq Kg \leq 3 \cdot 10^{12} \quad Kg = \text{Parámetro de rigidez de la viga}$$

$$Kg = n(I + Aeg^2)$$

Donde:

$n$  = relación modular (relación entre módulos de elasticidad)

$I$  = momento de inercia de la sección compuesta (viga y firme).

$A$  = área de la sección transversal de la viga.

$eg$  = distancia del centroide de la viga al centroide de la losa.

Para verificar el parámetro de rigidez se realiza el siguiente cálculo

$$n = \frac{E_{losa}}{E_{viga}} \quad E_{viga} = 1.9 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 33W_c^{3/2} \sqrt{f'_c} = 33 \cdot 150^{3/2} \sqrt{4000} = 2.6 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

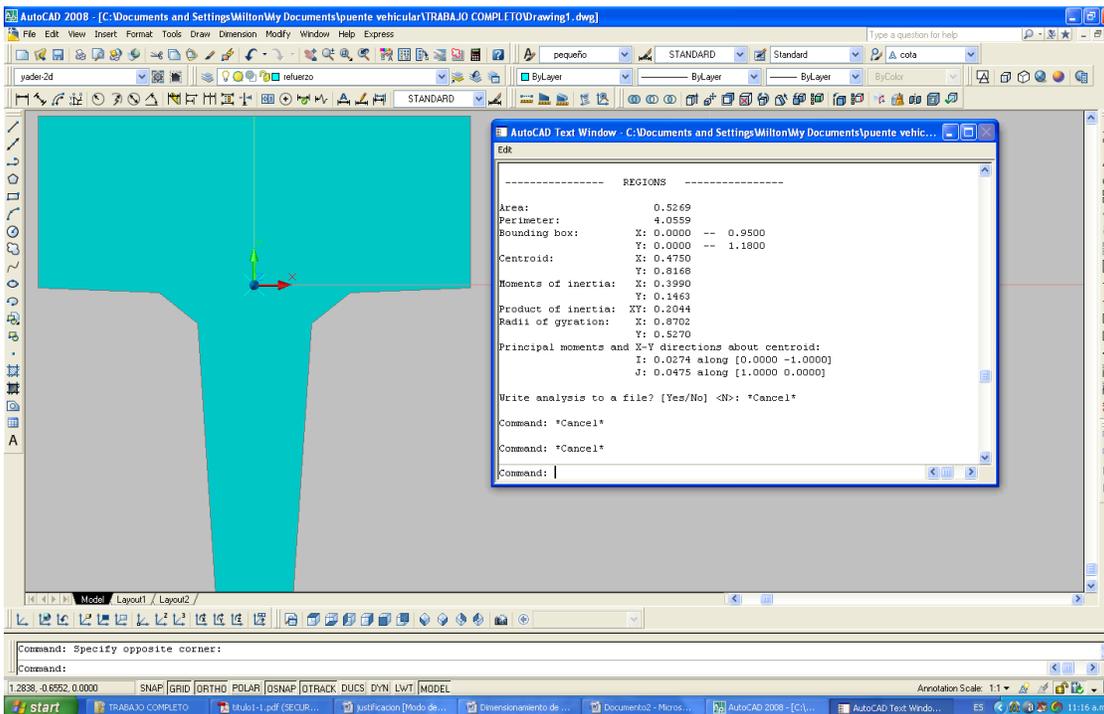
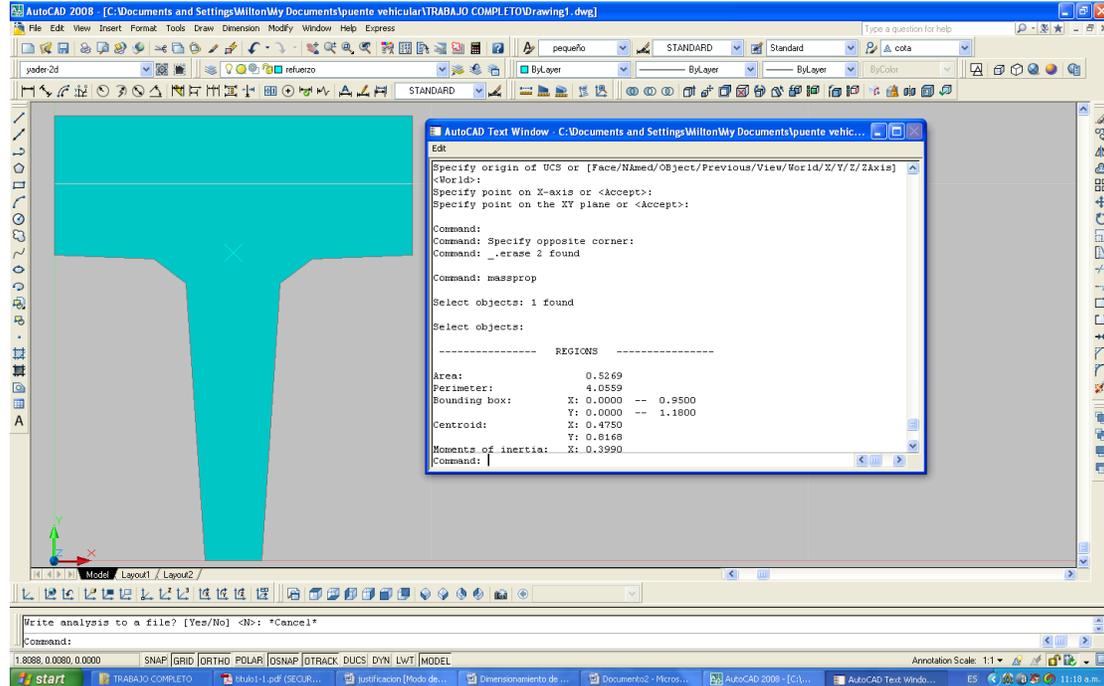
$$n = \frac{2.6 \cdot 10^5}{1.9 \cdot 10^6} = 0.137$$

Para el cálculo de ( $I$ ,  $Y$ ) las propiedades geométricas es necesario descomponer la viga en figuras más simples y utilizar el teorema de los ejes paralelos para calcular la inercia respecto al eje centroidal.

En este caso las propiedades geométricas fueron obtenidas con ayuda del programa de dibujo "Autocad 2008", a continuación se presenta una breve descripción de cómo obtener estas propiedades:

- 1) Se dibuja la sección con sus dimensiones reales y se establece un sistema de coordenadas en punto inferior de la viga.
- 2) El elemento a verificar se convierte en una región plana comando "REGION".
- 3) Se le pide al programa que genere un historial con las propiedades geométricas de la figura designada y de esta forma se podrá conocer el centroide de la figura, el historial se genera al utilizar el comando "MASSPROP".

- 4) Se vuelve a establecer un sistema de coordenadas esta vez en el centroide y ya conocido de la figura, se genera nuevamente el historial para saber la inercia definitiva respecto al eje centroidal.
- 5) El procedimiento puede comprenderse mejor auxiliándose de la siguiente interface.



De esta forma las propiedades se obtuvieron tanto para la viga simple como para la sección compuesta.

Viga simple

$$I = 2,350,000 \text{ cm}^4$$

$$A = 3084 \text{ cm}^2$$

$$Y_i = 64.09 \text{ cm}$$

Con las propiedades conocidas se puede calcular el parámetro de rigidez y continuar verificando el rango de aplicabilidad.

$$eg = (\text{peralte de la viga} - y_{cm}) + \frac{t_{losa}}{2}$$

$$eg = 95\text{cm} - 64.09\text{cm} + 11.5\text{cm} = 42.41 \text{ cm}$$

$$kg = 0.137 * [2,350,000 + (3084 * 42.41^2)] = 1.10 * 10^6 \text{ cm}^4$$

$$1.10 * 10^6 \text{ cm}^4 = 1.10 * 10^{10} \text{ mm}^4 \text{ Verifica}$$

Una vez realizada la verificación de rangos de aplicabilidad se podrá determinar los factores de distribución para sobrecargas vivas basados en las especificaciones de AASTHO tanto para vigas interiores y vigas exteriores.

### Distribución de las sobrecargas por carril para el momento en vigas interiores AASTHO 4.2.2.

#### 5.2. Un carril de diseño cargado:

$$DF = 0.06 + \left(\frac{1000}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{1000}{17000}\right)^{0.3} \left(\frac{1.1 * 10^{10}}{17000 * 230^3}\right)^{0.1}$$

$$DF = 0.06 + 0.558 * 0.427 * 0.7457 = 0.238 \text{ Líneas}$$

**5.3. Dos o más carriles de diseño cargados:**

$$DF = 0.075 + 0.5279 * 0.5674 * 0.7457 = 0.2983 \text{ Líneas.}$$

Para cortante en vigas interiores.

**5.4. Para un carril de diseño.**

$$DF = 0.36 + \frac{1000}{7600} = 0.492 \text{ Líneas}$$

**5.5. Para dos carriles de diseño.**

$$DF = 0.20 + \frac{S}{3600} - \left( \frac{S}{10700} \right)^{2.0} \text{ AASTHO 4.6.2.3a-1}$$

$$DF = 0.20 + \frac{1000}{3600} - \left( \frac{1000}{10700} \right)^{2.0} = 0.469 \text{ Líneas}$$

**5.6. Para vigas exteriores.**

El Factor de distribución es igual para cortante y momento, y se calcula por el método de análisis especial y los resultados obtenidos se multiplican por los factor de presencia múltiple.

**5.7. Análisis especial.**

$$N_L = 1 \quad N_b = 8 \quad e = 3.1\text{m ("Un carril cargado")}$$

$$R = \frac{1}{8} + \frac{4 * (3.1)}{2 * (1^2 + 2^2 + 3^2 + 4^2)} = 0.33 \text{ (Toma en cuenta los diafragmas)}$$

Como se considero  $N_L=1$  entonces  $m_1=1.2$  según tabla de factores múltiples

$$R = 0.33 * 1.2 = 0.396 \approx 0.40$$

$N_L = 2$  (“Dos carriles cargados”)

$$R = \frac{2}{8} + \frac{4 * 3.1}{2 * (1^2 + 2^2 + 3^2 + 4^2)} = 0.457$$

Como  $N_L= 2$ ;  $m_1= 1$ ;  $R=0.457$

Alternativamente para momento se considera:

Factor de distribución para viga “T” según AASTHO

$$FD = \frac{S}{1.67}$$

$$FD = \frac{1}{1.67} = 0.598$$

Todos los cálculos anteriormente expuestos corresponden a una investigación de la forma de trabajo de los elementos estructurales sometidos a sobrecargas vivas, se realizan con la finalidad de conocer las proporciones de sobrecarga viva a considerar para el diseño de las vigas particularmente, esto es debido a que de antemano no es posible saber que condición es la que rige en función de la ubicación de las vigas.

Hasta que son valoradas las alternativas se podrá deducir el factor determinante que será el considerado para el diseño estructural de las vigas, la siguiente tabla presenta los factores determinantes luego de haber considerado las distintas alternativas que corresponde a los cálculos anteriormente realizados.

Tabla Resumen de Factores de distribución.

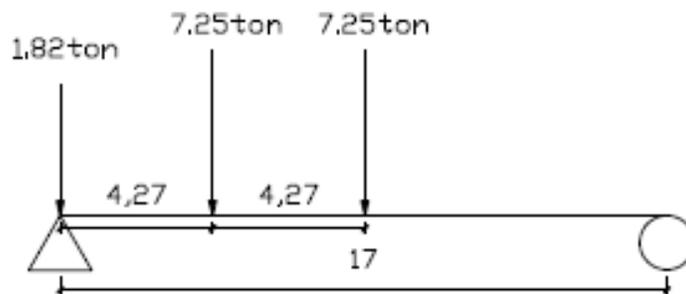
	Vigas interiores	Vigas exteriores
Cortante	0.492	0.457
Momento	0.298	0.598

Para el caso en particular se analiza la viga independientemente para las cargas de carril y para las cargas concentradas del camión de diseño y los resultados obtenidos se superponen para la realización del diseño de la viga a como muestran los siguientes procedimientos.

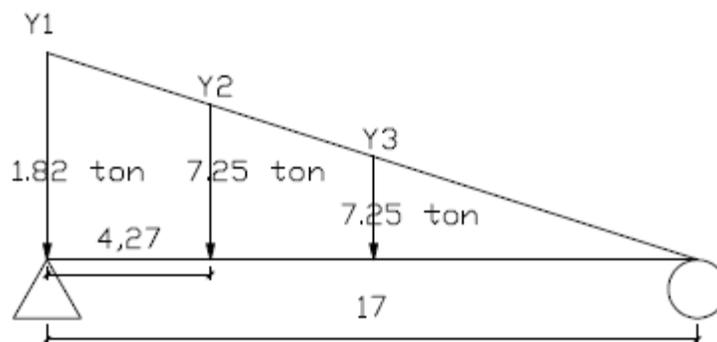
**6. Idealización de una viga simplemente apoyada.**

Cálculo del cortante máximo de carga de camión.

El máximo cortante por cargas rodantes se producen en el apoyo.



**Primera prueba (Primera carga sobre el apoyo)**

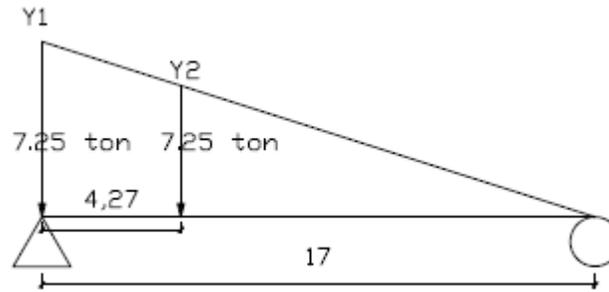


$$V_{AC} = R_A P_1 - \left(\frac{L-X}{L}\right) P_2$$

$$V_A = 1.82 + \left(\frac{17-4.27}{17}\right) * 7.25 + 7.25 * \left(\frac{17-8.54}{17}\right)$$

$$V_A = 1.82 + 5.429 + 3.608 = 10.86 \text{ ton}$$

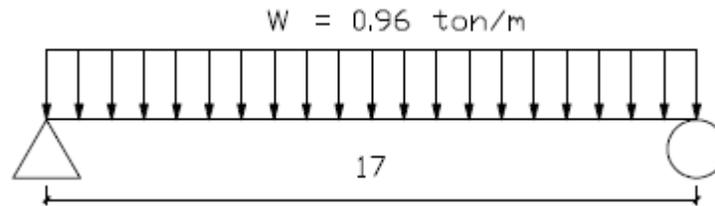
**Segunda prueba. (Segunda carga sobre el apoyo).**



$$V_A = 7.25 + 0.749 * 7.25 = 12.68 \text{ ton}; V_{\text{máx}}$$

$$V_{\text{diseño}} = 1.3 * 12.68 * 0.492 * 1.33 = 10.79 \text{ ton "incremento impacto"}$$

**6.1. Cálculo por carga de distribuida.**



$$R_A = \frac{0.96 * 17}{2} = 8.16 \text{ ton}$$

$$R_A = 8.16 * 0.492 = 4.01 \text{ ton}$$

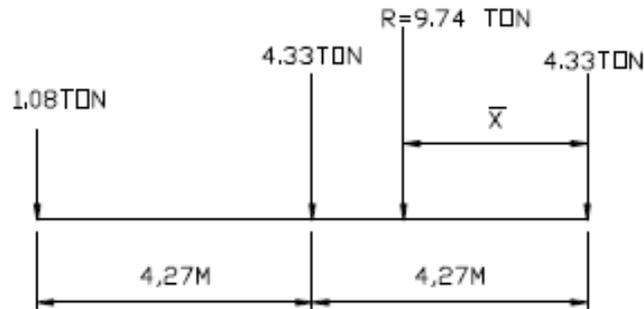
$$R_A \text{ interior} = 10.78 + 4.01 = 14.79 \text{ ton}$$

Cálculo de los momentos máximos debido a la carga viva.

**Determinación del la resultante del tren de carga y su ubicación.**

$$R = 1.82 + 7.25 + 7.25 = 16.32 \text{ ton}$$

Con el factor de distribución la carga resultante es la que se presenta en el diagrama

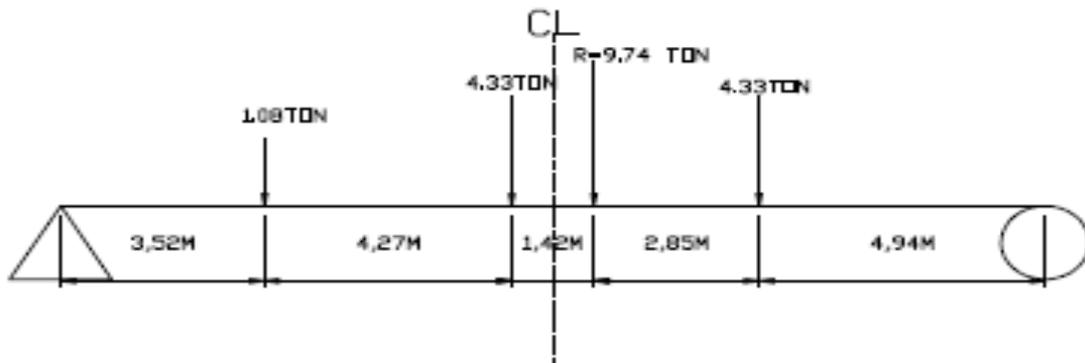


$$\bar{x} = \frac{1.08 * 8.54 + 4.33 * 4.27}{9.74} = 2.85m$$

Calcular la distancia de la resultante a la carga más cercana.

$$d = 4.27 - 2.85 = 1.42 m$$

Colocar el tren de carga en el claro de manera que la distancia bifurque el centro del claro, la resultante y la carga más cercana.



Calcular la reacción en el apoyo A tomando momento en B:

$$\sum MB = 0$$

$$RA * 17 - 9.74 * 7.79 = 0$$

$$RA = 4.46 ton$$

Tomar momento en la segunda carga más cercana a la resultante.

$$Mmax = 4.46 * 7.79 - 1.08 * 4.27 = 30.12 ton * m$$

Factor de impacto

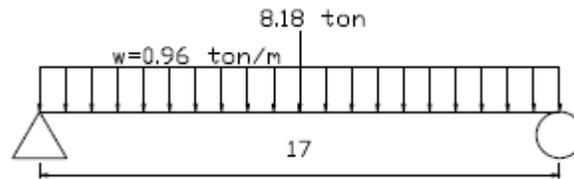
$$I = \frac{15.24}{L + 38.11} = \frac{15.24}{17 + 38.11} = 0.276$$

Se considera que la carga viva se aumentara en un 30 %

El momento de diseño resultante sería:

$$MD = 30.12 * 1.30 * 1.276 = 49.96 \text{ ton} * m$$

Momento máximo por carga distribuida.



$$M = \frac{pl}{4} + \frac{wl^2}{8} = \frac{8.18 * 17}{4} + \frac{0.96 * (17)^2}{8} = 69.45 \text{ ton} * m$$

$$Md = 69.45 * 0.457 = 31.74 \text{ ton} * m$$

El momento total que soportara la viga:

$$Mvivo = 49.96 + 31.74 = 81.70 \text{ ton} * m$$

### 7. Diseño del acero de Presfuerzo para vigas.

Datos:

1. Fsr = 19000Kg/cm<sup>2</sup> (Esfuerzo ultimo de ruptura del acero de presfuerzo).
2. F'c = 406 Kg/cm<sup>2</sup> (Resistencia a compresión del concreto).
3. Esp = 1.9 x 10<sup>6</sup> Kg/cm<sup>2</sup> (Modulo de Elasticidad del acero de presfuerzo).
4. Humedad relativa para Managua = 80°
5. Diámetro de los Torones = 0.5 pulgadas (EL más comúnmente usado, ASTM A-416 torones de baja relajación)
6. Área nominal de los Torones = 77% Área Real = 0.987 cm<sup>2</sup>
7. Tiempo de Transferencia del presfuerzo = 18 horas
8. Esfuerzo permisible inicial = 0.80Fsr.
9. Esfuerzo permisible después de las perdidas = 0.80 Fpi.
10. Esfuerzo de Fluencia = 0.85 Fsr.
11. La fuerza de pretensado mínima = 0.60 Fsr.
12. Se estiman pérdidas de 25%.
13. Fy del acero de refuerzo = 4200 Kg/cm<sup>2</sup>.
14. Propiedades de la sección de la viga:

Área	3084 cm <sup>2</sup>
Inercia	2350000 cm <sup>4</sup>
S (Modulo de sección)	36667.19 cm <sup>3</sup>
Y centroidal	64.09 cm

**7.1. Cargas de diseño (Datos obtenidos del estudio de las cargas).**

$$\begin{aligned}
 W_{\text{viga}} &= 0.74 \text{ ton/m} & M_{\text{viga}} &= 26.73 \text{ ton*m} \\
 W_{\text{losa}} &= 0.759 \text{ ton/m} & M_{\text{losa}} &= 27.42 \text{ ton*m} \\
 W_{\text{diafragma}} &= 0.118 \text{ ton/m} & M_{\text{diafragma}} &= 4.26 \text{ ton*m} \\
 W_{\text{muerta}} &= 0.378 \text{ ton/m} & M_{\text{muerta}} &= 13.66 \text{ ton*m} \\
 & & M_{\text{vivo}} &= 81.70 \text{ ton*m}
 \end{aligned}$$

Para el diseño de la viga: Es necesario separar las solicitaciones que interactúan en contacto directamente con la viga de las que actúan sobre la sección compuesta.

Momentos que actúan sobre la sección compuesta

$$M = M_m + M_v = 13.66 + 81.70 = 95.36 \text{ ton*m}$$

**7.2. Las que actúan directamente sobre la viga.**

$$\begin{aligned}
 M_m &= M_{dc} + M_{\text{losa}} + M_{\text{diafragma}} \\
 M_m &= 26.73 + 27.42 + 4.26 = 58.41 \text{ ton*m}
 \end{aligned}$$

**7.3. Estimación de la fuerza inicial de presfuerzo.**

$$\begin{aligned}
 F'c &= 5800 \text{ psi (406 Kg/cm}^2\text{)} \\
 e &= 24 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Propuesto} \\
 y_{ss} &= 64.09 \text{ mm} - 24 \text{ mm} = 40.09 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$P = \frac{\frac{5841000}{36667.19} + \frac{9536000}{58153.77}}{\frac{1}{3084} + \frac{40.09}{36667.19}} - 1.6 \sqrt{406}$$

$$P = \frac{159.30 + 163.97}{3.24 * 10^{-4} + 1.09 * 10^{-3}} - 32.2$$

$$P = 205325.58 \text{ Kg}$$

**7.4. Numero de Torones.**

$$N = \frac{205325.58}{(0.8 - 0.25) * 1900} = 19.6$$

Usar 20 Torones de baja relajación de diámetro 0.50 pulgadas.

**Estimación de pérdida.**

**7.5. Acortamiento Elástico.**

$$E_c = \frac{(2400)^{2/3} * \sqrt{0.80 * 406}}{7.3} = 2.9x 10^5$$

$$F_{sp} = 0.80 * 19000 = 15200$$

$$P = 15200 * 20 = 304000 \text{ Kg.}$$

$$F_{cgp} = -\frac{304000}{3084} - \frac{304000 * 40.09^2}{2350000} - \frac{3099000 * 40.09}{2350000}$$

$$F_{cpg} = -98.57 - 207.91 - 52.86$$

$$F_{cgp} = -253.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta AE = \frac{E_p}{E_c} * F_{cgp}$$

$$\Delta AE = -253.6 * \frac{1.9x10^6}{2.9x10^5} = -1661.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta AE = \frac{1661.5}{19000} * 100$$

$$\Delta AE = 8.7 \%$$

**7.6. Relajación instantánea.**

$$\Delta REi = \frac{\log(t)}{40} \left( \frac{fsp}{fpy} - 0.55 \right) * Fsp$$

$$\Delta REi = \frac{\text{Log}(18)}{40} * \left( \frac{15200}{16150} - 0.55 \right) * 15200$$

$$\Delta REi = 186.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta REi = \frac{186.59}{19000} * 100 = 0.98 \%$$

**7.7. Flujo plástico.**

$$\Delta FP = 12Fcgp - 7Fc ds$$

$$M_{losa} + M_{diafragma} = 31.68 \text{ ton*m}$$

$$Fc ds = \frac{31.68 * 40.9}{2350000} + \frac{13.66 * 57.68}{4750000}$$

$$Fc ds = 54.04 + 16.59 = 70.63$$

$$\Delta FP = 12 * 253.6 - 7 * 70.63 = 2548.79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta FP = \frac{2458.79}{19000} * 100 = 13\%$$

**7.8. Contracción.**

$$\Delta CC = 1193 - 10.5H$$

$$\Delta CC = 1193 - 10.5 * 80 = 353 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta CC = \frac{353}{19000} * 100 = 1.86\%$$

**7.9. Relajación diferida.**

$$\Delta REd = 0.25[1408 - 0.4 * \Delta AE - 0.2 * (\Delta CC + \Delta FP)]$$

$$\Delta REd = 0.25[1408 - 0.4 * 1661.5 - 0.2 * (353 + 2548.79)]$$

$$\Delta REd = 41 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta REd = \frac{41}{19000} * 100 = 0.2\%$$

**Tabla de resumen de pérdidas.**

PERDIDAS	$\Delta F$ (kg/cm <sup>2</sup> )	%Fsr
Acortamiento Elástico	1661.5	8.7
Relajación Instantánea	186.59	0.98
Flujo Plástico	2548.79	13
Contracción	353	1.86
Relajación Diferida	41	0.2
Totales	4700.88	24.74

**7.10. El esfuerzo resultante y la carga final efectiva.**

$$F_{sp} = 15200 - 4700.88 = 10500 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{efectivo} = 1 * 20 * 10500 = 210000 \text{ kg}$$

**7.11. Diseño Elástico.**

$$f_i = -\frac{P}{A_{ss}} - \frac{P_e}{S_{ssi}} + \frac{M_1}{S_{ssi}} + \frac{M_2}{S_{sci}} \leq 1.6\sqrt{f'c}$$

$$f_i = -\frac{210000}{3084} - \frac{210000 * 40.09}{36667.19} + \frac{5841000}{36667.19} + \frac{9536000}{58153.77}$$

$$f_i = -68.09 - 229.60 + 159.30 + 163.98 = 25.59 \text{Kg/cm}^2 < 32.2 \text{kg/cm}^2$$

**7.12. Revisión a la ruptura.**

b= 95 cm.....( ala total de la viga)

dsp = 95+23-24 =94 cm (distancia de la fibra extrema al centroide de los torones)

f'c losa =280 Kg/cm<sup>2</sup>

f\*c losa =0.80\*280 =224 Kg/cm<sup>2</sup>

f\*\*c losa = 0.85\*224 =190.4 kg/cm<sup>2</sup>

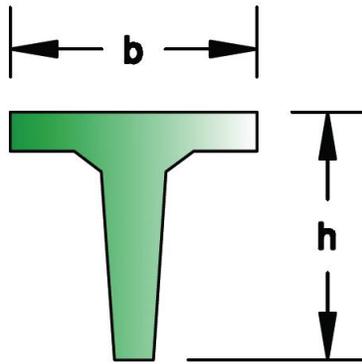


Fig. seccion T, Viga de diseño

**7.13. Calculo de la altura del bloque a compresión (a).**

$$a = \frac{A_{sp} * F_{sp}}{b * x_f * f_{**c} \text{ losa}}$$

$$F_{sp} = F_{sr} \left[ 1 - 0.50 \frac{P_p * F_{sr}}{f_{**c} \text{ losa}} \right]$$

$$P_p = \frac{A_{sp}}{b * d}$$

$$P_p = \frac{20 * 1}{95 * 94} = 0.00223$$

$$F_{sp} = 19000 \left[ 1 - 0.50 \frac{0.00223 * 19000}{190.4} \right]$$

$$F_{sp} = 16885.95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = \frac{16885.95 * 20 * 1}{95 * 190.4} = 18.67 \text{ cm} < 38 \text{ cm}$$

El valor de 38 en la comparación anterior equivale a 15 (patín de viga) + 23 (Espesor de losa).

“Una sección T trabajara como sección rectangular si la altura del bloque de compresión “a” es menor que el espesor total del patín de la sección compuesta t, que incluye el firme y la viga.”

Nota: Trabaja como sección rectangular.

#### 7.14. Momento Resistente de una viga rectangular.

$$C = a * f * c * b$$

$$C = 18.67 * 190.4 * 95 = 337702.96 \text{ kg}$$

$$T = A_{sp} * F_{sp}$$

$$T = 20 * 1 * 16886 = 337720 \text{ kg}$$

$$\text{Usar } T = 337720 \text{ kg}$$

Como  $T > C$  el momento resistente se calcula con el valor de C.

$$MR = F_r * C * Z_{sp}$$

$$Z_{sp} = d_{sp} - \frac{a}{2}$$

$$Z_{sp} = 94 - \frac{18.67}{2} = 84.67 \text{ cm}$$

$$MR = 0.9 * 337702.96 * 84.67 = 25733978.66 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M_s = M_1 + M_2 \text{ (Momentos de servicios máximos).}$$

$$M_s = 95.36 \text{ ton} * \text{m} + 58.41 \text{ ton} * \text{m} = 153.77 \text{ ton} * \text{m}$$

$$M_u = 1.4 * 153.77 = 215.28 \text{ ton} * \text{m}$$

$$MR = 257.34 \text{ ton} * m > 215.28 \text{ ton} * m \text{ (Cumple)}$$

### 7.15. Acero de Cortante.

$$f^*c \text{ viga} = 0.80 * f^*c = 0.80 * 406 = 324.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{crmax} = 1.3 Fr * b * d * \sqrt{f * c}$$

$$V_{crmax} = 1.3 * 0.80 * 20 * 94 * \sqrt{324.8} = 35237.02 \text{ kg}$$

$$V_{crmin} = 0.50 Fr * b * d * \sqrt{f * c}$$

$$V_{crmin} = 0.50 * 0.80 * 20 * 94 * \sqrt{324.8} = 13552.70 \text{ kg}$$

### 7.16. Cortante resistido por el concreto.

$$V_{cr} = Fr * b * d * \left[ 0.15 * \sqrt{f * c} + 50 \frac{V}{M} dsp \right]$$

Para la determinación del cortante resistente suministrado por el concreto es necesario obtener la fuerza cortante y el momento flexionante en puntos específicos a una distancia del apoyo de la viga tales como a h (peralte total), L/8 Y L/4.

La sobrecarga viva se debe multiplicar por su factor de distribución que fue calculado en la determinación para las máximas sollicitaciones para la viga los cuales están especificados en la Tabla Resumen de Factores de distribución.

$$\text{Para cortante} = 0.96 * 0.492 = 0.472 \text{ ton/m}$$

$$\text{Para momento flexionante} = 0.96 * 0.457 = 0.438 \text{ ton/m}$$

Revisión del cortante (X = 1.18 m).

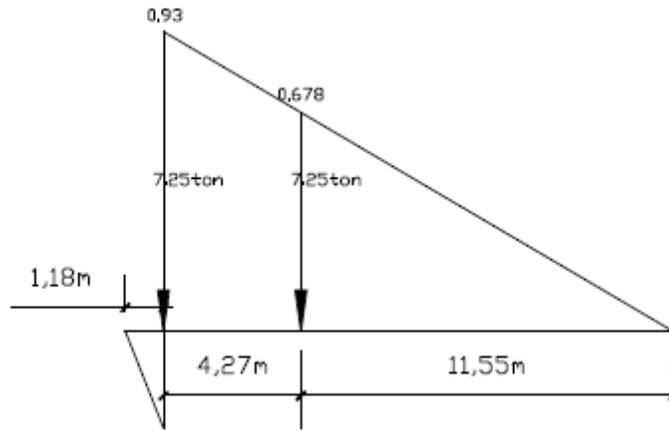
$$X = 0.95 \text{ (Viga)} + 0.23 \text{ (Firme)} = 1.18 \text{ m}$$

$$Wt = 0.74 + 0.759 + 0.118 + 0.378 + 0.472 = 2.467 \text{ ton/m}$$

$$\text{Reaccion en el apoyo} = \frac{2.467 * 17}{2} = 20.97 \text{ ton}$$

$$\text{Cortante por cargas distribuidas} = 20.97 - 2.467 * 1.18 = 18.06 \text{ ton}$$

El cortante para carga viva debido al camión de diseño es obtenido al evaluar el valor del cortante máximo por línea de influencia para la viga en el punto específico, este procedimiento es detallado a continuación.



Línea de influencia para cortante

Este cortante se deberá multiplicar por su respectivo factor de distribución, i incrementarse en 33% por carga dinámica y aumentarse en un 30% a como señala el siguiente planteamiento.

$$\text{Cortante generado por el camión de diseño} = 11.65 * 1.30 * 0.598 * 1.33$$

$$\text{Cortante generado por el camión de diseño} = 12.05 \text{ ton}$$

El cortante de servicio tanto por carga distribuida como por el camión de diseño.

$$V_s = 18.06 + 12.05 = 30.11 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.4 * 30.11 = 42.15 \text{ ton}$$

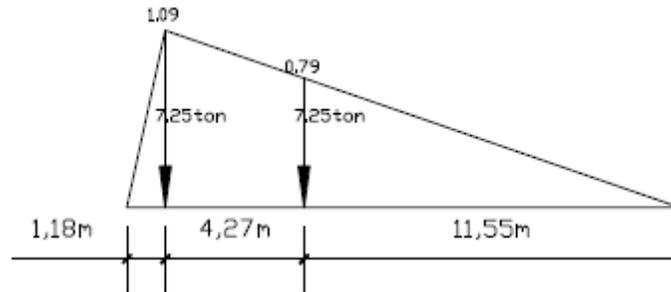
$$W_t = 0.74 + 0.759 + 0.118 + 0.378 + 0.438 = 2.433 \text{ ton/m}$$

$$\text{Reaccion en el apoyo} = \frac{2.433 * 17}{2} = 20.68 \text{ ton}$$

$$\text{Momento por carga distribuida} = 20.68 - \frac{2.433 * 1.18^2}{2}$$

$$\text{Momento por carga distribuida} = 18.99 \text{ ton*m}$$

Al igual que para el caso de cortante se debe considerar las factores de distribución, el incremento de carga y la carga dinámica.



Línea de influencia para momento

$$\text{Momento generado por camion de diseño} = 13.66 * 1.3 * 1.33 * 0.59$$

$$\text{Momento generado por camion de diseño} = 14.14 \text{ ton} * m$$

$$M_s = 18.99 + 14.14 = 33.13 \text{ ton} * m$$

$$V_{cr} = 0.80 * 94 * 20 * \left[ 0.15 * \sqrt{324.8} + 50 * \frac{30.11}{33.13} * 0.94 \right] = 68,310.17 \text{ kg}$$

El cortante que rige es  $V_{crmax} = 35,237.02$

Revisar las condiciones  $h/b$  y  $h$

Como  $h = 118 > 70\text{cm}$  y  $h/b = 6 > 6$  reducir el cortante que rige en 30% por ambas condiciones.

$$V_{crmax} = 0.7 * 0.7 * 35,237.02 \text{ kg} = 17,266.14 \text{ kg}$$

### 7.17. Separación de estribos.

$$S = \frac{1.6 * A_{VP} * F_y * d_{sp}}{V_U - V_{CRMAX}}$$

Al proponer varilla # 3 ( $A_v = 0.71 \text{ cm}^2$ )

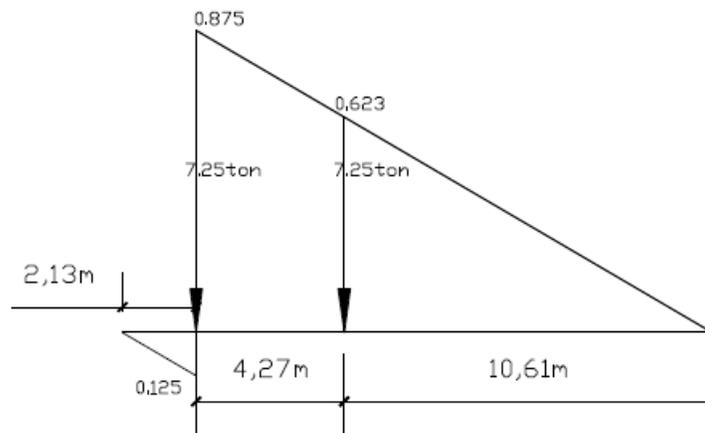
$$S = \frac{1.6 * 0.71 * 4200 * 94}{42150 - 17266.14} = 18.02cm$$

Usar estribos # 3 @ 18 cm desde el apoyo hasta x = 1.18m

Revisión del cortante L/8 (X = 2.125m).

Valor de cortante = 20.97 – 2.467 \* 2.125 = 15.73 ton

Cortante por carga viva



Línea de influencia para cortante

Cortante generado por el camion de diseño = 10.86 \* 1.30 \* 0.598 \* 1.33

Cortante generado por el camion de diseño = 11.23 ton

El cortante de servicio tanto por carga distribuida como por el camión de diseño.

Vs = 15.73+11.23 = 26.96 ton

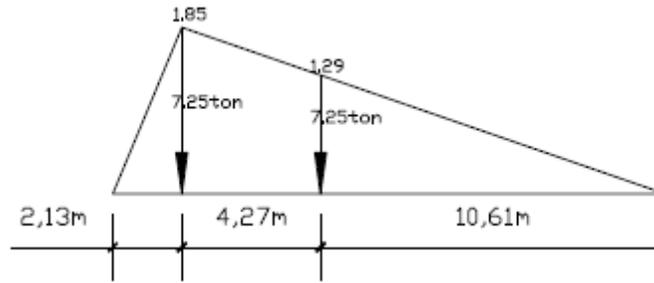
Vu=1.4\*29.96=37.74ton

Reaccion en el apoyo =  $\frac{2.433 * 17}{2} = 20.68 ton$

Momento por carga distribuida =  $20.68 * 2.125 - \frac{2.433 * 2.125^2}{2} = 38.45 ton * m$

Momento generado por camion de diseño = 38.45 \* 1.3 \* 1.33 \* 0.59

Momento generado por camion de diseño = 39.22 ton \* m



Línea de influencia para momento

Momento generado por camión de diseño = 35.76 ton \* m

$$M_s = 35.76 + 22.73 = 58.49 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 1.4 \cdot 56.49 = 81.89 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$V_{cr} = 0.80 \cdot 94 \cdot 20 \cdot \left[ 0.15 \cdot \sqrt{324.8} + 50 \cdot \frac{37.74}{81.89} \cdot 0.94 \right] = 36645 \text{ kg}$$

El cortante que rige es  $V_{crmax} = 35,237.02 \text{ kg}$

Revisar las condiciones  $h/b$  y  $h$

Como  $h = 118 > 70 \text{ cm}$  y  $h/b = 6 > 6$  reducir el cortante que rige en 30% por ambas condiciones.

$$V_{crmax} = 0.7 \cdot 0.7 \cdot 35,237.02 \text{ kg} = 17266.14 \text{ kg}$$

Separación de estribos

$$S = \frac{1.6 \cdot A_{VP} \cdot F_y \cdot d_{sp}}{V_U - V_{CRMAX}}$$

Al proponer varilla # 3 ( $A_v = 0.71 \text{ cm}^2$ )

$$S = \frac{1.6 \cdot 0.71 \cdot 4200 \cdot 94}{37740 - 17266.14} = 21.9 \text{ cm}$$

Usar estribos # 3 @ 20cm desde  $x = 1.18 \text{ m}$  hasta  $x = 4.25 \text{ m}$

Revisión del cortante (X = 4.25m).

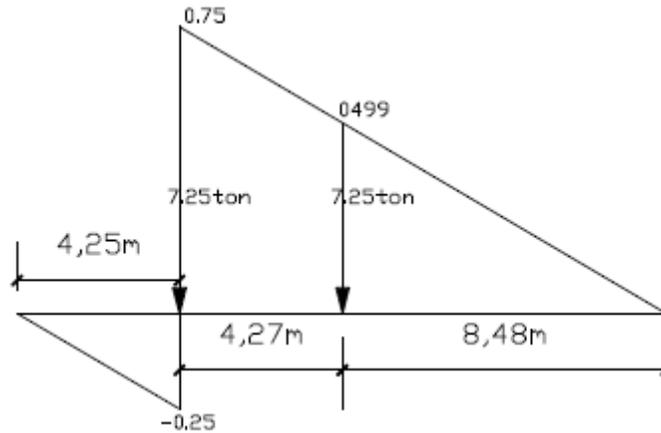
$$Wt = 0.74 + 0.759 + 0.118 + 0.378 + 0.472 = 2.467 \text{ ton/m}$$

$$\text{Reaccion en el apoyo} = \frac{2.467 * 17}{2} = 20.97 \text{ ton}$$

$$\text{Cortante por cargas distribuidas} = 20.97 - 2.467 * 4.25 = 10.49 \text{ ton}$$

$$\text{Cortante generado por el camion de diseño} = 9.06 * 1.30 * 0.598 * 1.33$$

$$\text{Cortante generado por el camion de diseño} = 9.37$$



Línea de influencia para cortante

$$\text{Cortante generado por el camion de diseño} = 9.37 \text{ ton}$$

El cortante de servicio tanto por carga distribuida como por el camión de diseño.

$$V_s = 10.49 + 9.37 = 19.86 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.4 * 19.86 = 27.80 \text{ ton}$$

$$Wt = 0.74 + 0.759 + 0.118 + 0.378 + 0.438 = 2.433 \text{ ton/m}$$

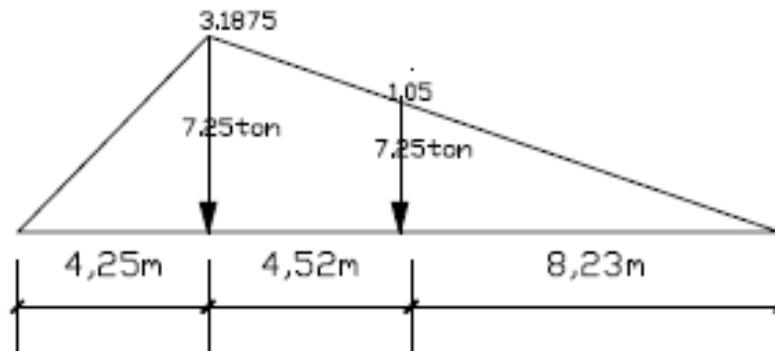
$$\text{Reaccion en el apoyo} = \frac{2.433 * 17}{2} = 20.68 \text{ ton}$$

$$\text{Momento por carga distribuida} = 20.68 * 4.25 - \frac{2.433 * 4.25^2}{2}$$

Momento por carga distribuida = 65.92 ton\*m

Momento generado por camion de diseño =  $39 * 1.3 * 1.33 * 0.598$

Momento generado por camion de diseño = 40.32



Línea de influencia

Momento generado por camion de diseño = 40.32 ton \* m

$M_s = 65.92 + 40.32 = 106.24 \text{ ton} \cdot \text{m}$

$M_u = 1.4 * 106.24 = 148.74 \text{ ton} \cdot \text{m}$

$$V_{cr} = 0.80 * 94 * 20 * \left[ 0.15 * \sqrt{324.8} + 50 * \frac{27.80}{148.74} * 0.94 \right] = 17277.63 \text{ kg}$$

El cortante que rige es  $V_{cr} = 17277.63 \text{ kg}$

Revisar las condiciones  $h/b$  y  $h$

Como  $h = 118 > 70 \text{ cm}$  y  $h/b = 6 > 6$  reducir el cortante que rige en 30% por ambas condiciones.

$$V_{cr\max} = 0.7 * 0.7 * 17277.63 \text{ kg} = 8466 \text{ kg}$$

Separación de estribos

$$S = \frac{1.6 * A_{VP} * F_y * d_{sp}}{V_U - V_{CRMAX}}$$

Al proponer varilla # 3 ( $A_v=0.71 \text{ cm}^2$ )

$$S = \frac{1.6 * 0.71 * 4200 * 94}{27800 - 8466} = 23.20 \text{ cm}$$

Usar estribos # 3 @ 20cm desde  $x=4.25\text{m}$  hasta Centro del claro

### 8. Revisión de la viga por deflexiones.

$$\Delta_{\text{permisible}} = \frac{l}{240} + 0.5$$

$$\Delta_{\text{permisible}} = \frac{1700}{240} + 0.50 = 7.58 \text{ cm}$$

$\Delta_{\text{contraflecha}} = \Delta_{\text{peso propio de viga}} - \Delta_{\text{presfuerzo}}$

$$\Delta_{\text{presfuerzo}} = -\frac{20 * 1 * 0.70 * 40.09 * 19000 * 1700^2}{8 * 2.9 * 10^5 * 2350000} = -5.65 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{peso propio de viga}} = \frac{5 * 7.4 * 1700^4}{384 * 2.9 * 10^5 * 2350000} = 1.18 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{Contraflecha}} = 1.18 \text{ cm} - 5.65 \text{ cm} = -4.47 \text{ cm}$$

#### 8.1. Flecha final.

$$\Delta T = -\Delta P_e - \frac{\Delta p_i + \Delta p_e}{2} C_u + (\Delta p_p + \Delta c_m)(1 + C_u) + \Delta c_v$$

$$\Delta p_e = -\frac{210000 * 40.09 * 1700^2}{8 * 2.9 * 10^5 * 4750000} = -2.21 \text{ cm}$$

$$\Delta p_i = \Delta p_e \frac{p_i}{p_e} = 2.21 * \frac{20 * 0.70 * 19000}{210000} = 2.80 \text{ cm}$$

$$\Delta_{losa} = \frac{5 * 7.59 * 1700^4}{384 * 2.9 * 10^5 * 2350000} = 1.21 \text{ cm}$$

$$\Delta_{diafragma} = \frac{5 * 1.18 * 1700^4}{384 * 2.9 * 10^5 * 2350000} = 0.19 \text{ cm}$$

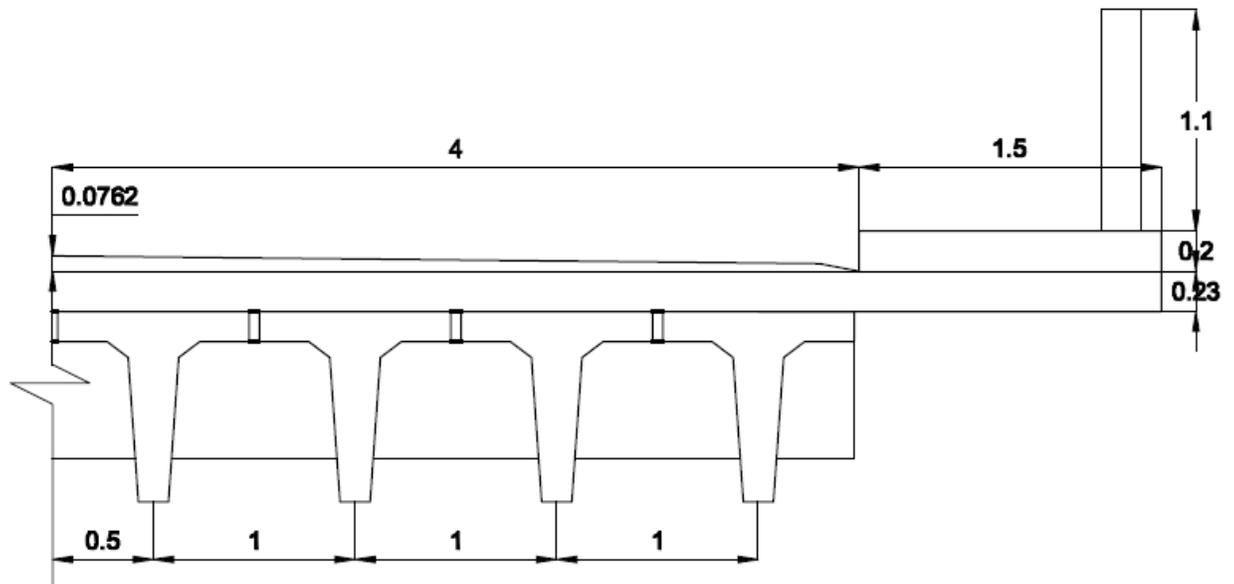
$$\Delta_{cargas \text{ muertas}} = \frac{5 * 3.78 * 1700^4}{384 * 2.9 * 10^5 * 4750000} = 0.30 \text{ cm}$$

$$\Delta_{Carga \text{ viva}} = \frac{5 * 9.6 * 1700^4}{384 * 2.9 * 10^5 * 4750000} = 0.76 \text{ cm}$$

$$\Delta T = -2.21 - \frac{2.80 + 2.21}{2} * 2.4 + (1.21 + 0.19 + 0.30) * (1 + 2.4) + 0.76$$

$$\Delta T = -1.68 \text{ cm}$$

**Sección transversal del puente.**



9. Diseño de la subestructura

9.1. Dimensionamiento de estribo.

La altura del estribo se determina tomando como referencia la profundidad de desplante que proporciona el estudio geotécnico (estudio de suelo) y la altura de la rasante de la calle, siempre tomando en cuenta las recomendaciones que proporciona el estudio hidráulico. La altura total del muro (H) será desde el nivel de rasante de las calles de acceso hasta la profundidad de desplante.

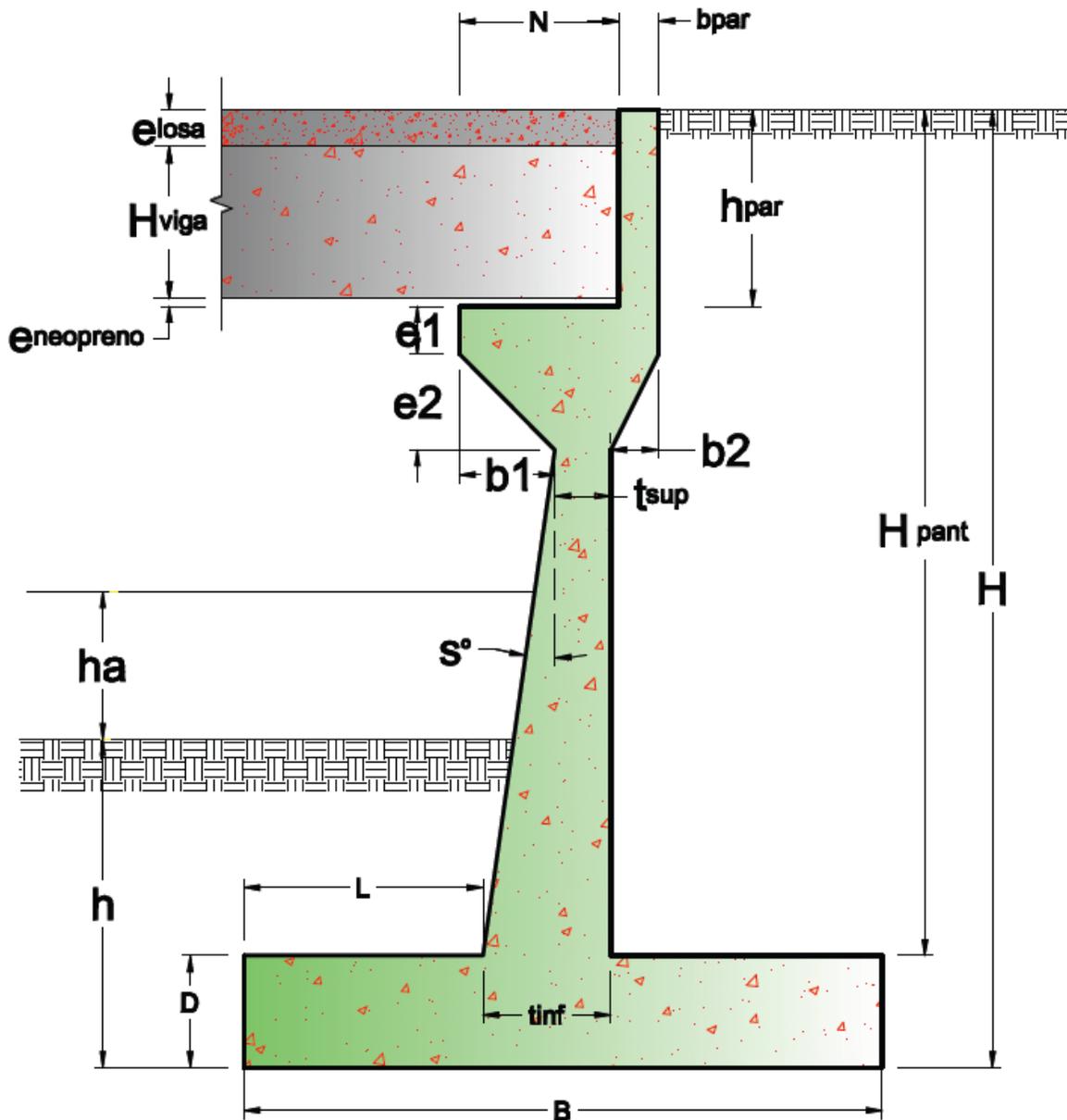


Figura 1

**Los cálculos se realizan analizando 1 metro de muro.**

La altura del muro que se estimo para este proyecto fue de: 6 metros.

Con este dato se realiza el dimensionamiento que tendrá el muro, ya que los demás parámetros del muro dependen de la altura.

$$H = 2.70 \text{ m} + 3.30 \text{ m} = 6.00 \text{ m}$$

$$h = 2.70 \text{ m (Dato del estudio de suelo)}$$

El ancho de la zapata se recomienda que este en el rango de **(0.45-0.70) H**,

$B = 0.60 * 6.00 \text{ metros} = 3.60 \text{ m}$  (El estudio de suelo recomienda 4.00 m por lo tanto usar 4.00 metros).

El valor del peralte de la zapata esta en el intervalo de **(0.11-0.16) H**, para este caso se utilizara el valor mínimo.

$$D = 0.11 * 6.00 = 0.66 \text{ m, usar } D = 0.70 \text{ metros.}$$

$$t_{\text{sup}} = 0.30 \text{ metros (valor mínimo).}$$

$$t_{\text{inf}} = 0.1 * 6.00 \text{ m} = 0.60 \text{ m, usara } t_{\text{inf}} = 0.80 \text{ metros}$$

$$L = B/3 = 4/3 = 1.25 \text{ m, usar } L = 1.50 \text{ metros}$$

El cálculo de la longitud mínima de la cajuela se determina según la AASTHO, la cual brinda una fórmula para obtener la longitud mínima de cajuela tomando en cuenta los efectos dinámicos.

$$N = (200 + 0.0017 L + 0.0067 H) * (1 + 0.000125 S^2)$$

Donde:

N = longitud mínima (empíricamente) de la cajuela, medido normal mente a la línea central del apoyo (mm)

L = longitud del tablero del puente (mm) en caso de ser de un solo tramo.

H = 0.00 para puentes de un solo tramo.

S = desviación del apoyo medido desde la línea normal al tramo (grados).

$$N = (200 + 0.0017 * 17000 + 0.0067 * 0) * (1 + 0.000125 * (8)^2)$$

$$N = 230.73 \text{ mm}$$

Las dimensiones que tendrá finalmente es estribo se muestran detalladamente en la tabla 1.

**Tabla 1. Dimensiones del estribo.**

DIMENSION	CALCULADO	REDONDEO	OBSERVACION
H	6.00 m	6.00 m	Dato
h	2.70 m	2.70 m	Dato
B	3.60 m	4.00 m	Criterio
D	0.66 m	0.70 m	Criterio
t <sub>sup</sub>	0.30 m	0.30 m	Valor mínimo
t <sub>inf</sub>	0.60 m	0.80 m	Criterio
L	1.25 m	1.50 m	Criterio
e <sub>LOSA</sub>	0.20 m	0.20 m	Dato
h <sub>viga</sub>	0.95 m	0.95 m	Dato
e <sub>neopreno</sub>	0.05 m	0.05 m	Dato
h <sub>parapeto</sub>	1.23 m	1.23 m	e <sub>LOSA</sub> + h <sub>viga</sub> + e <sub>neopreno</sub>
b <sub>parapeto</sub>	0.25 m	0.25 m	Asumido
e <sub>1</sub>	0.30 m	0.30 m	Asumido
e <sub>2</sub>	0.60 m	0.60 m	Asumido
b <sub>1</sub>	0.60 m	0.60 m	Asumido
b <sub>2</sub>	0.30 m	0.30 m	Asumido
S°	8.00	8.00	Calculado
N <sub>minimo</sub>	0.23 m	-----	Según normas AASTHO
N	1.00 m	1.00 m	Calculado
h <sub>a</sub>	1.47 m	1.47 m	Dato
H <sub>pantalla</sub>	5.30 m	5.30 m	Calculado

Estudio de las cargas que actúan sobre el estribo.

**a) Datos previos:**

$$\gamma \text{ concreto} = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma \text{ suelo} = 1.88 \text{ ton/m}^3$$

$$\emptyset = 28 \text{ grados}$$

$$A = 0.244 \text{ (RNC)}$$

$$\% \text{ impacto} = 30\%$$

Reacciones debido a la superestructura:

$$R \text{ (DC)} = 13.74 \text{ ton}$$

$$R \text{ (DW)} = 3.21 \text{ ton}$$

$$R \text{ (LL)} = 7.34 \text{ ton}$$

$$R \text{ (PL)} = 3.9375 \text{ ton}$$

$q = 0.96 \text{ ton/m}^3$

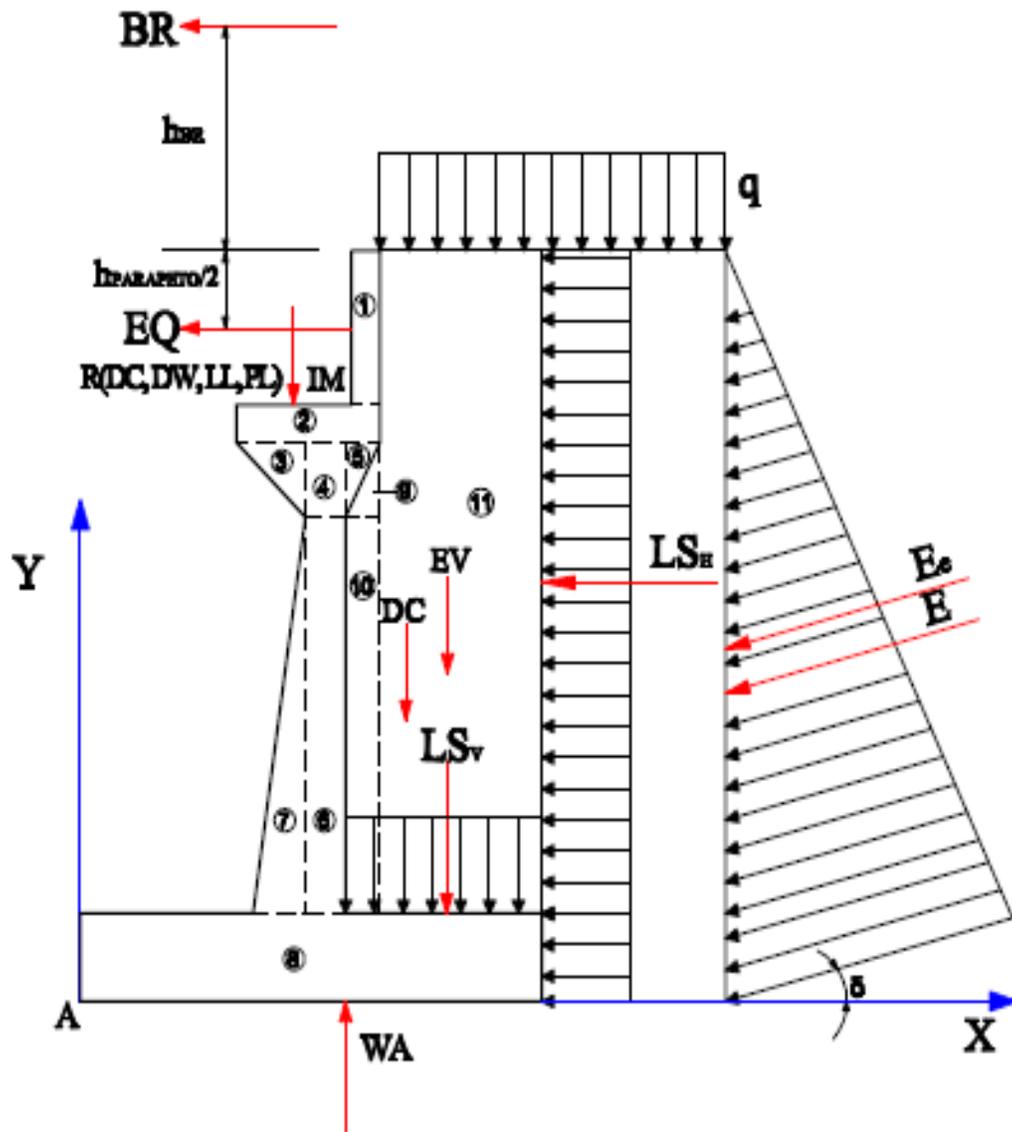


Figura. 2 Diagrama de cargas sobre el estribo

**b) Peso propio (Dc) y peso del suelo (EV).**

Tabla 2 calculo de DC y EV

CALCULO DE Dc				
Nº	Vol (m³)	Dc (Ton)	X (m)	Dc*X (Ton*m)
1	0.308	0.738	2.475	1.827
2	0.375	0.900	1.975	1.778
3	0.180	0.432	1.750	0.756
4	0.210	0.504	2.125	1.071
5	0.090	0.216	2.400	0.518
6	1.111	2.663	2.125	5.659
7	0.713	1.717	1.800	3.081
8	2.800	6.720	2.000	13.440
Sumatoria	5.785	13.885		28.129

Dc =13.885 Ton

X = 2.026 m

CALCULO DE EV				
Nº	Vol (m³)	Dc (Ton)	X (m)	Dc*X (Ton*m)
9	0.090	0.169	2.500	0.423
10	0.951	1.788	2.450	4.380
11	7.420	13.950	3.300	46.030
Sumatoria	8.461	15.906		50.830

EV= 15.906 Ton

X = 3.196 m

Nota: Los cálculos de estas tablas son en base de la fig. 2

**c) Presión estática y presión dinámica del suelo (EH Y EV).**

Empujes de tierra sobre el estribo (*Teoría de coulomb*)

**10. Análisis estático.**

**10.1.1. Coeficiente activo de empuje de suelo (Estático).**

Usualmente en la práctica se considera  $\delta = \phi/2 = 28/2 = 14^\circ$

$$K_A = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos \delta \cos \beta}} \right]^2}$$

$$K_A = \frac{\cos^2 28}{\cos 14 \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(42) \sin(28)}{\cos 14}} \right]^2} = 0.3264$$

**10.1.2. Empuje total estático del relleno de suelo sobre el estribo.**

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K$$

$$E_A = \frac{1}{2} * 1.88 * 6^2 * 0.3264 = 11.05 \text{ ton}$$

**10.1.3. Empuje estático horizontal y vertical sobre el estribo.**

$$E_H = E_A * \cos \delta$$

$$E_H = 11.05 * \cos 14 = 10.72 \text{ ton}$$

$$E_V = E_A * \sin \delta$$

$$E_V = 11.05 * \sin 14 = 2.67 \text{ ton}$$

**10.1.4. La resultante del empuje actuando H/3.**

$$\frac{H}{3} = 2 \text{ m}$$

**11. Análisis dinámico (Teoría de Mononobe- Okabe)**

**11.1.1. Angulo de incremento debido a sismo.**

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{K_h}{1 - K_v} \right)$$

$$K_h = \frac{A}{2}; K_v = 0.00 \text{ para puentes de un solo tramo}$$

$$K_h = \frac{0.244}{2} = 0.122$$

$$\theta = \tan^{-1}(0.122) = 6.96^\circ$$

**11.1.2. Coeficiente activo de presión del suelo (Dinámico).**

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\Psi \cos \theta \cos(\delta + \theta)}$$

$$\Psi = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos \beta}} \right]^2$$

$$\Psi = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(42) \sin(21.04)}{\cos(20.96)}} \right]^2 = 2.27$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(21.04)}{2.27 \cos 6.96 \cos(20.96)} = 0.4136$$

**11.1.3. Empuje total dinámico del relleno de suelo sobre el estribo.**

$$E_{AH} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_V) K_{AE}$$

$$E_{AH} = \frac{1}{2} * 1.88 * 6^2 * 0.4136 = 13.99 \text{ ton}$$

**11.1.4. Empuje dinámico horizontal y vertical sobre el estribo.**

$$E_{He} = E_{AH} * \cos \delta$$

$$E_{He} = 13.99 * \cos 14 = 13.57 \text{ ton}$$

$$E_{He} = E_{AH} * \sin \delta$$

$$E_{He} = 13.99 * \sin 14 = 3.38 \text{ ton}$$

**11.1.5. La resultante del empuje dinámico actuando 0.60H.**

$$Y = 0.60 * 6 = 3.60 \text{ m}$$

RESUMEN DEL ANÁLISIS	
Empuje estático	Empuje dinámico
$K_A = 0.3264$	$K_{AE} = 0.4136$
-----	$\theta = 6.96^\circ$
$E_A = 11.05 \text{ ton}$	$E_H = 13.99 \text{ ton}$
$E_h = 10.72 \text{ ton}$	$E_{HEH} = 13.57 \text{ ton}$
$E_V = 2.67$	$E_{HEV} = 3.38 \text{ ton}$
$X = 4 \text{ m}$	$X = 4 \text{ m}$
$Y = 2 \text{ m}$	$Y = 3.6 \text{ m}$

**11.2. Peso propio proveniente de la superestructura (DC).**

$$R = \frac{Dc * L * Nvigas}{2 * Lmuro}$$

$$R = \frac{1.617 * 17 * 8}{2 * 8} = 13.74 \text{ ton}$$

R (DC)= 13.74 ton                      X = 1.85 m

**11.3. Carga muerta proveniente de la superestructura (DW).**

R (DW)= 3.21 ton                      X = 1.85 m

**11.4. Carga viva proveniente de la superestructura (LL).**

Si consideramos la carga de dos vehículo entrando en el puente se tendría que añadir a la carga viva transmitida por la viga al estribo una carga extra que no se afectan por ningún factor de distribución por lo que están fuera del puente (calculada con sus valores nominales).

Para un carril la reaccion interior era = 14.79 ton

$$LLint = \frac{14.79 * 2}{8} = 3.69$$



$$LLext = \frac{4 * 7.25 + 2 * 0.96 * 0.25}{8} = 3.68 \text{ ton * m}$$

R (LL)= 7.34 ton                      X = 1.85 m

**11.5. Carga de impacto (IM).**

$$IM = 30\% LL = 0.30 * 7.34 \text{ ton} = 2.202 \text{ ton} \quad X = 1.85 \text{ m}$$

**11.6. Fuerza de frenado y aceleración.**

$$BR = 5\% LL = 0.05 * 7.34 \text{ ton} = 0.367 \text{ ton} \quad X = 1.85 \text{ m}$$

**11.7. Sobrecarga peatonal proveniente de la superestructura.**

$$R (PL) = 3.9375 \text{ ton} \quad X = 1.85 \text{ m}$$

**11.8. Sobrecarga superficial y de tráfico.**

La sobrecarga superficial y de tráfico se calculó de la siguiente manera:

1. Se considera provocada por la carga distribuida del camión de diseño que se encuentra en aproximación del puente ( $q = 0.96 \text{ ton/m}$ ).
2. Esta carga distribuida verticalmente es convertida a carga horizontal al multiplicarse por el  $K_A$ .

$$LS = q * K_A = 0.96 * 0.3264 = 0.31 \text{ ton /m}$$

$$PH = 0.31 \text{ ton /m}$$

$$LSH = 0.31 \text{ ton/m} * 6\text{m} = 1.86 \text{ ton} \quad LSV = 0.96 * 1.70 \text{ m} = 1.63 \text{ ton}$$

$$Y = 3.00 \text{ m} \quad X = 3.15 \text{ m}$$

**11.9. Sub-presión de agua.**

La sub-presión de agua se calculo como el producto del peso específico del agua por la diferencia de niveles entre la superficie del agua y el punto considerado (base de zapata).

$$WA = -1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 4.68 \text{ m}^2 = -4.68 \text{ ton/m}$$

WA = - 4.68 ton                      X = 2.00 m

### **11.10. Fuerza sísmica.**

EQ = 10% DC = 0.10\*13.74 ton = 1.374 ton

Una vez realizado el estudio de las cargas del estribo se prosigue a la revisión de estabilidad del mismo, este análisis se realiza para verificar la estabilidad del muro tanto para vuelco como para deslizamiento y presiones admisibles del suelo:

Para el estudio de las cargas que actúan sobre el estribo la AASTHO recomienda que se tomen en consideración los factores de carga que se muestran en la tabla 2.

## **12. Análisis de estabilidad del estribo por deslizamiento.**

El análisis de estabilidad del estribo por deslizamiento se realiza tomando en cuenta todas las cargas horizontales que actúan sobre el mismo, a partir de un punto de referencia A (ver figura 2):

### **12.1. Fuerzas Motoras.**

1. Carga generada por la presión de suelo.
2. Sobrecarga debida al tráfico (LS<sub>H</sub>).
3. Fuerza de frenado.
4. Fuerza sísmica.

### **12.2. Fuerzas Estabilizadoras.**

1. Peso propio del estribo (Dc).
2. Peso de propio de elementos estructurales de la superestructura (DC).
3. Peso propio de los componentes no estructurales (DW).
4. Carga viva vehicular (LL).

5. Incremento por carga dinámica (IM).
6. Carga viva peatonal (PL).
7. Peso del suelo que actúan sobre el estribo.
  - 7.1. Carga de suelos estática (Resistencia I).
  - 7.2. Carga de suelo dinámica (Evento extremo I).
8. Sobrecarga debida al tráfico (LS<sub>v</sub>).
9. Sub-presión de agua (WA).

Para el análisis de la revisión por deslizamiento las cargas que actúan sobre el estribo tanto estabilizando como desestabilizando son multiplicadas por factores de carga recomendados por la AASTHO. La idea fundamental de estos factores de carga es analizar la estructura para diferentes condiciones de carga (Resistencia I, Evento extremo I) y así diseñar la estructura altamente segura.

### **12.3. Cálculos de la revisión por deslizamiento.**

La revisión por deslizamiento se mostraran a continuación, cabe mencionar que los demás cálculos se realizan de manera análoga a esta.

#### **12.4. Fuerzas motoras.**

##### **12.4.1. Carga generada por el empuje del suelo (Empuje estático).**

$$EH = 10.72 * 1.50 = 16.08 \text{ ton}$$

El calculo de la fuerza motora estática generada por el suelo se muestra solamente una vez debido a que para las demás condiciones de carga el factor de carga de Resistencia1 es el mismo por lo tanto da el mismo resultado.

##### **12.4.2. Carga generada por el empuje del suelo (Empuje dinámico).**

El empuje dinámico se calcula con los factores de carga de evento extremo 1

$$EH = 13.57 * 1.50 = 20.36 \text{ ton}$$

El cálculo de la fuerza motora dinámica generada por el suelo se muestra solamente una vez debido a que para las demás condiciones de carga el factor de carga de evento extremo 1 es el mismo por lo tanto da el mismo resultado.

#### **12.4.3. Sobrecarga debida al tráfico (LSH).**

$$LSH = 1.86 * 1.75 = 3.26 \text{ ton}$$

Este valor es el mismo para los demás cálculos de Resistencia 1 debida a tener el mismo factor de carga (1.75)

$$LSH = 1.86 * 0.5 = 0.93 \text{ ton}$$

Este valor es el mismo para Evento Extremo 1 debida a tener el mismo factor de carga (0.5).

#### **12.4.4. Fuerza de frenado.**

$$BR = 0.205 * 1.75 = 0.36 \text{ ton}$$

Este valor es el mismo para Resistencia 1 debida a tener el mismo factor de carga (1.75)

$$BR = 0.205 * 0.50 = 0.10 \text{ ton}$$

Este valor es el mismo para Evento Extremo 1 debida a tener el mismo factor de carga (0.5).

#### **12.4.5. Fuerza sísmica (EQ).**

Esta carga es considerada únicamente para Evento Extremo 1, ya que para resistencia 1 el factor de carga es cero (0).

$$EQ = 1.22 * 1 = 1.22 \text{ ton}$$

Este valor es el mismo para Evento Extremo 1 debida a tener el mismo factor de carga (1).

#### **12.4.6. Sumatoria de fuerzas motoras.**

La sumatoria para cada una de las condiciones de carga es multiplicada por un factor de carga correspondiente a cada caso.

Este cálculo es análogo a los que se han venido realizando con anterioridad por lo que no se mostrara detalladamente cada cálculo pero se realizara un solo cálculo de modo ilustrativo.

$$nF = 19.69 * 1.05 = 20.67 \text{ ton}$$

El resumen de estos cálculos es mostrado en tabla 3.

### **13. Fuerzas Estabilizadoras.**

#### **13.1. Peso propio de la superestructura y del estribo.**

DC este valor es la suma del Peso propio de elementos estructurales de la superestructura y el Peso propio del estribo.

$$DC = (13.884 + 13.74) * 0.90 = 24.86 \text{ ton}$$

Este valor es el mismo para los dos primeros cálculos por Resistencia 1 y para los dos primeros cálculos de Evento Extremo 1 debido a tener el mismo factor de carga (0.90).

$$DC = (13.884 + 13.74) * 1.25 = 34.53 \text{ ton}$$

Este valor es el mismo para los cálculos restantes ya que tiene el mismo factor de carga (1.25).

#### **13.2. Peso propio de los componentes no estructurales.**

$$DW = 3.21 * 0.65 = 2.09 \text{ ton}$$

Este valor es el mismo para el primero y el tercer cálculo por Resistencia 1 y para el primer y tercer cálculo de Evento Extremo 1 debido a tener el mismo factor de carga (0.65).

$$DW = 3.21 * 1.5 = 4.82 \text{ ton}$$

Este valor es el mismo para el segundo y cuarto cálculo por Resistencia 1 y para el segundo y cuarto de Evento Extremo 1 debido a tener el mismo factor de carga (1.5).

**13.3. Carga viva vehicular.**

$$LL = 7.34 * 1.75 = 12.85 \text{ ton}$$

Este valor es el mismo para los demás cálculos de Resistencia 1 debida a tener el mismo factor de carga (1.75)

$$LL = 7.34 * 0.5 = 3.67 \text{ ton}$$

Este valor es el mismo para los demás cálculos de Evento Extremo 1 debida a tener el mismo factor de carga (0.5)

**13.4. Incremento por carga dinámica.**

$$IM = 2.202 * 1.75 = 3.85 \text{ ton}$$

Este valor es el mismo para los demás cálculos de Resistencia 1 debida a tener el mismo factor de carga (1.75)

$$IM = 2.202 * 0.5 = 1.10 \text{ ton}$$

Este valor es el mismo para los demás cálculos de Evento Extremo 1 debida a tener el mismo factor de carga (0.5)

**13.5. Carga viva peatonal.**

$$PL = 3.9375 * 1.75 = 6.89 \text{ ton}$$

Este valor es el mismo para los demás cálculos de Resistencia 1 debida a tener el mismo factor de carga (1.75)

$$PL = 3.9375 * 0.5 = 1.97 \text{ ton}$$

Este valor es el mismo para los demás cálculos de Evento Extremo 1 debida a tener el mismo factor de carga (0.5)

**13.6. Peso del suelo que actúan sobre el estribo.**

Para los cálculos del peso del suelo sobre el estribo se considera que para Resistencia 1 actúa la carga de suelo estática y para Evento Extremo 1 la carga de suelo dinámica.

$$EV = (15.906 + 2.67) * 1.35 = 18.58 \text{ ton}$$

Este valor es el mismo para los demás cálculos de Resistencia 1 debida a tener el mismo factor de carga (1.35)

$$EV = (15.906 + 3.38) * 1.35 = 26.04 \text{ ton}$$

Este valor es el mismo para los demás cálculos de Evento Extremo 1 debida a tener el mismo factor de carga (1.35)

### 13.7. Sobrecarga debida al tráfico.

$$LSv = 1.63 * 1.75 = 2.85 \text{ ton}$$

Este valor es el mismo para los demás cálculos de Resistencia 1 debida a tener el mismo factor de carga (1.75)

$$LSv = 1.63 * 0.5 = 0.82 \text{ ton}$$

Este valor es el mismo para los demás cálculos de Evento Extremo 1 debida a tener el mismo factor de carga (0.5)

### 13.8. Sub-presión de agua.

$$WA = -4.68 * 1 = -4.68 \text{ ton}$$

Este valor es el mismo para los demás cálculos tanto para Resistencia 1 como para Evento Extremo 1 por tener el mismo factor de carga (1).

### 13.9. Sumatoria de fuerzas Estabilizadoras.

La sumatoria para cada una de las condiciones de carga es multiplicada por un factor de carga correspondiente a cada caso.

Este cálculo es análogo a los que se han venido realizando con anterioridad por lo que no se mostrara detalladamente cada cálculo pero se realizara un solo cálculo de modo ilustrativo.

$$nF = 73.79 * 1.05 = 77.48 \text{ ton}$$

El resumen de estos cálculos es mostrado en tabla 4.

### 13.10. Calculo de los factores de seguridad contra el deslizamiento.

La estructura se considera estable si el factor de seguridad es mayor de 1.5, para el calculo de los factores de seguridad a las fuerzas estabilizadoras se les multiplica por un coeficiente de fricción de 0.65.

$$FS = \frac{\Sigma \text{ fuerzas horizontales resistentes}}{\Sigma \text{ fuerzas horizontales motoras}} \geq \begin{bmatrix} 1.5 \text{ suelo friccional} \\ 2.0 \text{ suelo cohesivo} \end{bmatrix}$$

### 13.11. Cálculos de los factores de seguridad para Resistencia 1.

$$FS = \frac{77.48 * 0.65}{20.68} = 2.43$$

$$FS = \frac{80.34 * 0.65}{20.68} = 2.525$$

$$FS = \frac{87.63 * 0.65}{20.68} = 2.845$$

$$FS = \frac{90.49 * 0.65}{20.68} = 2.845$$

### 13.12. Cálculos de los factores de seguridad para Evento Extremo 1.

$$FS = \frac{55.86 * 0.65}{22.61} = 1.606$$

$$FS = \frac{58.59 * 0.65}{22.61} = 1.684$$

$$FS = \frac{65.53 * 0.65}{22.61} = 1.884$$

$$FS = \frac{68.26 * 0.65}{22.61} = 1.962$$

EL resumen de estos resultados es mostrado en tabla 5.

**Tabla 2. Factores de carga (AASTHO)**

ESTADO	DC	DW	EH	LL, IM, BR, PL, LS	EQ	EV	WA	n
RESISTENCIA1	0.9	0.65	1.5	1.75	0	1.35	1	1.05
RESISTENCIA1	0.9	1.5	1.5	1.75	0	1.35	1	1.05
RESISTENCIA1	1.25	0.65	1.5	1.75	0	1.35	1	1.05
RESISTENCIA1	1.25	1.5	1.5	1.75	0	1.35	1	1.05
EV.EXTREMO1	0.9	0.65	1.5	0.5	1	1.35	1	1
EV.EXTREMO1	0.9	1.5	1.5	0.5	1	1.35	1	1
EV.EXTREMO1	1.25	0.65	1.5	0.5	1	1.35	1	1
EV.EXTREMO1	1.25	1.5	1.5	0.5	1	1.35	1	1

**Tabla 3. Fuerzas Actuantes (Ton)**

Combinación	EH	LSH	BR	EQ	nF
RESISTENCIA1	16.08	3.26	0.36	0.00	20.68
RESISTENCIA1	16.08	3.26	0.36	0.00	20.68
RESISTENCIA1	16.08	3.26	0.36	0.00	20.68
RESISTENCIA1	16.08	3.26	0.36	0.00	20.68
EV.EXTREMO1	20.36	0.93	0.10	1.22	22.61
EV.EXTREMO1	20.36	0.93	0.10	1.22	22.61
EV.EXTREMO1	20.36	0.93	0.10	1.22	22.61
EV.EXTREMO1	20.36	0.93	0.10	1.22	22.61

**TABLA 4. Fuerzas Resistentes.**

Combinación	DC	DW	LL	IM	PL	EV	LSV	WA	nF.
RESISTENCIA1	24.86	2.09	12.85	3.85	6.89	25.08	2.85	-4.68	77.48
RESISTENCIA1	24.86	4.82	12.85	3.85	6.89	25.08	2.85	-4.68	80.34
RESISTENCIA1	34.53	2.09	12.85	3.85	6.89	25.08	2.85	-4.68	87.63
RESISTENCIA1	34.53	4.82	12.85	3.85	6.89	25.08	2.85	-4.68	90.49
EV.EXTREMO1	24.86	2.09	3.67	1.10	1.97	26.04	0.82	-4.68	55.86
EV.EXTREMO1	24.86	4.82	3.67	1.10	1.97	26.04	0.82	-4.68	58.59
EV.EXTREMO1	34.53	2.09	3.67	1.10	1.97	26.04	0.82	-4.68	65.53
EV.EXTREMO1	34.53	4.82	3.67	1.10	1.97	26.04	0.82	-4.68	68.26

**Tabla 5. Factores de seguridad por deslizamiento.**

RESISTENCIA1	2.435	CUMPLE!
RESISTENCIA1	2.525	CUMPLE!
RESISTENCIA1	2.754	CUMPLE!
RESISTENCIA1	2.845	CUMPLE!
EV.EXTREMO1	1.606	CUMPLE!
EV.EXTREMO1	1.684	CUMPLE!
EV.EXTREMO1	1.884	CUMPLE!
EV.EXTREMO1	1.962	CUMPLE!

El análisis de estabilidad por vuelco toma en cuenta todas las cargas que se producen sobre la estructura. El momento de volcamiento del estribo se realiza tomando como referencia un punto A del estribo, el cual está ubicado en la parte inferior de la punta de la zapata, todos los brazos de las cargas actuantes se toman a partir de este punto.

Las cargas que se encuentran actuando en el estribo de este trabajo son las mismas cargas que se tomaron en cuenta para el análisis por deslizamiento.

Los cálculos que se realizaron en el análisis de las fuerzas por deslizamiento servirán en el análisis de las fuerzas por volcamiento ya que para obtener estas fuerzas de volcamiento se multiplica la fuerza calculada anteriormente por su respectivo brazo de acción desde el punto A fijado anteriormente.

#### **14. Momentos motores.**

Momento generado por el empuje del suelo.

##### **14.1. Empuje estático.**

$$EH = 16.08 * 2 = 32.16 \text{ ton} * m$$

Este valor es el mismo para todas las condiciones de Resistencia 1.

##### **14.2. Empuje dinámico.**

$$EH = 20.36 * 2.34 = 47.63 \text{ ton} * m$$

Este valor es el mismo para todas las condiciones de evento extremo 1

##### **14.3. Momento por Sobrecarga debida al tráfico (LSH).**

$$LSH = 3.26 * 3 = 9.78 \text{ ton} * m$$

Este valor es el mismo para los demás cálculos de Resistencia 1

$$LSH = 0.93 * 3 = 2.79 \text{ ton} * m$$

Este valor es el mismo para Evento Extremo 1

##### **14.4. Momento por frenado.**

$$BR = 0.36 * 7.80 = 2.81 \text{ ton} * m$$

Este valor es el mismo para Resistencia 1

$$BR = 0.10 * 7.80 = 0.78 \text{ ton} * m$$

Este valor es el mismo para Evento Extremo 1

#### 14.5. Momento por Fuerza sísmica (EQ).

$$EQ = 1.22 * 5.385 = 6.57 \text{ ton} * m$$

Este valor es el mismo para los cálculos restantes.

#### 14.6. Sumatoria de Momentos motores.

La sumatoria para cada una de los momentos motores es multiplicada por un factor de carga correspondiente a cada caso.

Este cálculo es análogo a los que se han venido realizando con anterioridad por lo que no se mostrara detalladamente cada cálculo pero se realizara un solo cálculo de modo ilustrativo.

$$nM = 44.72 * 1.05 = 46.96 \text{ ton} * m$$

EL resumen de estos cálculos es mostrado en tabla 6.

### 15. Momentos Estabilizadores.

#### 15.1. Momento por peso propio de la superestructura y del estribo.

El cálculo del momento generado por DC se realiza por separado debido a que el momento generado por la superestructura tiene un brazo diferente que el momento que genera el peso del estribo.

$$DC = ((13.884 * 2.026) + (13.74 * 1.85)) * 0.90 = 48.19 \text{ ton} * m$$

Este valor es el mismo para los dos primeros cálculos por Resistencia 1 y para los dos primeros cálculos de Evento Extremo 1

$$DC = ((13.884 * 2.026) + (13.74 * 1.85)) * 1.25 = 66.93 \text{ ton} * m$$

Este valor es el mismo para los cálculos restantes

### 15.2. Momento por peso propio de los componentes no estructurales.

$$DW = 2.09 * 1.85 = 3.86 \text{ ton} * m$$

Este valor es el mismo para el primero y el tercer cálculo por Resistencia 1 y para el primer y tercer cálculo de Evento Extremo 1.

$$DW = 4.82 * 1.85 = 8.92 \text{ ton} * m$$

Este valor es el mismo para el segundo y cuarto cálculo por Resistencia 1 y para el segundo y cuarto de Evento Extremo 1.

### 15.3. Momento por carga viva vehicular.

$$LL = 12.85 * 1.85 = 23.76 \text{ ton} * m$$

Este valor es el mismo para los demás cálculos de Resistencia 1

$$LL = 3.67 * 1.85 = 6.79 \text{ ton} * m$$

Este valor es el mismo para los demás cálculos de Evento Extremo 1

### 15.4. Incremento por carga dinámica.

$$IM = 3.85 * 1.85 = 7.13 \text{ ton} * m$$

Este valor es el mismo para los demás cálculos de Resistencia 1

$$IM = 1.10 * 1.85 = 2.04 \text{ ton} * m$$

Este valor es el mismo para los demás cálculos de Evento Extremo 1

### 15.5. Carga viva peatonal.

$$PL = 6.89 * 1.85 = 12.75 \text{ ton} * m$$

Este valor es el mismo para los demás cálculos de Resistencia 1

$$PL = 1.97 * 1.85 = 3.64 \text{ ton} * m$$

Este valor es el mismo para los demás cálculos de Evento Extremo 1

### 15.6. Momento por peso del suelo que actúan sobre el estribo.

Para los cálculos del momento por peso del suelo sobre el estribo se considera que para Resistencia 1 actúa la carga de suelo estática y para Evento Extremo 1 la carga de suelo dinámica por lo que los brazos de acción son diferentes.

$$EV = ((15.906 * 3.196) + (2.67 * 4)) * 1.35 = 83.05 \text{ ton} * m$$

Este valor es el mismo para los demás cálculos de Resistencia 1

$$EV = ((15.906 * 3.196) + (3.38 * 4)) * 1.35 = 86.88 \text{ ton} * m$$

Este valor es el mismo para los demás cálculos de Evento Extremo 1

### 15.7. Momento por sobrecarga debida al tráfico.

$$Lsv = 2.85 * 3 = 8.55 \text{ ton} * m$$

Este valor es el mismo para los demás cálculos de Resistencia 1

$$Lsv = 0.82 * 3 = 2.46 \text{ ton} * m$$

Este valor es el mismo para los demás cálculos de Evento Extremo 1

### 15.8. Momento por sub-presión de agua.

$$WA = -4.68 * 2 = -9.36 \text{ ton} * m$$

Este valor es el mismo para los demás cálculos tanto para Resistencia 1 como para Evento Extremo 1.

### 15.9. Sumatoria de Momentos Estabilizadores.

La sumatoria para cada una de los momentos estabilizadores es multiplicada por un factor de carga correspondiente a cada caso.

Este cálculo es análogo a los que se han venido realizando con anterioridad por lo que no se mostrara detalladamente cada cálculo pero realizara un solo cálculo de modo ilustrativo.

$$nM = 177.94 * 1.05 = 186.83 \text{ ton} * m$$

EL resumen de estos cálculos es mostrado en tabla 7.

**15.10. Cálculo de los factores de seguridad contra el Volcamiento.**

La estructura se considera estable si el factor de seguridad es mayor de 1.5

$$FS = \frac{\Sigma \text{ momentos de las fuerzas estabilizadoras}}{\Sigma \text{ momentos de las fuerzas motoras}} \geq \begin{cases} 1.5 \text{ suelo friccional} \\ 2.0 \text{ suelo cohesivo} \end{cases}$$

**15.11. Cálculos de los factores de seguridad para Resistencia 1.**

$$FS = \frac{186.83}{46.96} = 3.979$$

$$FS = \frac{192.13}{46.96} = 4.091$$

$$FS = \frac{206.51}{46.96} = 4.398$$

$$FS = \frac{211.81}{46.96} = 4.511$$

**15.12. Cálculos de los factores de seguridad para Evento Extremo 1.**

$$FS = \frac{144.49}{57.79} = 2.500$$

$$FS = \frac{149.53}{57.79} = 2.588$$

$$FS = \frac{163.23}{57.79} = 2.825$$

$$FS = \frac{168.28}{57.79} = 2.912$$

EL resumen de estos resultados es mostrado en tabla 8.

**Tabla 6. Momentos Motores.**

Combinación	EH	LSH	BR	EQ	nM
RESISTENCIA1	32.16	9.77	2.80	0.00	46.96
RESISTENCIA1	32.16	9.77	2.80	0.00	46.96
RESISTENCIA1	32.16	9.77	2.80	0.00	46.96
RESISTENCIA1	32.16	9.77	2.80	0.00	46.96
EV.EXTREMO1	47.63	2.79	0.80	6.57	57.79
EV.EXTREMO1	47.63	2.79	0.80	6.57	57.79
EV.EXTREMO1	47.63	2.79	0.80	6.57	57.79
EV.EXTREMO1	47.63	2.79	0.80	6.57	57.79

**Tabla 7. Momentos Estabilizadores.**

Combinación	DC	DW	LL	IM	PL	EV	LSV	WA	nM.
RESISTENCIA1	48.19	3.86	23.76	7.13	12.75	83.05	8.56	-9.36	186.83
RESISTENCIA1	48.19	8.91	23.76	7.13	12.75	83.05	8.56	-9.36	192.13
RESISTENCIA1	66.93	3.86	23.76	7.13	12.75	83.05	8.56	-9.36	206.51
RESISTENCIA1	66.93	8.91	23.76	7.13	12.75	83.05	8.56	-9.36	211.81
EV.EXTREMO1	48.19	3.86	6.79	2.04	3.64	86.88	2.45	-9.36	144.49
EV.EXTREMO1	48.19	8.91	6.79	2.04	3.64	86.88	2.45	-9.36	149.53
EV.EXTREMO1	66.93	3.86	6.79	2.04	3.64	86.88	2.45	-9.36	163.23
EV.EXTREMO1	66.93	8.91	6.79	2.04	3.64	86.88	2.45	-9.36	168.28

**Tabla 8. Factores de seguridad contra el vuelco.**

RESISTENCIA1	3.979	CUMPLE!
RESISTENCIA1	4.091	CUMPLE!
RESISTENCIA1	4.398	CUMPLE!
RESISTENCIA1	4.511	CUMPLE!
EV.EXTREMO1	2.500	CUMPLE!
EV.EXTREMO1	2.588	CUMPLE!
EV.EXTREMO1	2.825	CUMPLE!
EV.EXTREMO1	2.912	CUMPLE!

**16. Determinación de las presiones de contacto en el cimiento del estribo.**

La presión bruta de contacto máxima y mínima (por metro lineal del estribo) que se producen en la base del muro de contención se determinaron de la siguiente manera:

$$X = \frac{\sum ME - \sum MM}{\sum FV}; \text{ MM} = \text{Momentos Motores}; \text{ ME} = \text{Momentos Estabilizadores}; \text{ FV} = \text{Fuerzas Verticales}$$

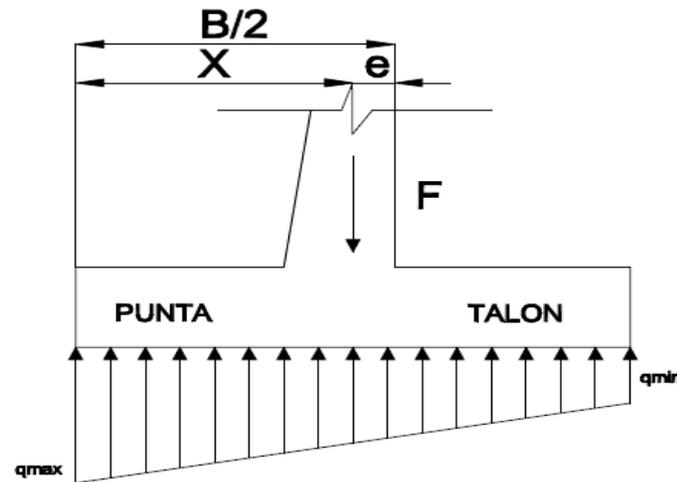
$$X = \frac{186.83 - 46.96}{77.48} = 1.805 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - x; e = \frac{4}{2} - 1.805 = 0.195 \text{ m}$$

$$q_{max} = \frac{77.48}{4} \left( 1 + \frac{6 * 0.195}{4} \right) = 25.024 \text{ kg/m}^2$$

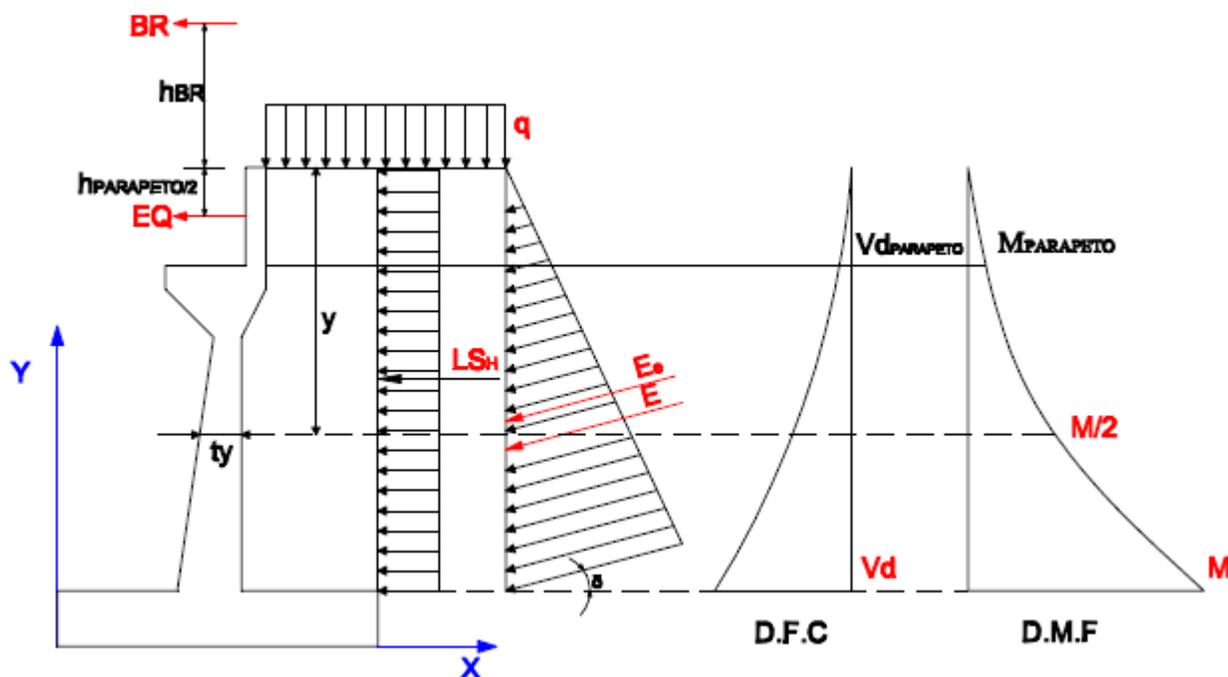
$$q_{min} = \frac{77.48}{4} \left( 1 - \frac{6 * 0.195}{4} \right) = 13.714 \text{ kg/m}^2$$

El resto de cálculo de las presiones del suelo es de forma análoga a la mostrada anteriormente.



Combinación	X (m)	e (m)	qmax(Ton/m)	qmax<35.7	qmin(Ton/m)	qmin>0
RESISTENCIA1	1,805	0,195	25,024	CUMPLE!	13,714	CUMPLE!
RESISTENCIA1	1,807	0,193	25,901	CUMPLE!	14,269	CUMPLE!
RESISTENCIA1	1,821	0,179	27,796	CUMPLE!	16,018	CUMPLE!
RESISTENCIA1	1,822	0,178	28,674	CUMPLE!	16,573	CUMPLE!
EV.EXTREMO1	1,552	0,448	23,348	CUMPLE!	4,582	CUMPLE!
EV.EXTREMO1	1,566	0,434	24,183	CUMPLE!	5,111	CUMPLE!
EV.EXTREMO1	1,609	0,391	25,988	CUMPLE!	6,776	CUMPLE!
EV.EXTREMO1	1,619	0,381	26,823	CUMPLE!	7,304	CUMPLE!

17. Cálculo del cortante y momento en la base de la pantalla.



Para la determinación de la fuerza cortante en la base de la pantalla se realiza el mismo procedimiento que se utilizó para determinar la estabilidad del muro, con la única salvedad de realizar los cálculos con la altura de la pantalla y no la altura del muro en su totalidad.

La profundidad de análisis es 5.30m.

Las fuerzas que se toman en cuenta son únicamente las fuerzas horizontales.

Los valores de la tabla corresponden a los valores de fuerza a la profundidad de análisis por su respectivo factor de carga.

**CORTANTE Vd (Ton)**

COMBINACIÓN	EH	LSh	BR	EQ	$n \sum Vd$
RESISTENCIA1	12.54	2.91	0.64	0.00	16.90
RESISTENCIA1	12.54	2.91	0.64	0.00	16.90
RESISTENCIA1	12.54	2.91	0.64	0.00	16.90
RESISTENCIA1	12.54	2.91	0.64	0.00	16.90
EV.EXTREMO1	15.89	1.05	0.18	1.37	18.50
EV.EXTREMO1	15.89	1.05	0.18	1.37	18.50
EV.EXTREMO1	15.89	1.05	0.18	1.37	18.50
EV.EXTREMO1	15.89	1.05	0.18	1.37	18.50

El valor de los momentos se obtiene al multiplicar la fuerza cortante por su brazo de palanca con respecto a la base de la pantalla.

Ejemplo: para el estado de resistencia1 el valor de Lsh

$$MLsh = brazo * lsh$$

$$MLsh = 2.91ton * 2.65m = 7.70ton * m$$

**MOMENTO M (Ton-m)**

COMBINACIÓN	EH	LSh	BR	EQ	nΣVd
RESISTENCIA1	22.16	7.70	4.56	0.00	36.14
RESISTENCIA1	22.16	7.70	4.56	0.00	36.14
RESISTENCIA1	22.16	7.70	4.56	0.00	36.14
RESISTENCIA1	22.16	7.70	4.56	0.00	36.14
EV. EXTREMO 1	50.55	2.79	1.30	6.44	61.07
EV. EXTREMO 1	50.55	2.79	1.30	6.44	61.07
EV. EXTREMO 1	50.55	2.79	1.30	6.44	61.07
EV. EXTREMO 1	50.55	2.79	1.30	6.44	61.07

**18. Calculo del cortante y momento en la base del parapeto.**

En el caso del parapeto la profundidad de análisis es 1.23m que corresponde a la suma del espesor de losa+viga+neopreno, se consideran de igual manera las fuerzas horizontales.

Ejemplo: EH para estado de resistencia se calcula:

$$EH = \phi * Eh(1.23m)$$

$$EH = 1.5 * 0.45ton = 0.675ton$$

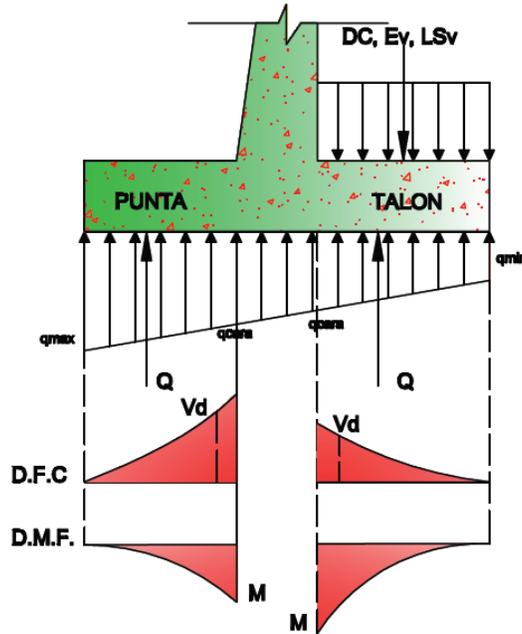
**CORTANTE Vd (Ton)**

COMBINACIÓN	EH	LSh	BR	EQ	nΣVd
RESISTENCIA1	0.68	0.67	0.64	0.00	2.09
RESISTENCIA1	0.68	0.67	0.64	0.00	2.09
RESISTENCIA1	0.68	0.67	0.64	0.00	2.09
RESISTENCIA1	0.68	0.67	0.64	0.00	2.09
EV.EXTREMO1	0.86	0.24	0.18	1.37	2.66
EV.EXTREMO1	0.86	0.24	0.18	1.37	2.66
EV.EXTREMO1	0.86	0.24	0.18	1.37	2.66
EV.EXTREMO1	0.86	0.24	0.18	1.37	2.66

**MOMENTO M (Ton-m)**

COMBINACIÓN	EH	LSh	BR	EQ	nΣVd
RESISTENCIA1	1.19	0.41	1.95	0.00	3.73
RESISTENCIA1	1.19	0.41	1.95	0.00	3.73
RESISTENCIA1	1.19	0.41	1.95	0.00	3.73
RESISTENCIA1	1.19	0.41	1.95	0.00	3.73
EV.EXTREMO1	2.72	0.15	0.56	0.85	4.27
EV.EXTREMO1	2.72	0.15	0.56	0.85	4.27
EV.EXTREMO1	2.72	0.15	0.56	0.85	4.27
EV.EXTREMO1	2.72	0.15	0.56	0.85	4.27

19. Calculo del cortante y momento en el talón de la zapata.



Cortante Vd (Ton) En el talón de la zapata

COMBINACIÓN	qcara	DC	LSV	EV	Q	nΣVd
RESISTENCIA1	18.521	-2.57	-2.85	-21.47	16.293	-11.13
RESISTENCIA1	19.213	-2.57	-2.85	-21.47	16.933	-10.46
RESISTENCIA1	21.024	-3.57	-2.85	-21.47	18.825	-9.52
RESISTENCIA1	21.716	-3.57	-2.85	-21.47	19.465	-8.85
EV.EXTREMO1	12.557	-2.57	-0.82	-21.47	7.588	-17.27
EV.EXTREMO1	13.216	-2.57	-0.82	-21.47	8.198	-16.66
EV.EXTREMO1	14.941	-3.57	-0.82	-21.47	10.000	-15.86
EV.EXTREMO1	15.600	-3.57	-0.82	-21.47	10.609	-15.25

Momento M (Ton-m) en el talón de la zapata

COMBINACIÓN	qcara	DC	LSV	EV	Q	NΣm
RESISTENCIA1	18.521	-2.18	-2.42	-18.25	22.132	-0.77
RESISTENCIA1	19.213	-2.18	-2.42	-18.25	23.001	0.15
RESISTENCIA1	21.024	-3.03	-2.42	-18.25	25.557	1.94
RESISTENCIA1	21.716	-3.03	-2.42	-18.25	26.425	2.85
EV.EXTREMO1	12.557	-2.18	-0.69	-18.25	10.462	-10.67
EV.EXTREMO1	13.216	-2.18	-0.69	-18.25	11.289	-9.84
EV.EXTREMO1	14.941	-3.03	-0.69	-18.25	13.724	-8.26
EV.EXTREMO1	15.600	-3.03	-0.69	-18.25	14.551	-7.43

**20. Calculo del cortante y momento en la punta de la zapata.**

**Cortante Vd (Ton) en la punta de la zapata**

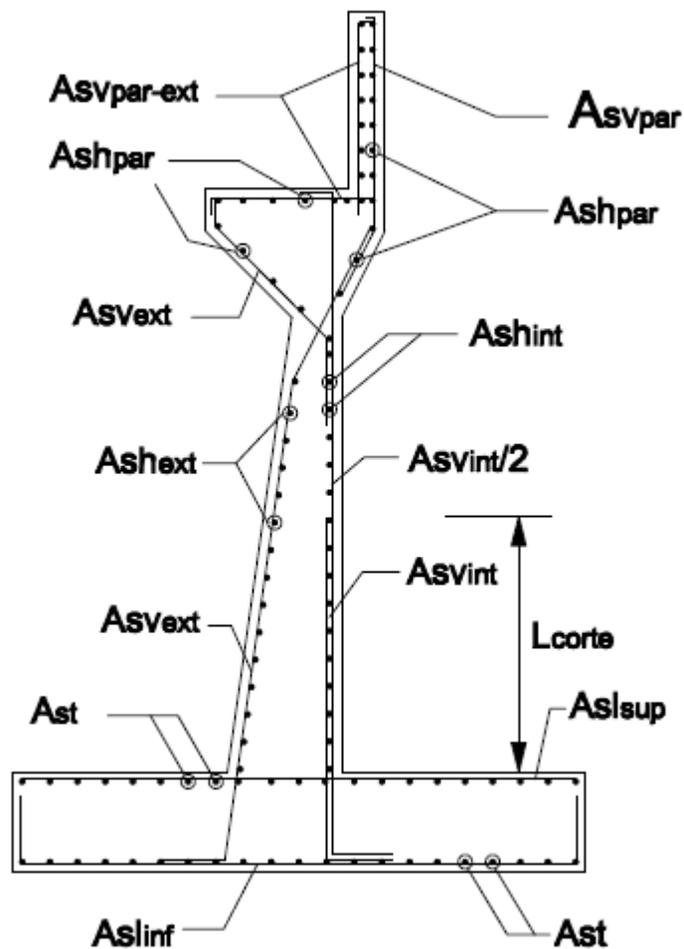
COMBINACIÓN	qpunta	DC	Q	nΣVd
RESISTENCIA1	20.783	-2.27	27.668	26.670
RESISTENCIA1	21.539	-2.27	28.651	27.703
RESISTENCIA1	23.379	-3.15	30.871	29.107
RESISTENCIA1	24.136	-3.15	31.854	30.139
EV.EXTREMO1	16.310	-2.27	24.373	22.105
EV.EXTREMO1	17.031	-2.27	25.309	23.041
EV.EXTREMO1	18.783	-3.15	27.423	24.273
EV.EXTREMO1	19.504	-3.15	28.360	25.210

**Momento M (Ton-m) en la punta de la zapata**

COMBINACIÓN	qpunta	DC	Q	nΣVd
RESISTENCIA1	20.783	-1.70	24.971	24.434
RESISTENCIA1	21.539	-1.70	25.868	25.375
RESISTENCIA1	23.379	-2.36	27.958	26.875
RESISTENCIA1	24.136	-2.36	28.855	27.817
EV.EXTREMO1	16.310	-1.70	20.988	19.287
EV.EXTREMO1	17.031	-1.70	21.842	20.141
EV.EXTREMO1	18.783	-2.36	23.833	21.470
EV.EXTREMO1	19.504	-2.36	24.687	22.324

**21. Calculo del acero de la sub-estructura.**

El cálculo del acero de la subestructura se realiza utilizando el Método de diseño por Resistencia Ultima.



**21.1. Diseño del acero de pantalla.**

**21.2. Diseño de la base de la pantalla del estribo (cara interior y exterior).**

Datos:

$F_c=350\text{kg/cm}^2$ .

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

$H=80\text{cm}$ . (peralte según dimensionamiento).

Recubrimiento= $7\text{cm}$ .

$\phi$  (Flexion) = 0.90

$\phi$  (Corte) = 0.90

1 Revisión del cortante ultimo.

El peralte efectivo

$$d = H - r$$

$$d = 80\text{cm} - 7\text{cm} = 73\text{cm}$$

El cortante ultimo esta dado por:

$v_u = 18.50\text{ton}$  (Dato del análisis estructural).

El cortante nominal es calculado a partir de:

$$v_n = 0.53 * \phi * b * d * \sqrt{f_c}$$

$$v_n = 0.53 * 0.9 * 100 * 73 * \sqrt{350} = 65140 \text{ kg}$$

Se verifica que  $V_n > V_u$  "OK".

**21.3. Para el cálculo del refuerzo usar las ecuaciones básicas conocidas.**

$$\text{ECUACIÓN 1) } A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$\text{ECUACIÓN 2) } a = \frac{F_y * A_s}{0.85 * f'_c * b}$$

Se propone  $d - a/2 = 0.9d$  en la ecuación 1y se calcula  $A_s$

$$1) A_s = 24.59$$

Con el valor de  $A_s$  calculado se re calcula "a" a partir de la ecuación 2.

$$a = \frac{4200 * 24.59}{0.85 * 350 * 100} = 3.47$$

Se repite el proceso hasta que las ecuaciones converjan.

$$A_s = \frac{61.07 * 100 * 1000}{0.9 * 4200 * \left(73 - \frac{3.47}{2}\right)} = 22.67$$

Y finalmente el valor de “a” definitivo:

$$a = \frac{4200 * 22.67}{0.85 * 350 * 100} = 3.20$$

Una vez calculado “a” se obtiene  $A_s$  real de la ecuación 1.

$$A_s = \frac{0.85 * F_c * b * a}{F_y}$$

$$A_s = \frac{0.85 * 350 * 100 * 3.20}{4200} = 22.63 \text{ cm}^2$$

#### 21.4. Determinar porcentaje de acero.

$$p\% = \frac{A_s}{b * d}$$

$$p\% = \frac{22.63}{100 * 73} = 0.31\%$$

$$p\%_{min} = 0.25\% < 0.31\% \text{ O.K}$$

Asumiendo varilla # 6 ( $2.85 \text{ cm}^2$ ) se calcula el número de aceros

$$\#aceros = \frac{A_s}{A_v}$$

$$\#aceros = \frac{22.63 \text{ cm}^2}{2.85 \text{ cm}^2} = 7.94$$

Separación calculada

$$S = \frac{b}{\#acero}$$

$$S = \frac{100}{7.94} = 12.60m$$

Finalmente se redondea y se establece que el acero vertical está constituido por Varillas # 6 @ 10 cm tanto para la cara interior como para la cara exterior de la base de la pantalla del estribo.

CARA INTERIOR		
DESC.	VALOR	Unid.
Mu	61.07	Ton*m
d	0.73	M
a	3.19	
As	22.63	Cm <sup>2</sup>
p	0.0031	
pmin	0.0025	
Varillas # 6	2.85	Cm <sup>2</sup>
Nº Aceros	7.94	
S(calculado)	12.60	Cm
s(redond.)	12.00	cm

**Usar varilla # 6 a cada 10 cm.**

**Calculo del acero por contracción y temperatura**

$$As = 0.002 * 73 * 100 = 14.6 \text{ cm}^2$$

Varillas # 5 (Av = 1.98 cm<sup>2</sup>)

$$S = \frac{100 * 1.98}{14.6} = 13.56$$

**Usar varilla # 5 colocada a cada 12 cm**

**22. Diseño del parapeto.**

Para el diseño estructural del parapeto se sigue la misma metodología que se considero al diseñar la base de la pantalla, la tabla 2 presenta los resultados obtenidos al realizar los cálculos según los siguientes datos:

$$d = H - r$$

$$d = 25\text{cm} - 7\text{cm} = 18\text{cm}$$

$$Mu = 4.27 \text{ ton} * m$$

El cortante ultimo esta dado por:

$$v_u = 2.09 \text{ ton} \text{ (Dato del análisis estructural).}$$

El cortante nominal es calculado a partir de:

$$v_n = 0.53 * \phi * b * d * \sqrt{f_c}$$

$$v_n = 0.53 * 0.9 * 100 * 18 * \sqrt{350} = 16062.9\text{kg}$$

Se verifica que  $V_n > V_u$  (16.06 ton > 2.09ton OK “).

La tabla 2 presenta los resultados luego de realizar el mismo análisis que para la pantalla.

**Tabla 2. Resumen**

CARA INTERIOR		
DESC.	VALOR	Unid.
Mu	4.27	Ton*m
d	0.18	M
a	0.91	
As	6.44	Cm <sup>2</sup>
p	0.0036	
pmin	0.0025	
#4	1.3	Cm <sup>2</sup>
Nº Aceros	4.95	
S(calculado)	20.06	Cm
S(redondeado)	20	cm

**Usar varilla # 4 @ 20 cm**

**22.1. Calculo del acero por contracción y temperatura**

$$As = 0.002 * 18 * 100 = 3.6\text{cm}^2$$

Varillas # 3 ( $A_v = 0.71 \text{ cm}^2$ )

$$S = \frac{100 * 0.71}{3.6} = 19.7 \text{ cm}$$

**Usar varilla # 3 colocada a cada 15 cm**

**23. Diseño estructural del talón de la zapata.**

Para el diseño estructural del talón de la zapata se sigue la misma metodología que se considero al diseñar la base de la pantalla, la tabla 3 presenta los resultados obtenidos al realizar los cálculos según los siguientes datos:

$$d = H - r$$

$$d = 70\text{cm} - 7.5\text{cm} = 62.5\text{cm}$$

$$Mu = 2.85 \text{ ton} * m$$

El cortante ultimo esta dado por:

$$v_u = 8.85 \text{ ton (Dato del análisis estructural).}$$

El cortante nominal es calculado a partir de:

$$v_n = 0.53 * \phi * b * d * \sqrt{fc}$$

$$v_n = 0.53 * 0.9 * 100 * 62.5 * \sqrt{350} = 56220\text{kg}$$

Se verifica que  $V_n > V_u$  (56.22ton > 8.85ton OK “).

La tabla 3 presenta los resultados luego de realizar el mismo análisis que para la pantalla.

**Tabla 3. Resumen**

TALON DE ZAPATA		
DESC.	VALOR	Unid.
Mu	2.85	Ton*m
d	0.625	M
a	0.17	
As	1.20	Cm <sup>2</sup>
p	0.0002	

pmin	0.0025	
Asnec	15.75	Cm <sup>2</sup>
#6	2.85	Cm <sup>2</sup>
Nº Aceros	5.53	
S(calculado)	18.10	Cm
s(redond.)	15	cm

### Usar varilla #6 colocada a cada 15 cm

#### 23.1. Calculo del acero por contracción y temperatura

$$A_s = 0.002 * 62.5 * 100 = 12.5 \text{ cm}^2$$

Varillas # 5 ( $A_v = 1.98 \text{ cm}^2$ )

$$S = \frac{100 * 1.98}{12.5} = 15.84$$

### Usar varilla # 5 colocada a cada 15 cm

#### 24. Diseño estructural de la punta de la zapata.

Para el diseño estructural de la punta de la zapata se sigue la misma metodología que se considero al diseñar la base de la pantalla, la tabla 4 presenta los resultados obtenidos al realizar los cálculos según los siguientes datos:

$$d = H - r$$

$$d = 70\text{cm} - 7.5\text{cm} = 62.5\text{cm}$$

$$M_u = 27.82 \text{ ton} * m$$

El cortante ultimo esta dado por:

$$v_u = 30.14 \text{ ton} \text{ (Dato del análisis estructural).}$$

El cortante nominal es calculado a partir de:

$$v_n = 0.53 * \phi * b * d * \sqrt{f_c}$$

$$v_n = 0.53 * 0.9 * 100 * 62.5 * \sqrt{350} = 56220\text{kg}$$

Se verifica que  $V_n > V_u$  (56.22ton > 30.14 ton OK “).

La tabla 4 presenta los resultados luego de realizar el mismo análisis que para la pantalla.

**Tabla 4. Resumen**

PIE DE ZAPATA		
DESC.	VALOR	Unid.
Mu	27.817	Ton*m
d	0.625	M
a	1.67	
As	11.84	Cm <sup>2</sup>
p	0.0019	
pmin	0.0025	
Asnec	15.75	Cm <sup>2</sup>
#5	1.98	Cm <sup>2</sup>
Nº Aceros	7.96	
S(calculado)	12.57	Cm
s(redond.)	12	cm

**Usar varilla #5 colocada a cada 10 cm**

**24.1. Calculo del acero por contracción y temperatura**

$$A_s = 0.002 * 62.5 * 100 = 12.5 \text{ cm}^2$$

Varillas # 5 ( $A_v = 1.98 \text{ cm}^2$ )

$$S = \frac{100 * 1.98}{12.5} = 15.84$$

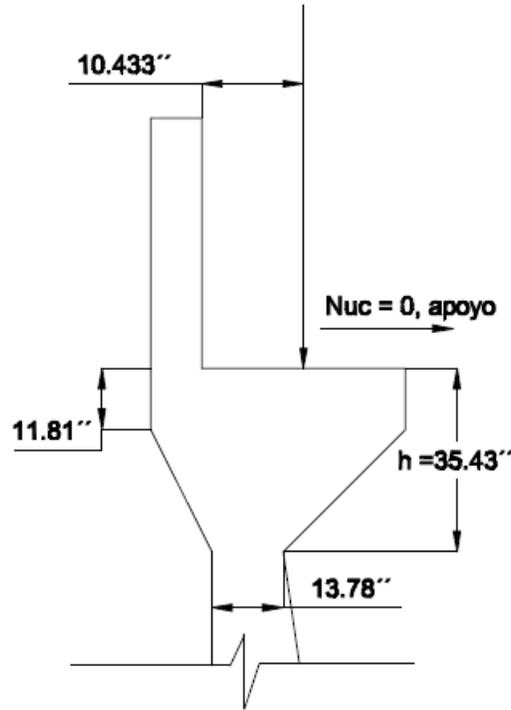
**Usar varilla # 5 colocada a cada 15 cm**

**25. Diseño de ménsula.**

En el diseño de la ménsula se realizara una revisión de las dimensiones propuestas y posteriormente se calculara el acero necesario.

I. Las cargas que actúan sobre la ménsula son:

1. DC = 13.74 ton
2. DW = 3.21 ton
3. LL = 7.34 ton
4. PL = 3.93 ton



**25.1. Calculo del cortante último.**

$$V_u = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$V_u = \left( 1.4 * (13.74 + 3.21) * 2.2 \frac{kips}{ton} \right) + (1.7 * (7.34 + 3.93) * 2.2 \frac{kips}{ton}$$

$$V_u = 94.36 kips$$

**25.2. Calculo de la longitud de la placa de apoyo.**

$$V_u \leq \phi P_{nb} = 0.85 f'_c A_1$$

$$94.36 = 0.80 * 0.85 * 5 * A_1$$

$$A_1 = \frac{94.36}{0.80 * 0.85 * 5} = 27.72 \text{ pulgadas}^2$$

Se requiere de un área mínima de apoyo de 27.72 pulgadas<sup>2</sup>, pero como el ancho de la viga en la ménsula es de 6 pulgadas se calcula la dimensión restante:

$$\text{Longitud de la placa de apoyo} = \frac{27.72}{6}$$

*Longitud de la placa de apoyo = 4.63 pulgadas*

Esta es la longitud mínima de la placa de apoyo de la vigas, para esta longitud de apoyo se usara 8 pulgadas.

**Por detalles de construcción para colocar los pernos de anclaje usar lámina de neopreno en los apoyos de 5x20x40 cm.**

**25.3. Calculo del dmin de la ménsula.**

Para el cálculo del dmin de la ménsula se utiliza el menor valor de:

$$Vn = 0.2f'cbd \quad \text{o bien se utiliza } Vn = 800bd$$

$$Vn = 0.2 * 5000 * bd = 1000bd > 800bd$$

Por lo tanto usar  $Vn = 800bd$

De la relación de  $Vu \leq \phi 800bd$

Se obtiene:

$$dmin = \frac{Vu}{\phi 800b}$$

Debido a que el diseño de las ménsulas es controlado fundamentalmente por corte, el articulo 11.9.3.1 (AASTHO) especifica que el factor de reducción  $\phi$  de la resistencia se debe tomar igual a 0.75 para todas las condiciones de diseño.

$$dmin = \frac{94360}{0.75 * 800 * 6} = 26.21 \text{ pulgadas}$$

Usar  $d = 32.43$  pulgadas.

Para esa ménsula valor de  $a = 10.433$  pulgadas, por lo que:

$$\frac{a}{d} = \frac{10.433}{32.43} = 0.322 < 1 \text{ Cumple.}$$

$$H = 32.43 + 3 = 35.43 \text{ pulgadas.}$$

**25.4. Armadura de corte por fricción.**

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi F_y \mu}$$

De donde:

$\mu = 1.4\lambda$ , se considera  $\lambda = 1$  para concreto colado monolíticamente.

$$A_{vf} = \frac{94.36}{0.75 * 40 * 1.4 * 1} = 2.25 \text{ pulgadas}^2$$

**25.5. Determinación de la armadura a flexión.**

$$M_u = V_u * a + N_{uc}(h - d)$$

Debido a que en los apoyos se utilizará lamina de Neopreno el  $N_{uc} = 0$

$$M_u = 94.36 * 10.433 = 984.46 \text{ kips} - \text{pulgadas}$$

$$A_f = \frac{M_u}{\phi * f_y * 0.90d} = \frac{984.46}{0.75 * 40 * 0.90 * 32.43} = 1.124 \text{ pulgadas}^2$$

**25.6. Verificación del acero Principal.**

Para Acero principal se utilizara el mayor de:

$$A_s = \frac{2}{3} A_{vf} = \frac{2}{3} * 2.25 = 1.50 \text{ pulgadas}^2$$

$$A_s = A_f = 1.124 \text{ pulgadas}^2$$

$$A_{smin} = 0.04 \frac{f'_c}{f_y} b d = 0.04 * \frac{5}{40} * 6 * 32.43$$

$$A_{smin} = 0.97 \text{ pulgadas}^2 < 1.50 \text{ pulgadas}^2$$

Por lo que el acero que rige el diseño es 1.50 pulgadas<sup>2</sup>

Usar 8 varillas # 4 (0.20 pulgadas<sup>2</sup>\* 8 = 1.60 pulgadas<sup>2</sup>)

**25.7. Calculo del acero de aros cerrados.**

$$Ah = 0.50 Af = 0.50 * 1.124 = 0.562 \text{ pulgadas}^2$$

$$Ah = \frac{2}{3} Avf * 0.50 = \frac{1}{3} * 2.25 = 0.75 \text{ pulgadas}^2$$

El valor que rige el diseño es 0.75 pulgadas<sup>2</sup>

Usar 7 varillas # 3, distribuidas en 2/3 del valor d (32.43 pulgadas).

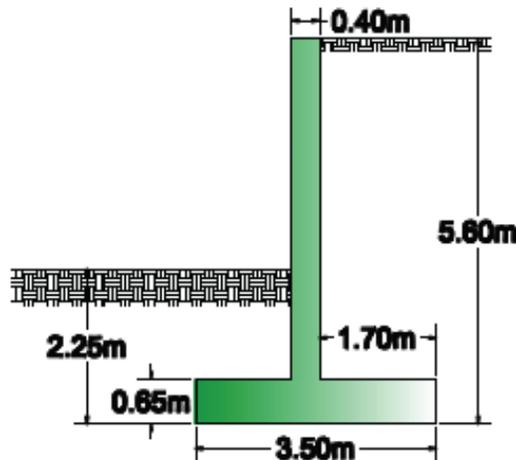
**26. Dimensionamiento del Aletones.**

Los aletones se construirán formando un ángulo de 30° con respecto a la normal al eje del camino y tendrán como función principal evitar que caiga material de relleno sobre el cauce.

Por las características topográficas del terreno, los aletones del puente tendrán una altura de 5.60 metros y una longitud de 3.60 metros.

Datos previos:

- |                                     |                                  |
|-------------------------------------|----------------------------------|
| Concreto con $f'c = 3000$ psi       | $\Phi = 0.90$ (Flexión).         |
| Acero Grado 40 ( $Fy = 40000$ psi). | $\Phi = 0.90$ (compresión).      |
| Recubrimiento = 0.075 cm (Zapata)   | Recubrimiento= 0.07 m (Pantalla) |



SECCIONES	VOLUMEN (m)	PESO VOL(ton/m <sup>3</sup> )	PESO (m <sup>3</sup> )	BRAZO (m)	MOMENTO (ton*m)
1	1.98	2.4	4.7852	1.60	7.603
2	2.275	2.4	5.46	1.75	9.555
3	8.415	1.88	15.8202	2.65	41.924
4	2.24	1.88	4.2112	0.70	2.948
SUMATORIA			30.2434		62.030

**26.1. Calculo del factor de seguridad por Volcamiento.**

$$KA = \frac{1 - \text{seno}(28)}{1 + \text{seno}(28)} = 0.3610$$

$$EA = \frac{1}{2} * 1.88 * 5.6^2 * 0.3610 = 10.643 \text{ ton}$$

$$\frac{h'}{3} = \frac{5.60}{3} = 1.8667 \text{ m}$$

Momento Motor

$$MM = 10.643 * 1.8667 = 19.866 \text{ ton} * m$$

$$FSD = \frac{62.030}{19.866} = 3.122 > 1.5 \text{ cumple}$$

**26.2. Calculo del factor de seguridad por deslizamiento.**

Se tomara en consideración el empuje pasivo como fuerza estabilizadora.

$$KP = \frac{1 + \text{seno}(28)}{1 - \text{seno}(28)} = 2.7698$$

$$EP = \frac{1}{2} * 1.88 * 2.25^2 * 2.7698 = 13.181 \text{ ton}$$

$$FSD = \frac{30.2434 * \tan(28) + 13.181}{10.643} = 2.77 > 1.5 \text{ cumple}$$

**26.3. Calculo de las presiones admisibles.**

Aplicando momentos con respecto al punto A.

$$MA = 0$$

$$(10.643 * 1.8667) - 30.2434 * (ep + 3.50/2 + e) = 0$$

Donde:

$$ep = \frac{62.030}{30.2434} = 2.05 \text{ m}$$

$$10.643 * 1.8667 - 30.2432 * (2.05 - 1.75 + e) = 0$$

Despejando el valor de e se obtiene:

$$e = 0.3559 \text{ m}$$

Revisión si cae dentro del tercio medio

$$\frac{B}{6} = \frac{3.50}{6} = 0.58 \text{ m} > 0.3559 \text{ m}$$

La resultante cae dentro del tercio medio

$$\sigma_1 = \frac{p}{A} \left( 1 + \frac{6 * e}{B} \right) = \frac{30243.4}{350 * 100} * \left( 1 + \frac{6 * 35.59}{350} \right) = 1.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{p}{A} \left( 1 - \frac{6 * e}{B} \right) = \frac{30243.4}{350 * 100} * \left( 1 - \frac{6 * 35.59}{350} \right) = 0.337 \text{ kg/cm}^2$$

Como 1.39 kg/cm<sup>2</sup> y 0.337 kg/cm<sup>2</sup> son positivos y menores que 2.20 kg/cm<sup>2</sup> (Dato del estudio de suelo a una profundidad de 2.25 m) por lo que no hay tensiones en la base, y el suelo resiste las presiones del muro.

**26.4. Calculo de la pantalla.**

La pantalla se calcula como una ménsula empotrada a la zapata.

Calculo del empuje de las tierras a la altura de la pantalla:

$$EA = \frac{1}{2} * 1.88 * 4.95^2 * 0.3610 = 8.32 \text{ ton}$$

El momento en el empotramiento es:

$$M = EA * \frac{h1}{3} = 8.32 * \frac{4.95}{3} = 13.728 \text{ ton} * m$$

$$Mu = 1.4 * 13.728 = 19.22 \text{ ton} * m$$

**26.5. Calculo del porcentaje de acero en la pantalla**

$$ECUACIÓN 1) A_s = \frac{Mu}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$ECUACIÓN 2) a = \frac{F_y * A_s}{0.85 * f'c * b}$$

Se propone  $d-a/2=0.9d$  en la ecuación 1y se calcula  $A_s$

$$A_s = \frac{19.22 * 100 * 1000}{0.9 * 2800 * (0.90 * 33)} = 25.68$$

$$1) A_s = 25.68 \text{ cm}^2$$

Con el valor de  $A_s$  calculado se re calcula “a” a partir de la ecuación 2.

$$a = \frac{2800 * 25.68}{0.85 * 210 * 100} = 4.03$$

Se repite el proceso hasta que las ecuaciones converjan.

$$A_s = \frac{19.22 * 100 * 1000}{0.9 * 2800 * \left( 33 - \frac{4.03}{2} \right)} = 24.62$$

Y finalmente el valor de “a” definitivo:

$$a = \frac{2800 * 24.62}{0.85 * 210 * 100} = 3.85$$

Una vez calculado "a" se obtiene  $A_s$  real de la ecuación 1.

$$A_s = \frac{0.85 * F_c * b * a}{F_y}$$

$$A_s = \frac{0.85 * 210 * 100 * 3.85}{2800} = 24.54 \text{ cm}^2$$

### 26.6. Determinar porcentaje de acero.

$$p\% = \frac{A_s}{b * d}$$

$$p = \frac{24.54}{100 * 33} = 0.0074$$

$$p\%_{min} = 0.25\% < 0.74\% \text{ O.K}$$

Asumiendo varilla # 6 ( $2.85 \text{ cm}^2$ ) se calcula el número de aceros

$$\#aceros = \frac{A_s}{A_v}$$

$$\#aceros = \frac{24.54 \text{ cm}^2}{2.85 \text{ cm}^2} = 8.61$$

Separación calculada

$$S = \frac{b}{\#acero}$$

$$S = \frac{100}{8.61} = 11.61 \text{ cm}$$

Desc.	Valor	Unidad
Mu	19.22	Ton*m
d	0.33	M
a	3.85	
As	24.54	Cm <sup>2</sup>
p	0.0074	
pmin	0.0025	
Varillas # 6	2.85	
Nº Aceros	8.61	
S(calculado)	11.61	Cm
s(redond.)	10.00	Cm

**Usar varillas # 6 colocada a cada 10 cm.**

**26.7. Acero por contracción y temperatura.**

$$As = 0.002 * 100 * 33 = 6.6 \text{ cm}^2$$

Usar varilla # 4 ( $A_v = 1.27 \text{ cm}^2$ )

$$separacion = \frac{100 * 1.27}{6.6} = 19.24 \text{ cm}$$

**Usar varillas # 4 colocada a cada 15 cm**

Revisión al corte:

$$Vu = 8.32 \text{ ton} * m$$

$$\phi Vc = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b d$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 33 = 21544 \text{ kg}$$

$$\phi Vc = 21.54 \text{ ton} > 8.32 \text{ ton ok!}$$

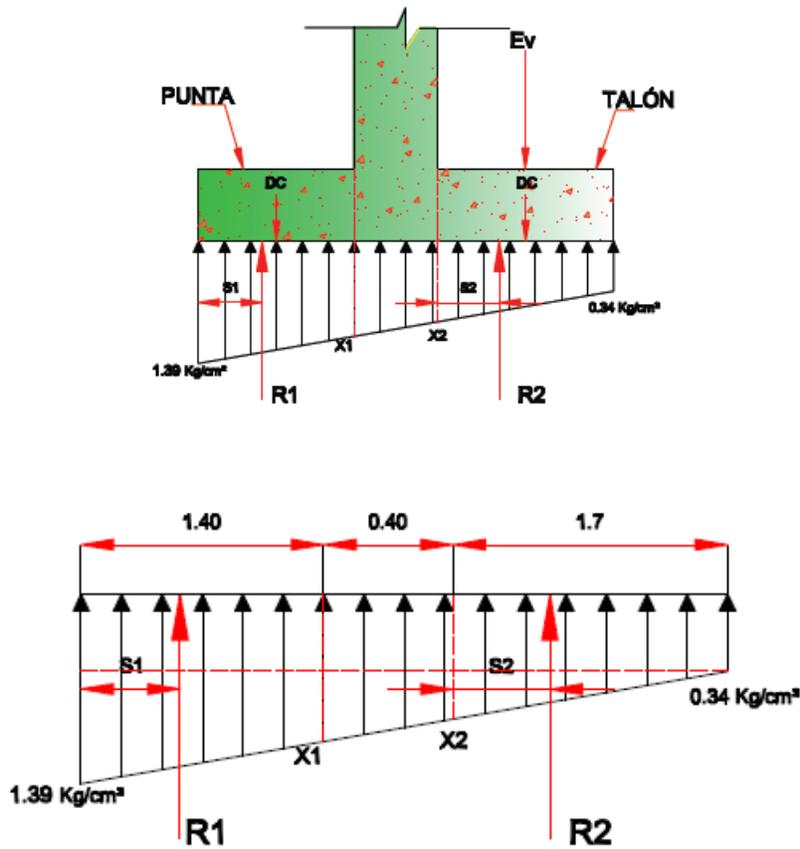
**26.8. Calculo de la zapata del muro.**

La zapata se calcula como una ménsula doble empotrada a la pantalla.

**26.9. Análisis de la punta de la zapata.**

Se analizara primero el pie o punta de la zapata ya que es la que se encuentra sometida a mayores esfuerzos, para esto es necesario calcular el valor de es fuerza X1, el valor de S1 y el de R1.

El valor de X1 se obtiene por relación de triángulos de la siguiente manera:



$$\frac{13.9 - 0.34}{350} = \frac{X_o}{140}; X_o = 0.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$X1 = 0.34 + X_o = 0.34 + 0.42 = 0.76 \text{ kg/cm}^2$$

Calculo del peso del concreto de la zapata:

$$DC = 1.40 * 0.65 * 2.40 * 1 = 2.184 \text{ ton}$$

Calculo del R1:

$$R1 = \left( \frac{1.39 + 0.76}{2} \right) * 100 * 140 = 15050kg = 15.05 ton$$

Momento debido al peso de la zapata:

$$M1 = 2.184 * 0.70 = 1.5288 ton * m$$

Calculo del S1:

$$S1 = \frac{140}{3} * \frac{1.39 + 2 * 0.34}{1.39 + 0.34} = 55.84 cm$$

$$M2 = R1 * (1.4 - S1)$$

$$M2 = 15.05 * (1.4 - 0.5584) = 12.67 ton * m$$

Calculo del momento de diseño:

$$M = M2 - M1 = 12.67 - 1.5288 = 11.14 ton * m$$

El momento último será:

$$Mu = 1.4 * 11.14 = 15.60 ton * m$$

**Calculo del acero de punta de zapata.**

El cálculo del acero de la punta de zapata se utilizo el mismo procedimiento que se utilizo para el cálculo del acero de la pantalla por lo que solo se mostraran los resultados:

Desc.	Valor	Unidad
Mu	15.60	Ton*m
d	0.575	Cm
a	1.71	
As	10.93	Cm <sup>2</sup>
p	0.0019	
pmin	0.0025	
Varillas # 6	2.85	
Nº Aceros	5.04	
S(calculado)	19.83	Cm
s(redond.)	19.00	Cm

**Usar varilla # 6 colocada a cada 15 cm**

**Acero por contracción y temperatura.**

$$A_s = 0.002 * 100 * 57.5 = 11.5 \text{ cm}^2$$

Usar varilla # 5 ( $A_v = 1.98 \text{ cm}^2$ )

$$\text{separacion} = \frac{100 * 1.98}{11.5} = 17.22 \text{ cm}$$

**Usar varillas # 5 colocada a cada 15 cm**

Revisión al corte:

$$V_u = 15.05 - 1.53 = 13.52 \text{ ton} * m$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f' c} b d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 58 = 37865 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 37.86 \text{ ton} > 13.52 \text{ ton ok!}$$

**26.10. Análisis del talón de la zapata.**

Para el diseño del talón de la zapata se toman las mismas consideraciones con las que se realizo el cálculo de la punta de la zapata.

$$\frac{1.39 - 0.34}{350} = \frac{X_{oo}}{170}; X_{oo} = 0.51 \text{ kg/cm}^2$$

$$X_2 = 0.34 + X_{oo} = 0.34 + 0.51 = 0.85 \text{ kg/cm}^2$$

Calculo del peso de la zapata y suelo sobre el talón.

$$DC = 1.70 * 0.65 * 2.40 * 1 = 2.652 \text{ ton}$$

$$EV = 1.70 * 4.95 * 1.88 * 1 = 15.82 \text{ ton}$$

Calculo del R2:

$$R_2 = \left( \frac{1.39 + 0.85}{2} \right) * 100 * 170 = 19040 \text{ kg} = 19.04 \text{ ton}$$

Momento debido al peso de la zapata:

$$MD_c = 2.652 * 0.85 = 2.254 \text{ ton} * m$$

Momento debido al peso del suelo:

$$MEV = 15.82 * 0.85 = 13.45 \text{ ton} * m$$

Calculo del S2:

$$S2 = \frac{170}{3} * \frac{1.39 + 2 * 0.85}{1.39 + 0.85} = 78.17 \text{ cm}$$

$$M3 = R2 * S2$$

$$M3 = 19.04 * 0.7817 = 14.88 \text{ ton} * m$$

$$M = M3 - (MDC + MEV) = 14.88 - (2.652 + 15.82) = -3.59 \text{ ton} * m$$

El momento último será:

$$Mu = 1.4 * 3.59 = 5.03 \text{ ton} * m$$

**Calculo del acero de talón de zapata.**

El cálculo del acero del talón de zapata se utilizo el mismo procedimiento que se utilizo para el cálculo del acero de la pantalla por lo que solo se mostraran los resultados:

Desc.	Valor	Unidad
Mu	5.03	Ton*m
d	0.575	Cm
a	0.55	
As	3.49	Cm <sup>2</sup>
p	0.0006	
pmin	0.0025	
Varillas # 6	2.85	
Nº Aceros	5.04	
S(calculado)	19.83	Cm
s(redond.)	19.00	Cm

**Usar varilla # 6 colocada a cada 15 cm.**

**Acero por contracción y temperatura.**

$$A_s = 0.002 * 100 * 57.5 = 11.5 \text{ cm}^2$$

Usar varilla # 5 ( $A_v = 1.98 \text{ cm}^2$ )

$$\text{separacion} = \frac{100 * 1.98}{11.5} = 17.22 \text{ cm}$$

**Usar varillas # 5 colocada a cada 15 cm**

Revisión al corte:

$$V_u = 3.59 \text{ ton} * m$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 58 = 37865 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 37.86 \text{ ton} > 3.59 \text{ ton ok!}$$

# **CAPITULO FINAL**

## 1. Conclusiones.

➤ Los problemas y las causas fundamentales que se generan por el actual paso son:

Las crecidas del cauce en temporadas de invierno provocan derrumbes de tierras en sus laderas.

Hay un gran riesgo para la población de las zonas 9 y 10 ya que tratan de cruzar el cauce en crecidas.

El acceso vehicular y peatonal se vuelve dificultoso ya que el cauce impide el tránsito de estas zonas, lo que perjudica el acceso a ambas comunidades y los pobladores se ven obligados a usar tanto para entrar como salir de las zonas un único puente que está localizado a 600m

➤ El levantamiento topográfico de la zona permite conocer mejor las dimensiones de la sección transversal del cauce y dan la pauta al estudio hidráulico para conocer mejor la trayectoria que tendrá el flujo.

➤ La pendiente promedio del cauce es de 3%, y los taludes oscilan alrededor de 30°.

➤ El área de la cuenca del cauce es 309.1 Hectárea, la trayectoria es 3856 m, la cota máxima de la cuenca es 159 msnm y la cota mínima es de 120 msnm y para un periodo de retorno de 25 años se generara un caudal máximo de diseño hasta la ubicación de la obra a proyectarse de 79.18 m<sup>3</sup>/s.

➤ Debido a la sección transversal natural del cauce y el caudal que fluirá por el mismo la altura con que circulara el agua alcanzara un nivel de 1.47 m y una velocidad 7.18 m/s lo que generaría socavación en los estribos si no se toman las medidas pertinentes.

➤ La longitud del claro del puente será de 17 metros.

➤ En el pie del cauce costado este se presentan los siguientes estratos.

El estrato arena ligeramente limosa (SM) se ubica entre la superficie del terreno natural y 3.15m profundidad relativamente variable entre suelta y muy densa.

De 3.15m a 5.00m se presenta un estrato de toba areno limosa

- En el pie del cauce en el costado oeste se presenta los siguientes estratos:  
El estrato limo con rastro de arena (MH) se ubica entre la superficie del terreno natural y 1.80m de profundidad. Esta capa presenta una consistencia relativamente variable entre blanda y dura. (Resistencia a la compresión simple varía entre 0.3 y 1.6 kg/cm<sup>2</sup>)  
El estrato arena ligeramente limosa (SM) se ubica entre 1.80 y 2.70m de profundidad. Esta capa presenta una compacidad relativamente variable entre medio densa y muy densa.  
De 2.70m a 5.00m se presenta un estrato de toba areno limosa.
- La capacidad admisible del subsuelo a una profundidad de 2.25 m es de 2.20 Kg/cm<sup>2</sup> y a una profundidad de 2.70 la capacidad admisible aumenta a 3.57 kg/cm<sup>2</sup> estas profundidades son a partir del pie del cauce.
- Los impactos ambientales comúnmente asociados a los proyectos son la contaminación del aire por generación de polvo, contaminación de cuerpos de agua por arrastre de sedimentos y mala disposición de excretas del personal y producción de desechos sólidos de construcción y en nuestro caso el ruido por el uso de maquinarias y equipo de construcción.
- Los efectos ambientales son generalmente de carácter temporal con un área de influencia puntual o local de intensidad variable, mitigables y prevenibles con la aplicación de normas y medidas sencillas
- Aunque actualmente el mayor porcentaje de vehículos que transitan por las zonas son vehículos livianos (menores a 5 toneladas), con la construcción de un puente vehicular esta composición puede variar, debido al desarrollo económico que el

municipio tiene en la actualidad por lo que *para el diseño del puente se trabaja con cargas tipo AASTHO tipo HS-20.*

- La calle de acceso al puente es de 8 metros y las normas AASTHO sección 2.3.3.2 recomienda que el ancho del puente no debe de ser menor que el ancho de la sección de carretera de acceso, por tal razón un ancho de rodamiento de 8 metros (4.00 metros por carril), es la adecuada
- La cargas a las que estará sometida la estructura son:
  - Peso propio proveniente de la superestructura (DC):13.74 ton/m
  - Carga muerta proveniente de la superestructura (DW): 3.21 ton/m
  - Presión estática del suelo:
    - Estática: 11.05 ton/m
    - Dinámica: 13.99 ton/m
  - Carga Viva proveniente de la superestructura (LL): 7.34 ton/m
  - Carga debida al impacto (IM): 2.202 ton/m
  - Carga por Fuerza de Frenado y aceleración (BR): 0.367 ton/m
  - Sobrecarga peatonal proveniente de la superestructura (PL): 3.9375ton/m
  - Sobrecarga superficial y de tráfico (LS): 0.31ton/m
  - Sub-presión de agua (WA): 4.68 ton/m
  - Carga sísmica (EQ):1.374 ton/m
- El concreto que compondrá la losa es concreto clase."A" con una resistencia a la compresión de 4000 psi (280 Kg/cm<sup>2</sup>), se utilizara un acero grado 40 (resistencia a la fluencia de 40000 psi) para su colado.
- El espesor de la losa de concreto del puente será de 0.23m con acero de refuerzo principal # 5 colocado a cada 9 pulgadas, acero de refuerzo longitudinal # 4 colocado a 9 pulgadas y acero de refuerzo por contracción y temperatura con varillas # 4 colocadas a cada 17 pulgadas.

- Se colocaran aceras de paso peatonal de 1.50 de ancho y 0.20 m de espesor, con guarniciones de dados de concreto y tubos de hierro de diámetro 2 pulgadas, el armado de la acera peatonal serán varillas # 5 colocadas a cada 5 pulgas y acero por contracción y temperatura con varillas # 4 colocadas a cada 14 pulgadas.
- La losa del puente estará soportada por 8 vigas T de concreto presforzado separadas a 1 m cada una de centro a centro y con dimensiones de:
  - Ancho de patin: 0.95 m
  - Espesor de patín = 0.15 m
  - Peralte: 0.95 m
  - Espesor del alma: 0.15 m
- El concreto de las vigas T deberá tener una resistencia a la compresión de 5800 psi (406 kg/cm<sup>2</sup>).
- El acero de presfuerzo tiene un esfuerzo último de ruptura de 19000Kg/cm<sup>2</sup> y serán tensado inicialmente al 80% del esfuerzo último.
- Las vigas tendrán 20 Torones de bajo relajamiento con diámetro de ½ pulgada.
- La vigas T contaran con estribos # 3 colocados a cada 18 cm desde el inicio de la viga hasta 1.18 metros, posteriormente estribos # 3 colocados a cada 20 cm hasta una distancia de 2.215 m y por ultimo estribos # 3 colocados a cada 20 cm hasta el centro del claro. En el siguiente tramo de la viga por ser simétrica se colocaran de igual forma.
- El concreto utilizado para el colado del estribo tiene una resistencia a la compresión de 5000 psi (350 kg/cm<sup>2</sup>) y el acero una resistencia a la fluencia de 60000 psi (4200 kg/cm<sup>2</sup>).
- El estribo del puente será cimentado a una profundidad de 2.70 m del talud del pie del cauce, por lo que tendrá una altura de 6 m hasta la rasante de la vía.

- Para la cimentación se utilizara una zapata corrida de 4 m \* 8 m, una pantalla de 5.3 metros, un talón de 1.70 m, un pie de 1.50 m, un espesor inferior de pantalla de 0.80 m y un espesor superior de 0.40 m, los parapetos del estribos serán de 1.23m de alto \* 0.25 de espesor, la ménsula tendrá una cajuela de 1m.
- Las dimensiones propuestas del estribo anteriormente son optimas ya que el muro es estable, dando valores de factor de seguridad al vuelco entre 2.5 y 4.3, valores mayores que 1.5 que es el permitido, además los factores de seguridad al deslizamiento se encuentran entre 1.6 y 2.7 valores mayores de 1.5, y las presiones del suelo son menores de 3.57 kg/cm<sup>2</sup> y mayores que cero por lo que no hay tensiones en la base y el suelo resiste las presiones del estribo.
- El concreto de los aletones tendrán una resistencia a la compresión de 3000 psi (210 kg/cm<sup>2</sup>) y acero de refuerzo grado 40 (resistencia de fluencia 40000 psi).
- Los aletones de la subestructura serán desplatados a 2.25 m, tendrán una altura de 5.60 m, una longitud de 3.60 metros, un ancho de la pantalla del muro de 0.40 metros, el ancho de la zapata de 3.50 metros y el talón tendrá un peralte de 0.65 m.
- El acero de refuerzo de la pantalla es # 6 colocado a cada 10 cm, y para acero de contracción y temperatura colocar varillas # 4 colocadas a cada 15 cm, para el pie de la zapata usar acero de refuerzo #6 colocado a cada 15 cm y para acero de contracción y temperatura colocar varillas # 5 colocadas a cada 15 cm y para el talón usar varillas de refuerzo # 6 colocado a cada 15 cm y para acero de contracción y temperatura colocar varillas # 5 colocadas a cada 15 cm.

## 2. Recomendaciones.

- Debido a que el tipo de suelo del lecho del cauce es propenso a socavarse se recomienda colocar obras de protección para proteger las fundaciones del puente, éstas obras pueden ser gaviones cajas de mallas hexagonal de 1.50m\*1.00m\*1.00m con piedra bolón y para mantener el equilibrio del perfil cauce usar gavión colchón reno de malla hexagonal de 4m\*2m\*0.30m.
- Colocar las obras de protección aguas arribas y aguas abajo a una distancia prudente de 40m y 20 m respectivamente.
- Se recomienda que debajo del nivel de desplante se coloque una capa de 0.20m de espesor de suelo cemento o concreto pobre para evitar contaminación del concreto hidráulico de la zapata y dar mejor facilidad del cimiento.
- En todos los elementos estructurales de concreto reforzado tomar muestras en cilindros para comprobar su resistencia a los 7, 14 y 28 días, supervisadas por un laboratorio especialista de suelo.
- El acero de refuerzo y especialmente el de presfuerzo y los ductos de postensado deben protegerse durante su transporte, manejo y almacenamiento
- Todos los elementos estructurales deben permanecer cimbrados el tiempo necesario para que el concreto alcance la resistencia suficiente para soportar su peso propio y otras cargas que actúen durante la construcción
- EL colado de la ménsula se debe realizar monolíticamente con el estribo.
- El armado del acero de ménsula realizarse según especificaciones en planos.
- Usar lámina de Neopreno de 5\*20\*40 cm en los apoyos de la viga, no modificar por ninguna razón.

- En el relleno de los estribos en los accesos se recomienda descapotar (donde exista cobertura de tierra vegetal) el terreno evitando que debajo del fondo del descapote se presenten alteraciones del suelo por saturación o remoldeo. Se recomienda un mínimo de 0.15 m de descapote.
- Para el relleno de los estribos se recomienda una arena limosa del sitio que cumpla las características de terraplén debidamente controlados por un laboratorio de suelos y materiales calificados.
- Compactar el relleno de los estribos en los accesos a un mínimo del 95% Próctor Estándar. El espesor de la capa a compactar deberá estar en función de la capacidad del equipo de compactación.
- Proteger el respaldo de los estribos del puente y de los aletones con una lámina Delta-Geo-drain, esta lámina evita que se produzcan deterioros en la impermeabilización si se producen asentamientos en el terreno a rellenar.
- Colocar el armado del acero de Losa, Estribos Y Aletones como se especifica en los planos.
- Colocar las obras de drenaje pluvial de la calzada de acuerdo a los planos.
- Mejorar la conformación de las calles de acceso al puente.
- Dejar bien establecidos los niveles topográficos del puente una vez construido para tener presente posibles asentamientos que puedan producirse.
- La etapa de construcción debe ser supervisada por un Ingeniero Civil capacitado en el área de puente.
- Colocar juntas de expansión de 3.65m, angulares de 6\*6\*0.5 pulgadas entre el puente y las calles de acceso.

### 3. Bibliografía.

- Análisis Estructural, tercera edición, Jack C. Mc Cormac, Editorial HARLA
- Código ACI-318-02 (American Concrete Institute).
- Concreto Reforzado un enfoque básico, DR. Edward G. Nawy, Editorial PRENTICE HALL HISPANOAMERICANA, S.A.
- Concreto Reforzado, tercera edición, Jack C. Mc Cormac, Editorial HARLA
- Hidrotecnia Vial I, Análisis Hidrológico (Diseño de puente), DR. Ottoniel Arguello Herrera.
- Mecánica de suelos, Editorial pueblo y educación
- Mecánica de suelos, Juárez Badillo- Rico Rodríguez, Tomo II Teoría y aplicaciones de la Mecánica de suelos. Editorial Limusa.
- Maestría de Ingeniería del transporte (Apuntes), clase “puentes”, Ing. Sergio Obregón Aguilar.
- Manual de la AASTHO (American Association of Highway and Transportation Officials) del año 2004.
- Manual de Diseño de puentes del MTC 2002.
- Normas mexicanas NTC – 87

# ANEXOS.

## 1. Anexos.

## Coordenada de levantamiento topográfico

PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACION
1	5000	3000	100
3	4995.947	3005.899	97.237
4	4995.316	3006.076	97.39
5	4997.915	3006.297	98.094
6	4998.638	3006.248	99.551
7	4994.731	3005.719	99.715
8	4989.676	3005.649	100.23
9	5004.701	3005.468	100.284
10	5004.199	2998.297	102.006
11	5009.006	2999.023	102.283
12	5003.272	2994.146	101.896
13	4995.254	2996.562	97.625
14	4996.036	2996.262	97.719
15	4998.181	2995.54	99.551
16	5000.656	2995.058	100.265
17	4993.713	2996.852	98.059
18	4991.273	2997.243	100.673
19	4987.233	2997.375	101.234
20	4992.824	2984.962	97.808
21	4994.865	2984.72	98.557
22	4991.631	2984.822	97.803
23	4995.906	2984.333	99.801
24	4988.983	2985.699	100.054
25	4998.352	2984.35	100.298
26	4985.351	2986.454	102.42
27	5001.656	2984.058	102.335
28	4991.327	2975.148	97.814
29	4992.052	2975.033	97.798
30	4990.06	2975.379	98.363
31	4993.337	2974.605	99.786
32	4996.725	2974.112	100.398
33	5000.137	2973.396	102.358
34	4984.948	2975.882	102.35
35	4988.939	2963.455	97.841
36	4988.095	2963.623	98.295
37	4989.918	2963.293	98.239
38	4990.782	2963.303	99.347
39	4995.037	2963.081	100.418

40	4998.97	2962.787	102.287
41	4983.138	2963.771	102.455
42	4988.848	2954.264	98.347
43	4990.371	2953.941	98.272
44	4987.18	2954.151	98.352
45	4991.452	2953.477	99.893
46	4993.726	2953.122	101.216
47	4985.229	2953.791	100.057
48	4995.054	2953.001	101.826
49	4982.559	2954.047	102.705
50	4987.556	2941.543	98.262
51	4988.3	2941.283	98.432
52	4986.25	2941.398	98.772
53	4985.861	2941.369	99.805
54	4984.344	2941.523	100.16
55	4988.874	2941.148	99.389
56	4982.322	2941.729	102.678
57	4991.52	2941.509	101.357
58	4993.594	2941.207	102.232
59	4986.243	2930.47	98.505
60	4987.506	2930.158	98.735
61	4985.193	2930.219	98.875
62	4983.565	2929.812	99.793
63	4983.056	2930.031	100.994
64	4980.066	2929.749	102.94
65	4990.352	2930.154	101.217
66	4992.287	2929.472	102.66
67	4985.156	2921.255	98.788
68	4983.283	2921.097	99.319
69	4982.184	2921.339	100.14
70	4987.451	2920.873	98.798
71	4977.893	2922.222	103.328
72	4988.019	2920.727	100.176
73	4990.567	2920.241	101.269
74	4992.363	2919.596	102.767
75	4981.42	2910.893	98.939
76	4982.966	2910.393	99.624
77	4980.217	2911.232	99.282
78	4978.888	2911.332	100.169
79	4976.78	2911.191	103.557
80	4984.383	2910.847	100.156

<b>81</b>	4987.101	2910.121	100.7
<b>82</b>	4981.296	2901.942	99.815
<b>83</b>	4978.876	2901.884	100.163
<b>84</b>	4976.267	2902.482	102.258
<b>85</b>	4975.675	2902.764	103.466
<b>86</b>	4984.316	2901.217	99.39
<b>87</b>	4989.481	2900.657	103.235
<b>88</b>	4985.125	3003.308	100.765
<b>89</b>	4985.13	3007.226	100.6
<b>90</b>	4985.623	2998.561	100.842
<b>91</b>	4975.926	3002.452	101.476
<b>92</b>	4976.066	3006.179	101.572
<b>93</b>	4976.588	2997.358	101.457
<b>94</b>	5007.762	3005.009	100.628
<b>95</b>	5008.786	3011.365	101.206
<b>96</b>	5005.376	3014.161	100.343
<b>97</b>	5018.768	3006.209	101.667
<b>98</b>	5019.109	3001.42	102.1
<b>99</b>	5019.214	3000.004	102.123
<b>100</b>	5018.032	3010.531	101.789
<b>101</b>	5017.705	3013.435	102.023
<b>102</b>	5000.952	3014.121	97.209
<b>103</b>	5002.33	3014.103	98.043
<b>104</b>	4996.978	3015.398	98.082
<b>105</b>	4995.688	3015.762	99.129
<b>106</b>	4991.949	3016.364	100.664
<b>107</b>	4988.529	3015.098	102.081
<b>108</b>	5002.691	3024.167	97.023
<b>109</b>	5001.783	3024.534	97.081
<b>110</b>	5001.101	3024.544	98.03
<b>111</b>	5003.68	3024.102	97.401
<b>112</b>	4996.719	3025.259	98.726
<b>113</b>	5006.251	3023.669	99.01
<b>114</b>	4992.977	3025.204	99.884
<b>115</b>	4989.547	3025.874	101.739
<b>116</b>	5005.063	3034.714	96.936
<b>117</b>	5003.484	3035.126	97.341
<b>118</b>	5001.934	3035.094	98.172
<b>119</b>	4997.968	3035.8	98.669
<b>120</b>	4993.972	3036.184	101.349
<b>121</b>	5006.311	3034.571	97.646

<b>122</b>	5007.591	3034.728	99.906
<b>123</b>	5005.407	3043.232	96.96
<b>124</b>	5003.514	3043.135	97.281
<b>125</b>	5000.854	3043.62	98.041
<b>126</b>	5006.697	3043.594	97.263
<b>127</b>	5009.655	3043.992	99.537
<b>128</b>	4995.566	3045.274	100.138
<b>129</b>	5004.752	3053.141	96.952
<b>130</b>	5006.384	3053	97.061
<b>131</b>	5007.755	3053.414	99.194
<b>132</b>	5002.867	3052.819	97.148
<b>133</b>	5010.955	3053.124	100.139
<b>134</b>	5001.326	3052.675	97.911
<b>135</b>	4996.192	3053.029	101.044
<b>136</b>	5010.36	3063.569	99.667
<b>137</b>	5003.494	3063.774	96.568
<b>138</b>	5005.563	3063.799	97.261
<b>139</b>	5008.498	3063.191	98.532
<b>140</b>	5001.269	3064.255	97.32
<b>141</b>	4998.684	3063.918	98.81
<b>142</b>	4994.836	3064.692	101.504
<b>143</b>	5000.742	3073.193	96.528
<b>144</b>	4994.773	3073.108	101.462
<b>145</b>	4999.664	3072.921	97.002
<b>146</b>	5002.138	3073.662	97.064
<b>147</b>	5003.004	3073.805	97.644
<b>148</b>	5007.489	3073.834	98.179
<b>149</b>	5010.047	3074.065	99.475
<b>150</b>	4998.833	3081.646	96.34
<b>151</b>	4995.89	3081.399	99.833
<b>152</b>	4998.073	3081.508	96.83
<b>153</b>	4992.914	3080.439	101.164
<b>154</b>	4999.672	3081.807	96.548
<b>155</b>	5001.698	3082.325	97.497
<b>156</b>	5006.149	3083.351	98.207
<b>157</b>	5009.667	3083.4	99.564
<b>158</b>	4996.626	3089.949	97.314
<b>159</b>	4995.95	3089.778	96.591
<b>160</b>	4998.284	3090.314	96.838
<b>161</b>	4990.729	3087.986	100.904
<b>162</b>	5002.373	3091.659	97.424

---

<b>163</b>	5004.59	3092.044	98.78
<b>164</b>	5006.009	3092.771	100.659
<b>165</b>	4995.381	3097.687	96.272
<b>166</b>	4994.996	3097.494	96.475
<b>167</b>	4997.344	3097.671	96.722
<b>168</b>	4992.405	3096.506	98.658
<b>169</b>	5001.086	3099.054	97.888
<b>170</b>	5003.031	3098.786	99.792



### 3. Especificaciones técnicas y notas generales.

1. El concreto estructural de la losa deberá tener una resistencia mínima a los 28 días de  $f'c = 4000$  psi.
2. El acero principal de la losa será de grado 40.
3. El concreto estructural de las vigas deberá tener una resistencia a los 28 días de 5800 psi
4. El acero principal de las vigas será de grado 60.
5. Las vigas serán pretensadas en fábrica.
6. El acero de presfuerzo de la viga deberá ser Torones de baja relajación con un diámetro de 0.5 pulgadas y una resistencia a la ruptura de 278600 psi.
7. El concreto estructural de los estribos y diafragmas deberá tener una resistencia mínima a los 28 días de 5000 psi.
8. El acero principal de los estribos y diafragmas será de grado 40.
9. El concreto estructural de los Aletones deberá tener una resistencia mínima a los 28 días de 3000 psi.
10. El acero principal de los Aletones será de grado 40.
11. El peso específico del material del relleno deberá oscilar entre 1800 y 1900  $kg/m^3$ , tanto para los Aletones como para los estribos.
12. El material de relleno deberá estar limpio, libre de plasticidad y deberá ser compactado al 90% próctor estándar.
13. Las guarniciones del puente (aceras y barandas) están especificada en los planos.
14. Los apoyos del puente deberán ser de neopreno con resistencia mínima de 1000 psi
15. La tubería para drenaje podrán ser de pvc de un diámetros de 4 pulgadas con cedula SDR-41.
16. Se protegerá el respaldo de estribos y aletones con sistema de protección Delta-Geo-drain.
17. Pernos de anclaje grado 8 con tuerca y arandela.